

Ganzheitliche Analyse zur Bewertung der Restnutzungsdauer geschweißter und hybrider Eisenbahnbrücken der 1930er bis 1970er Jahre

vom Fachbereich 13 – Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Technischen Universität Darmstadt

zur
Erlangung des akademischen Grades einer
Doktor-Ingenieurin

genehmigte
DISSERTATION

vorgelegt von

Manuela Fettke, M.Sc.

Referent:	Prof. Dr.-Ing. Michael Vormwald
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange
Tag der Einreichung:	30.09.2023
Tag der mündlichen Prüfung:	12.12.2023

Darmstadt 2023

D 17

Manuela Fettke

Ganzheitliche Analyse zur Bewertung der Restnutzungsdauer geschweißter und hybrider Eisenbahnbrücken der 1930er bis 1970er Jahre

Eigenverlag:
Technische Universität Darmstadt
Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik
Franziska-Braun-Straße 3
64287 Darmstadt

E-Mail: post@wm.tu-darmstadt.de

Dissertationsort: Darmstadt, Technische Universität Darmstadt

Tag der mündlichen Prüfung: 12.12.2023

Jahr der Veröffentlichung der Dissertation auf TUpriints: 2024

URN: [urn:nbn:de:tuda-tuprints-280939](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:tuda-tuprints-280939)

Veröffentlicht unter CC BY 4.0 International

<https://creativecommons.org/licenses/>

Diese Arbeit erscheint gleichzeitig als vom Fachbereich 13 – Bau- und Umweltingenieurwissenschaften – der Technischen Universität Darmstadt zur Erlangung des akademischen Grades einer Doktor-Ingenieurin eingereichte Dissertation (D 17).

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist neben meiner beruflichen Tätigkeit in der Bauartverantwortung für stählerne Eisenbahnbrücken bei der Deutschen Bahn AG entstanden. Das Thema entwickelte sich aus dem beruflichen Kontext heraus.

Die Unterstützung zahlreicher Personen haben zum Gelingen dieses Vorhabens beigetragen, denen ich herzlich danken möchte.

In erster Linie möchte ich aufrichtig meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Michael Vormwald danken für seine Unterstützung zur beruflichen Weiterentwicklung meiner Person auf dem Gebiet der Werkstoffmechanik, die mich in meiner Arbeit fachlich sehr vorgebracht hat, sowie die Betreuung und sein Vertrauen. Ohne diese Unterstützung wäre dies nicht möglich gewesen. Ich schätze zudem seine kompetente, aufrichtige und menschliche Art sehr.

Ich möchte auch den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern von Herrn Prof. Vormwald des Fachgebiets Werkstoffmechanik an der TU Darmstadt danken, die mir immer freundschaftlich mit Rat und Tat zur Seite standen und mich perfekt auf die Disputation vorbereitet haben.

Für die Bereitschaft und Übernahme des Korreferats möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange (Fachgebiet Stahlbau, TU Darmstadt) herzlich danken.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Boris Lehmann, Frau Prof. Dr.-Ing. Jia Liu und Herrn Prof. Uwe Rüppel für ihre Mitwirkung bei der Doktorprüfung.

Für die Impulse, Diskussionen und Anregungen im fachlichen Austausch mit beruflichen Wegbegleitern und Kolleginnen/ Kollegen, die ebenfalls zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben, möchte ich mich bedanken.

Vom ganzen Herzen danke ich meiner Familie für ihre Unterstützung, Hilfe, Motivation und das zu jeder Tageszeit offene Ohr. Sie haben mir privat vieles abgenommen, so dass ich mich dieser Arbeit widmen konnte.

Hamburg, 2023

Kurzfassung

Die Restnutzungsdauer geschweißter Eisenbahnbrücken rückt vermehrt in den Fokus. Die Verbindungstechnik Schweißen, welche vor mehr als 90 Jahren im Brückenbau in Deutschland erfolgreich eingeführt wurde, verdrängt zunehmend die genieteten Konstruktionen. Anfangs mussten einige Hürden überwunden werden, die zeitweise auch einen Rückschritt bedeuteten und in der Folge zu hybriden und teils tribriden Verbindungstechniken innerhalb eines Brückenbauwerkes führten. Die Nachkriegszeit, die vom umfangreichen Wiederaufbau zerstörter Brücken geprägt ist, lässt Fragen zur Zuverlässigkeit dieser Tragwerke aufkommen. Der anschließende Bauboom der 1960er/ 70er Jahre, aus dem neue geschweißte Konstruktionstypen hervorgingen, zeigt in einigen Teilen erste Probleme.

Parallel vollzog sich die Weiterentwicklung der Stähle, welche u. a. den Thomasstahl beinhaltete, der ebenfalls für geschweißte Eisenbahnbrücken zur Anwendung kam. Der Werkstoff hat in mehreren Jahrzehnten intensive Untersuchungen erfahren und hatte Befürworter und Kritiker gleichermaßen.

Im Gegensatz zu den genieteten Brückenstrukturen, denen sich die Wissenschaft in den letzten Jahrzehnten ausführlich gewidmet hat und viele wertvolle Erkenntnisse zur Erhaltung dieser Bauwerke hervorbrachte, sind für geschweißte und hybride/ tribride Eisenbahnbrücken nur wenige Untersuchungen, die meist einen Detailaspekt betrachten, zu finden. Zum einen liegt dies in der Altersstruktur dieser Brücken begründet. Zum anderen kommen viele dieser Bauwerke jetzt in das Alter bzw. in das Grenzkriterium von 60 Jahren, welches für Brücken der Deutschen Bahn AG eine Nachweispflicht in Form eines Restnutzungsdauernachweises vorschreibt.

Aus diesem Grund sollen die ersten Generationen geschweißter und hybrider Eisenbahnbrücken, welche zwischen 1930 bis in die 70er Jahre erbaut wurden, vergleichend betrachtet werden zur Herausstellung von jeweiligen Vor- und Nachteilen, die Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit und somit auf die Restnutzungsdauern dieser Tragkonstruktionen haben.

Geschweißte Brücken zeigen mehrere Spezifika, die es u. U. erschweren eine Einordnung der Bauwerke auf Basis des Restnutzungsdauernachweises nach Ril 805 und der Zustandskategorie vorzunehmen. Deshalb soll über eine ganzheitliche Analyse, welche über die Entwicklung eines einfachen Modells die Charakteristika der verschiedenen Einflussfaktoren berücksichtigt, dem Anwender eine Einordnung und Bewertungsmöglichkeit der geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken gegeben werden.

Da dies eine erste gesamtheitliche Betrachtung darstellt, werden weitere offene Forschungsthemen aufgezeigt.

Abstract

The remaining service life of welded railway bridges is increasingly coming into focus. Welding as a joining technique, which was successfully introduced in bridge construction in Germany more than 90 years ago, is increasingly replacing riveted constructions. Initially, a number of hurdles had to be overcome, which in parts also meant a step backwards at times, and subsequently led to hybrid and partly tribrid joining techniques within a bridge structure. The post-war period, marked by the extensive reconstruction of destroyed bridges, raised questions about the reliability of these bridge structures. The subsequent construction boom of the 1960s/70s, which gave rise to new welded construction types, shows the first problems in some parts.

Parallel to this, the development of steels took place, including Thomas steel, which was also used for welded railway bridges. The material has undergone intensive research over several decades and has had supporters and critics alike.

In contrast to riveted bridge structures, to which science has devoted itself extensively in recent decades and produced many valuable solutions on the preservation of these structures, only a few studies, mostly looking at one detailed aspect, can be found for welded and hybrid railway bridges. On the one hand, this is due to the age structure of these bridges. On the other hand, many of these structures are now approaching the age or the limit criterion of 60 years, which prescribes a verification obligation for bridges of the Deutsche Bahn AG in the form of a residual service life verification.

For this reason, the first generations of welded and hybrid railway bridges, which were built between 1930 and 1979, are to be compared in order to establish the respective advantages and disadvantages that have an influence on the fatigue strength and thus on the remaining service life of these bridge structures.

Welded bridges show several specific characteristics that may make it difficult to classify the structures on the basis of the remaining service life verification according to Ril 805 and the condition category. Therefore, a holistic analysis, which takes into account the characteristics of the various influencing factors through the development of a simple model, is to provide the user with a classification and evaluation option for welded and hybrid/ tribrid railway bridges.

As this represents a first holistic view, further open research topics will be identified.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	III
Kurzfassung	V
Abstract	VII
Inhaltsverzeichnis	1
Nomenklatur	3
1 Einleitung	6
1.1 Thematik	6
1.2 Motivation und Ziel.....	7
1.3 Vorgehensweise.....	8
2 Stand der Technik	10
2.1 Stand der Forschung	10
2.2 Bestand stählerner Eisenbahnbrücken im Bereich der Deutschen Bahn	10
2.3 Betriebsfestigkeitsnachweise von Eisenbahnbrücken.....	12
2.3.1 Einflussfaktoren auf die Lebensdauer der Konstruktion.....	15
2.4 Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805	18
2.4.1 Aktueller Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805.....	18
2.5 Entwicklung der Vorschriften.....	25
2.5.1 Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken allgemein	25
2.5.2 Berechnungsgrundlagen für geschweißte Eisenbahnbrücken.....	28
2.6 Entwicklung der Schweißverfahren	33
2.6.1 Schweißverfahren	34
2.6.2 Grundwerkstoffe/ Zusatzwerkstoffe.....	40
2.6.3 Konstruktive Ausbildung der Schweißnähte	41
2.6.4 Einflussfaktoren.....	43
2.7 Entwicklung der Stähle	44
2.7.1 Baustähle.....	46
2.7.2 Höherwertige Baustähle	48
2.7.3 Schweißeignung der Stähle.....	55
2.7.4 Bewertung.....	58
2.7.5 Aktuelle Regelungen Stahlsortenwahl	60
3 Untersuchung der geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken	61
3.1 I. Generation von 1930 - 1939	61
3.1.1 Entwicklung der Schweißtechnik im Eisenbahnbrückenbau.....	61
3.1.2 Erste geschweißte Eisenbahnbrücken	63
3.1.3 Konstruktionen.....	66
3.1.4 Erkenntnisse und Anpassungen	76

3.2	II. Generation von 1940 - 1950.....	82
3.2.1	Kriterien zum Wiederaufbau von Eisenbahnbrücken.....	82
3.2.2	Neue Konstruktionstypen.....	86
3.3	III. Generation von 1951 - 1979.....	91
3.3.1	Untersuchungen/ Anpassungen	92
3.4	Einflussfaktoren.....	97
3.4.1	Werkstoff/ Thomasstahl	97
3.4.2	Einfluss des Lastenzuges.....	111
3.4.3	Eigenspannungen	120
3.4.4	Probelastung.....	126
4	Zusammenfassung der Untersuchungen	131
4.1.1	Zusammenfassung und Bewertung der 3 Generationen.....	131
4.1.2	Vergleich geschweißte/ hybride mit genieteten Eisenbahnbrücken	133
4.1.3	Auswertung und Schlussfolgerungen Ergebnisse nach Ril 805	135
5	Modellentwicklung zur ganzheitlichen Bewertung	139
5.1	Schadensfälle.....	139
5.1.1	Analyse Schadensfälle.....	139
5.1.2	Auswertung.....	143
5.1.3	Globaler Sicherheitsbeiwert	146
5.2	Risikoanalyse und Risikoakzeptanzkriterien.....	148
5.3	Eigene gesamtheitliche Bewertungsmethode	151
5.3.1	Vorgehensweise/ Methodik	152
5.3.2	Vor- und nachteilig wirkende Parameter	160
5.3.3	Risikomatrix	164
5.3.4	Anwendungsbeispiel.....	167
5.3.5	Auswertung.....	169
5.4	Gesamtauswertung	170
5.4.1	Zusammengefasste Ergebnisse.....	170
5.4.2	Forschungsbedarf	172
6	Fazit / Schlussfolgerungen.....	174
	Anhang.....	177
	Literaturverzeichnis	178
	Tabellenverzeichnis.....	192
	Abbildungsverzeichnis.....	194

Nomenklatur

Abkürzungen

Abb.	Abbildung
AbZ	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
AUBI	Aufschweißbiegeversuch
BAB	Bundesautobahn
BASt	Bundesamt für Straßenwesen
BAW	Bundesamt für Wasserbau
BO	Bogen
BZA	Bundesbahn-Zentralamt
BZ	Betriebszug
bzgl.	bezüglich
DMS	Dehnungsmessstreifen
dbzgl.	diesbezüglich
DS	Drucksache
DV	Druckvorschrift
EBA	Eisenbahnbundesamt
EBR	Eisenbahnbrücke
ELTB	Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen
et al.	et alia / und andere
etc.	et cetera / und so weiter
EÜ	Eisenbahnüberführung
FvBel	Fachbeauftragte für Brückenbelastbarkeit
ggf.	gegebenenfalls
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HLN	Hochleistungsnetz
HT	Hauptträger
IBL	Infosystem-Betriebsleistungen
i.d.R.	in der Regel
Leidis	Leitsystem - Netzdisposition
LF	Lastfall
LM	Lastmodell
LT	Längsträger
Lü	Lademaßüberschreitung
LüP	Länge über Puffer: Abstand der nicht eingedrückten Pufferenden
Mglk.	Möglichkeit
OES	Funkenemissionsspektrometrie
QT	Querträger
RND	Restnutzungsdauer
RSL	Radsatzlast
SKB-System	Schaper-Krupp-Bundesbahn-System (Behelfsbrücke)
SKR-System	Schaper-Krupp-Reichsbahn-System (Behelfsbrücke)
SM-Stahl	Siemens-Martin-Stahl
Tfz	Triebfahrzeug

T-Stahl	Thomas-Stahl
u. a.	unter anderem
UIC	Union Internationale des Chemins de fer – Internationaler Eisenbahnverband
UiG	Unternehmensinterne Genehmigung
u. U.	unter Umständen
VT	Versteifungsträger
WEZ	Wärmeeinflusszone
ZiE	Zustimmung im Einzelfall
ZSK	Zustandskategorie

Formelzeichen

Kap. 2.3.1

R Mittelspannungsverhältnis

Kap. 2.4.1

α	Beanspruchungsverhältnis
A	Differenz des Nachrechnungsjahres zum Jahr 1996
α	Faktor in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l
α_w	rechnerische Nahtdicke
$\beta_{D,UIC}$	ermüdungsrelevanter Belastbarkeitswert
$D_{Verg,1936}$	akkumulierte Schadenssumme für Verkehr der Vergangenheit
D_{Verg}	akkumulierte Schadenssumme der Vergangenheit
D_{Zuk}	akkumulierte Schadenssumme der Zukunft
i	Zeitabschnitt
l	maßgebende Länge
$\max \Delta \sigma_1$	größter Anteil der Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt (UIC 71)
$\max \Delta \sigma_{UIC}$	maximale Spannungsdifferenz bei Lastbild UIC 71
ρ_1	Korrekturfaktor des Baujahres der Brücke
$\rho_{1,i-1}$	Wert nach Bild 2 Ril 805 für das Anfangsjahr des Zeitabschnitts i
$\rho_{1,i}$	Wert nach Bild 2 Ril 805 für das Endjahr des Zeitabschnitts i
ρ_2	Korrekturfaktor der Jahresbruttotonnage je Gleis
ρ_3	Korrekturfaktor der Begegnungshäufigkeit
ρ_4	Korrekturfaktor der zulässigen Streckengeschwindigkeit
ρ_B	Begegnungshäufigkeit
$\Delta\sigma$	Spannungsschwingbreite
σ_{max}	Maximalspannung (mit Vorzeichen)
σ_{min}	Minimalspannung (mit Vorzeichen)
$\sigma_{\gamma,w,v}$	Vergleichswerte der vorhandenen Schweißnahtspannungen
$\sigma_{w,R,d}$	Grenzsweißnahtspannung
$\sigma_{\gamma\perp}$	Normalspannung (senkrecht)
$\tau_{\gamma\perp}$	Schubspannung (senkrecht)
$\tau_{\gamma\parallel}$	Schubspannung (parallel)
$f_{y,k}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze
$f_{y,k}/\gamma_M$	Bemessungswert der Beanspruchbarkeit
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes (Material)
γ_B	Teilsicherheitsbeiwert, der den baulichen Zustand berücksichtigt
R	Restnutzungsdauer
$zul \Delta \sigma_{BE,\kappa}$	zulässige Spannungsdoppelamplitude

<i>v_{zul}</i>	zulässige Geschwindigkeit
Kap. 2.5.2	
$\max \sigma$	maximale Spannung
$\min \sigma$	minimale Spannung
κ	Spannungsverhältnis
σ_a	Dauerstandfestigkeit
σ_o	obere Spannung
σ_u	untere Spannung
$\sigma_{D,zul}$	zulässige Spannung
Kap. 2.7.2	
E	Elastizitätsmodul
σ_{zul}	zulässige Zug- und Biegebeanspruchung
Kap. 3.1.3	
α	Biegewinkel
d	Durchmesser
F_n	Leibungsfläche eines Nietes
F_s	Scherfläche eines Nietquerschnittes
Δl	Längenänderung
s	erforderliche Wandstärke
t	Blechdicke
σ_s	zulässiger Spannungswert (Streckgrenze)
σ_{zul}	zulässige Spannung
$\sigma_{l,zul}$	zulässige Lochwandpressung
τ_{zul}	zulässige Scherspannung
Kap. 3.3.1	
E	Elastizitätsmodul
f	zulässige Durchbiegung
h	Mindestträgerhöhe
l	Stützweite
M_p	größte Moment aus Verkehr (inkl. Schwingbeiwert)
$\max M$	größtes Moment aus ständiger Last und Verkehr
ϕ	Schwingbeiwert
σ_{zul}	zulässige Spannung
Kap. 3.4.1	
σ'	Makroeigenspannung
σ''	Mikroeigenspannung
σ'''	Eigenspannung im atomaren Bereich
Kap. 5.1.3	
F	Gebrauchslast
$ult F$	Bruchlast
s	Sicherheit
γ	Sicherheitszahl/ Sicherheitsbeiwert
σ	Spannung
σ_s	zulässiger Spannungswert (Streckgrenze)
$ult \sigma$	äußerste Grenzspannung
$zul \sigma$	zulässige Spannung

1 Einleitung

1.1 Thematik

Die Restnutzungsdauer geschweißter Eisenbahnbrücken rückt vermehrt in den Fokus. Die Verbindungstechnik Schweißen, welche vor mehr als 90 Jahren im Brückenbau in Deutschland erfolgreich eingeführt wurde, verdrängt zunehmend die genieteten Konstruktionen. Anfangs mussten einige Hürden überwunden werden, die zeitweise einen Rückschritt bedeuteten und in der Folge zu hybriden und teils tribriden Verbindungstechniken innerhalb eines Brückenbauwerkes führten. In Abb. 1 sind die kombinierten Verbindungsarten erläutert, welche ursprünglich im Zuge der Herstellung des Stahltragwerkes oder nachträglich innerhalb von Sanierungen oder Verstärkungen entstanden sind. Die Begrifflichkeit „hybrid“ wurde aus dem Automobilbereich der unterschiedlichen Antriebstechniken adaptiert und in Analogie der Begriff „tribrid“ eingeführt.

Geschweißt	<ul style="list-style-type: none">■ vollständig geschweißte Tragkonstruktion■ ohne andere Fügeverfahren in Haupttraggliedern
Hybrid	<ul style="list-style-type: none">■ zwei verschiedene Fügeverfahren innerhalb der Tragkonstruktion und/ oder eines Tragdetails (z.B. Anschlussbereich (ab 1940 bis Mitte der 1960er Jahre)■ am häufigsten → geschweißt-genietet
Tribrid	<ul style="list-style-type: none">■ drei verschiedene Fügeverfahren innerhalb der Tragkonstruktion und/ oder eines Tragdetails■ geschweißt - genietet - geschraubt■ ursprünglich oder nachträglich entstanden

Abb. 1: Erläuterung der Begriffe hybrid und tribrid

Die Nachkriegszeit, die vom umfangreichen Wiederaufbau zerstörter Brücken geprägt ist, lässt Fragen zur Zuverlässigkeit dieser Tragwerke aufkommen. Der anschließende Bauboom der 1960er/ 70er Jahre, aus dem neue geschweißte Konstruktionstypen hervorgingen, zeigt in einigen Teilen erste Probleme.

Parallel vollzog sich die Weiterentwicklung der Stähle, welche u. a. den Thomasstahl beinhaltete, der ebenfalls für geschweißte Eisenbahnbrücken zur Anwendung kam. Der Werkstoff hat in mehreren Jahrzehnten intensive Untersuchungen erfahren und hatte Befürworter und Kritiker gleichermaßen.

Im Gegensatz zu den genieteten Brückenstrukturen, denen sich die Wissenschaft in den letzten Jahrzehnten ausführlich gewidmet hat und viele wertvolle Erkenntnisse zur Erhaltung dieser Bauwerke hervorbrachte, sind für geschweißte und hybride/ tribride Eisenbahnbrücken nur wenige Untersuchungen, die meist einen Detailspekt betrachten, zu finden (u. a. Beckert (2001), Braun 2012, Doliva 2016, Gajda 2021, Hesse 2017, Hobbacher 2014, Knödel 2006, Kuscher 2009, Sieber et al.2020, Tölle 2013, Voorman 2006, Zerst 2015). Zum einen liegt dies in der Altersstruktur dieser Brücken begründet. Zum anderen kommen viele dieser Bauwerke jetzt in das Alter bzw. in das Grenzkriterium von 60 Jahren, welches für Brücken der Deutschen Bahn AG eine Nachweispflicht in Form eines Restnutzungsdauernachweises (Ril 805) vorschreibt. Der Erhalt alter Brücken erfordert ein erweitertes Verständnis der Konstruktion, der Werkstoffe, der Fügeverfahren, der Auswirkungen der überwiegend nicht ruhenden Beanspruchung, gepaart mit dynamischen Einflüssen und den jeweiligen Alterungsprozessen.

In Teilen ist eine Diskrepanz zwischen dem Ergebnis des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805, der aktuellen Zustandskategorie und/oder weiteren Einflusskriterien festzustellen, die die Einordnung und Bewertung der geschweißten Eisenbahnbrücke erschweren, vor allem bei Vorhandensein von Thomasstahl.

1.2 Motivation und Ziel

Mit dieser Arbeit soll ein ganzheitlicher Ansatz zur Einordnung und Bewertung der vollständig geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken, welche zwischen 1930 bis 1979 erbaut wurden, ermöglicht werden. Dabei bleiben der probabilistische Ansatz zur Ermittlung der Restlebensdauer der Stahlkonstruktionen als Bestandteil und Basis zusammen mit der Zustandskategorie zur Gesamtbewertung bestehen. Diese stellen aus den zuvor genannten Gründen nicht das alleinige Entscheidungskriterium dar.

Über die erstmalige Schaffung einer grundsätzlichen Struktur und Systematik zur besseren Einordnung der ersten geschweißten Brücken bis zu den umfangreichen Entwicklungen in den 1970er Jahren soll eine breite Wissensbasis, ein Grundverständnis, eine Einordnung der wichtigsten Konstruktionstypen und ihrer Einflussfaktoren vermittelt werden. Aus diesem Grund sollen die ersten Generationen geschweißter und hybrider/ tribrider Eisenbahnbrücken, welche zwischen 1930 bis 1979 erbaut wurden, vergleichend betrachtet werden zur Herausstellung von jeweiligen Vor- und Nachteilen, die Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit und somit auf die Restnutzungsdauern dieser Tragkonstruktionen haben.

Geschweißte Brücken zeigen mehrere Spezifika, die es u. U. erschweren, eine Einordnung der Bauwerke auf Basis des Restnutzungsdauernachweises nach Ril 805 und der Zustandskategorie vorzunehmen. Deshalb soll über eine ganzheitliche Analyse, welche über die Entwicklung eines einfachen Modells die Charakteristika der verschiedenen Einflussfaktoren berücksichtigt dem Anwender eine Einordnung und Bewertungsmöglichkeit der geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken gegeben werden. Die Arbeit soll gleichzeitig als Grundlagenarbeit und Wissenssammlung dienen, die wesentliche Aspekte zur Bewertung der Restnutzungsdauer dieser Tragwerke beleuchtet.

Die Ergebnisse sollen im Anschluss zur Veröffentlichung dieser Arbeit innerhalb der Deutschen Bahn AG in Form einer Arbeitshilfe den Anwendern zugänglich gemacht werden.

Da dies eine erste gesamtheitliche Betrachtung darstellt, werden weitere offene Forschungsthemen aufgezeigt.

1.3 Vorgehensweise

In Abb. 2 ist die Struktur und Vorgehensweise dargestellt, welche nachfolgend erläutert wird.

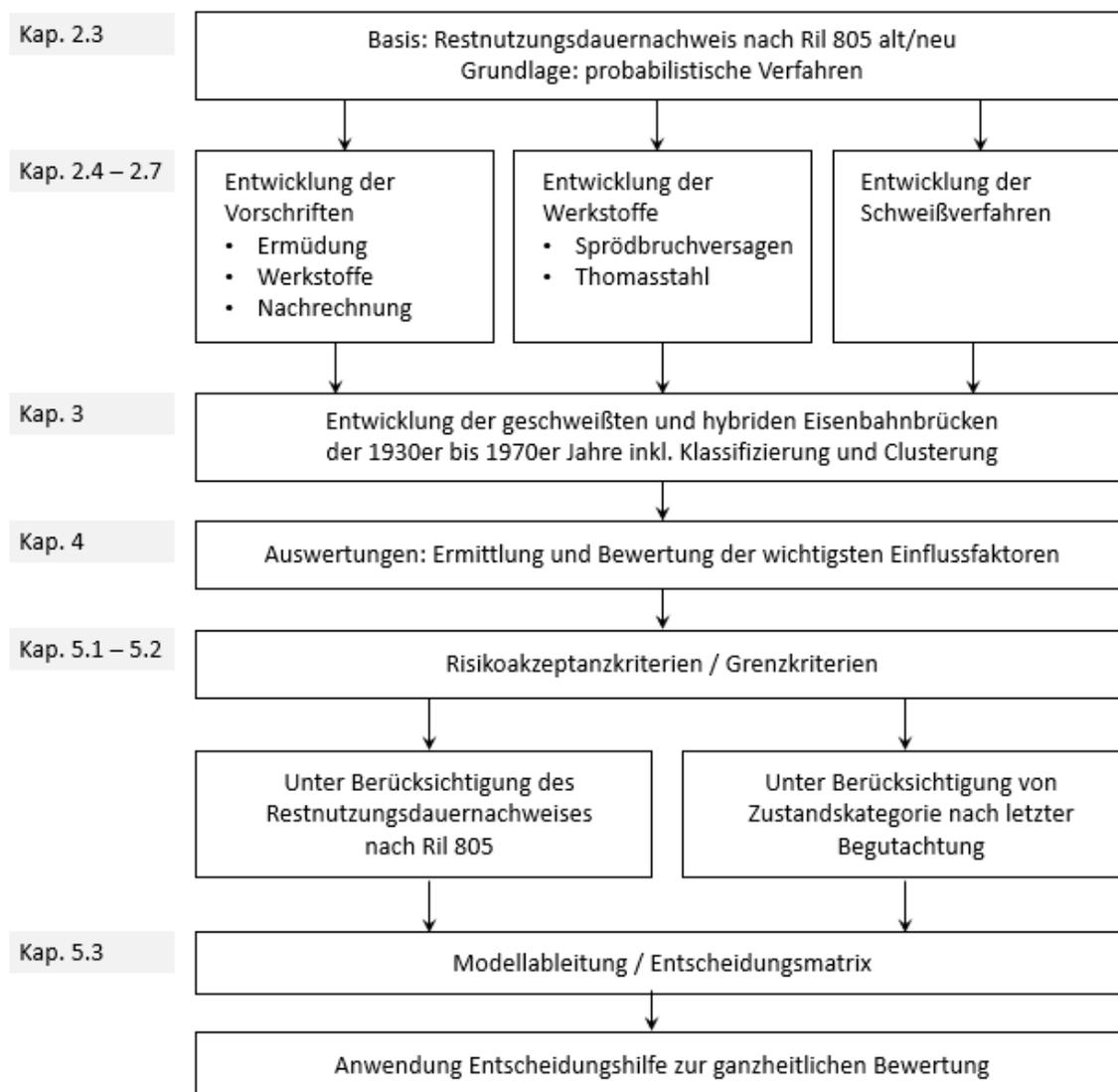


Abb. 2: Darstellung der Vorgehensweise

Kap. 2.3: Nach einer kurzen Betrachtung der Statistik geschweißter und hybrider Eisenbahnbrücken werden die wichtigsten Inhalte des aktuellen Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 erläutert inklusive eines Ausblickes auf die geplanten Anpassungen der Richtlinie.

Kap. 2.4 – 2.7: Über die Darstellung der verschiedenen Entwicklungsstränge werden Einblicke zur Einführung und Fortschreibung der bahninternen Vorschriften, der Schweißverfahren und werkstoffseitig bzgl. der Entwicklungen der Stähle gegeben. Diese bilden die Basis für die ausgeführten Konstruktionen.

Kap. 3: Da die Brückengesamtheit der geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken ein umfangreiches Feld darstellen, ist es notwendig für die wesentlichen Konstruktionstypen der einzelnen Jahrzehnte unter Berücksichtigung der jeweils gültigen Vorschriften und Erfahrungen in der Schweißtechnik eine Clustering und Klassifizierung vorzunehmen mit Zusammenfassung nach

Brückenspezifika und den Einflusskriterien. Dabei wird auf durchgeführte Untersuchungen und deren Ergebnisse eingegangen, die für die Einordnung von Einflussfaktoren zur Bewertung von Belang sind, wenn die Versuchsergebnisse zu Anpassungen in den Vorschriften oder Restriktionen in Form von bahninternen Anordnungen geführt haben. Die III. Generation (1951 – 1979) beinhaltet vielfältige Weiterentwicklungen, die aufgrund ihrer Umfänglichkeit nicht umfassend dargestellt werden können. Aus diesem Grund werden hier nur einige ausgewählte Details beleuchtet. Zusätzlich werden weitere Einflussfaktoren betrachtet. Ein Hauptschwerpunkt liegt auf Stahlbrücken, welche teilweise oder vollständig in Thomas-Güte hergestellt wurden. Insgesamt wird die Materialseite und deren Entwicklung eingehend beleuchtet, da nicht nur der Thomasstahl zu einem spröden Versagen führen kann.

Mit Gründung der Deutschen Bundesbahn 1949 vollzog sich durch das geteilte Deutschland auch eine zwangsläufige Teilung der Infrastruktur der Bahnnetze. Ab 1950 werden die Stahlbrücken auf der westdeutschen Seite innerhalb dieser Arbeit betrachtet.

Kap. 4: Über vergleichende Auswertungen werden wichtige Aspekte herausgearbeitet, die für die weitere Betrachtung und Analyse von Relevanz sind.

Kap. 5.1 – 5.3: Über die Auswertung von Schadensfällen und deren Ursachen werden Rückschlüsse auf die Redundanz des Systems und die Einflusskriterien gezogen, die wiederum über die Risikoanalyse und Risikoakzeptanz unter konkreter Anwendung der herausgearbeiteten Kriterien die Ableitung eines Modells ermöglichen. Dieses erlaubt anhand der Berücksichtigung relevanter Parameter eine ganzheitliche Methode zur Einordnung und Bewertung geschweißter und hybrider/tribriden Eisenbahnbrücken. Die Anwendung des einfachen Modells wird anhand eines Beispiels erläutert und die Methode bewertet.

Aus der Grundlagenarbeit ergeben sich weitere Fragestellungen, die im Anschluss der Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse aufgezeigt werden.

2.1 Stand der Forschung

Umfangreiche Untersuchungen über mehrere Jahrzehnte gibt es in Bezug auf genietete Stahlkonstruktionen. Für die geschweißten Tragwerke hingegen sind einzelne Untersuchungen die Bewertung der Restnutzungsdauer der Bauwerke betreffend zu finden. Bei diesen Einzelthematiken handelt es sich um die Bewertung der Schweißnähte oder die Schweißbarkeit alter Stähle innerhalb von Sanierungen bzw. Betrachtungen zur Spröbruchthematik (u. a. Doliva 2016, Gajda 2021, Hobbacher 2014, Kuscher 2009, Sieber et al. 2020, Tölle 2013, Zerbst 2015).

Eine gesamtheitliche Betrachtung ausgehend von der Entwicklung der Bauweise, den jeweiligen Schwierigkeiten unter Berücksichtigung der Sicherheitsniveaus der damaligen Vorschriften und unter Bezugnahme der verwendeten Stähle, welche chronologisch für die jeweiligen Generationen und Konstruktionstypen mit ihren wesentlichen Einflüssen im Gesamtkontext untersuchen, konnte nicht eruiert werden.

2.2 Bestand stählerner Eisenbahnbrücken im Bereich der Deutschen Bahn

Einleitend wird die Entwicklung des Brückenbestandes der stählernen Eisenbahnbrücken des betreffenden Zeitraumes von 1930 bis 1975 zur Einschätzung und Eingrenzung der relevanten Brückentypen mit den jeweiligen Verbindungstechniken betrachtet. In der Untersuchung der einzelnen Dekaden, werden Entwicklungen und vorherrschende Konstruktionstypen und -verbindungen analysiert. Als Basis dienen der jährliche „Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2022“ (IZB 2022) sowie DB-interne Datenbanken (DB-SAP R/3).

Dem aktuellen Bericht (IZB 2022) zufolge, weist das Streckennetz in Deutschland eine Betriebslänge der Gleise von 33.297 km aus. Insgesamt wurden 25.719 Eisenbahnbrücken im Bestand erfasst. Die Entwicklung des Gesamtbrückenbestandes unter Eisenbahnverkehrslasten und die der wichtigsten Bauarten ist in der nachfolgenden Abb. 3 aufgeschlüsselt. Daraus wird ersichtlich, dass die Gesamtanzahl der Brücken im geringfügigen Umfang in den letzten Jahren steigt, ursächlich durch Inbetriebnahmen von Neubaustrecken. Zukünftig ist ein gewisser Zuwachs durch Reaktivierung alter Strecken zu erwarten. Innerhalb der Bauarten nimmt die Gruppe der Stahlbrücken (in Abb. 3 in hellblau) zunehmend eine geringere Rolle ein, da dieser Bestand stetig abnimmt, bedingt dadurch, dass Ersatzneubauten nicht als Stahlbrücken wieder hergestellt werden. Im Jahr 2022 waren 4141 Stahlbrücken im Bestand dokumentiert (IZB 2022). Im Vergleich dazu wurden im Jahr 2000 noch rund 8000 stählerne Eisenbahnbrücken verzeichnet, von denen ca. 50 Prozent vor 1920 erbaut wurden (Quoos et al. 2000).

Neben den Gewölbebrücken, welche zahlenmäßig weit über den Stahlbrücken liegen, stellen die Stahlbrücken die zweitälteste Bauweise dar. Die älteste im Betrieb befindliche stählerne Eisenbahnbrücke ist die Rheinbrücke Waldshut von 1859 als 190 m lange Gitterfachwerkbrücke ausgebildet, welche das badische Waldshut mit dem Schweizer Ort Koblenz (Kanton Aargau) verbindet und unter Denkmalschutz steht (DB-SAP R/3). Aus der Statistik (Abb. 3) wird ersichtlich, dass der Bestand an Rahmenbrücken und Stahlbetonbrücken kontinuierlich zunimmt.

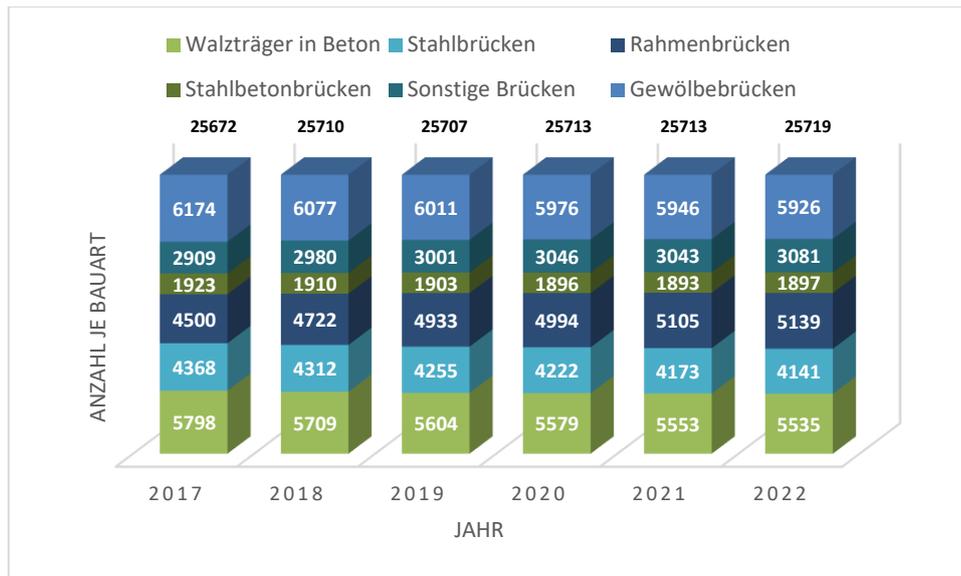


Abb. 3: Entwicklung des Brückenbestandes im Eisenbahnverkehr in Deutschland mit Unterteilung nach Bauarten (IZB 2022)

In nachfolgender Abb. 4 wird auf die gesamte Entwicklung des Brückenbestandes im Eisenbahnverkehr eingegangen. Aus der Übersicht wird ersichtlich, dass Stahlbrücken (dunkelgrau) immer eine untergeordnete Rolle spielten. In den ersten Dekaden waren die Gewölbebrücken führend, welche von den Walzträger-in-Beton-Brücken (WiB-Brücken) abgelöst wurden. In den letzten Jahrzehnten sind die Massivbrücken vorherrschend. Die zuvor betrachtete Abb. 3 zeigt, dass für das Jahr 2022 rein zahlenmäßig die Gewölbebrücken und WiB-Brücken nach wie vor in größter Anzahl im Bestand vorliegen.

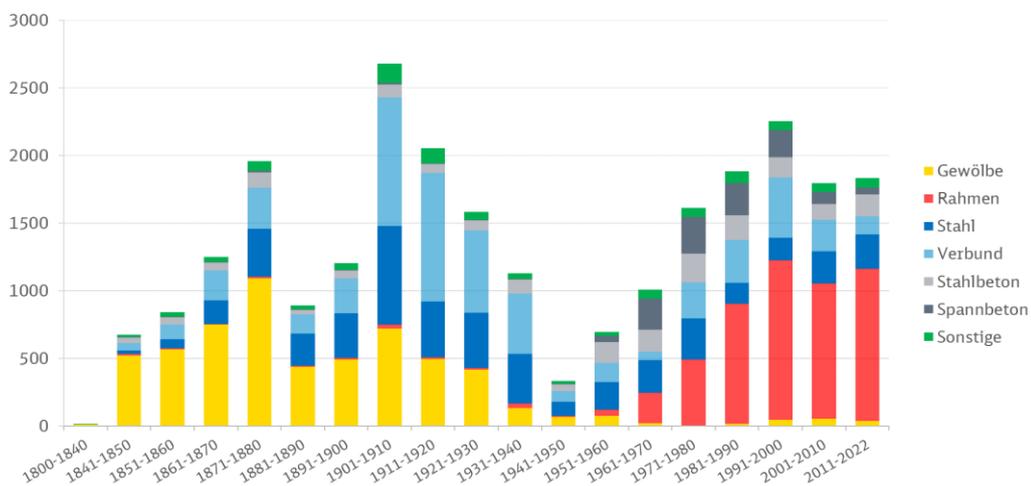


Abb. 4: Entwicklung des Brückenbestandes im Eisenbahnverkehr – Σ 25.700 Brücken (DB I.NAI 42 2022)

In Abb. 4 ist der Bauboom zu Beginn des letzten Jahrhunderts ableitbar, der Zeit des Jugendstils sowie in der Zeit nach der Wiedervereinigung des geteilten Deutschlands. Zwischen 1940 bis 1950 ist die geringste Bauaktivität zu verzeichnen, was mit dem 2. Weltkrieg (1939 – 1945) und der in der Nachkriegszeit zur Verfügung stehenden knappen Ressourcen zusammenhängt. Auf diesen Zeitraum wird in Kap. 3.2 detaillierter eingegangen.

Wie einleitend erläutert, liegt das Hauptaugenmerk dieser Arbeit auf den geschweißten und hybriden/ tribriden stählernen Eisenbahnbrücken, welche zwischen 1930 bis 1970er Jahre in Betrieb gegangen sind. Nachfolgende DB-Statistik (Abb. 5, DB-SAP-R/3) zeigt alle Stahlbrücken, insgesamt 1948, aufgeschlüsselt nach den Verbindungstechniken, welche im Zeitraum 1930 bis 1975 erbaut wurden und heute noch in Betrieb sind.

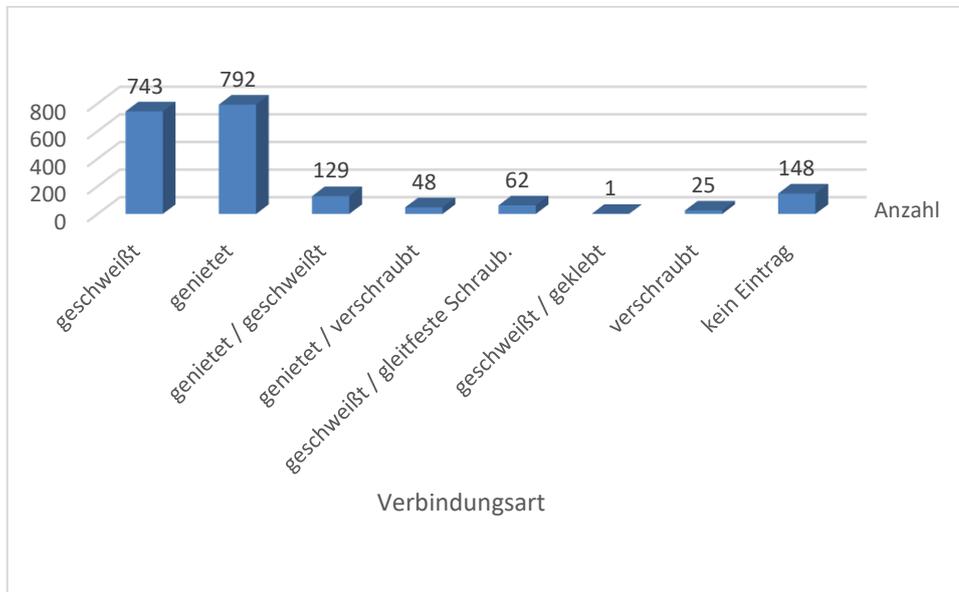


Abb. 5: Darstellung der Anzahl stählerner Eisenbahnbrücken nach Verbindungsart, in Betrieb genommen zwischen 1930 bis 1975 (DB-SAP R/3)

Mit Beginn der Einführung geschweißter Brücken zu Beginn der 30er Jahre des letzten Jahrhunderts sollten diese aus Kostengründen die genieteten Konstruktionen ablösen. Dieser Prozess hat sich aus verschiedenen Gründen (siehe Kap. 3.1) länger hingezogen als geplant. Die Abb. 5 überrascht, bestätigt aber diese Aussage, da die genieteten Eisenbahnbrücken zahlenmäßig noch vor den geschweißten Konstruktionen liegen. Parallel ist ein geringer Anteil an vollständig geschraubten Konstruktionen vorhanden. Dabei handelt es sich überwiegend um Dauerbehelfe, z.B. dem SKR-System – Schaper-Krupp-Reichsbahn-System, welches noch heute Anwendung findet (auch als SKB-System bekannt, mit B für Bundesbahn). Neu hinzugekommen ist ein Anteil an Stahlbrücken mit hybriden Verbindungstechniken, die somit zwei Fügetechniken in einer Konstruktion aufweisen. In der Untersuchung hat sich gezeigt, dass tribride Verbindungen vorliegen können, welche systemseitig nicht abgebildet sind. Tribrid bedeutet dabei, dass diese Stahlbrücken in einer Konstruktion genietete, geschraubte und geschweißte Verbindungen vereinen, wobei eine Fügetechnik dominierend sein kann. Wie es zu den hybriden und tribriden Verbindungstechniken kam und wie sich diese im Gesamtkontext auswirken, wird im Kap. 3 betrachtet.

2.3 Betriebsfestigkeitsnachweise von Eisenbahnbrücken

Neben den hohen und unsteten Verkehrslasten sind die Konstruktionen der geschweißten Eisenbahnbrücken geprägt vom gleichzeitigen Vorliegen von Spannungskonzentrationen durch eine Vielzahl an Kerben, Schweißnahtimperfectionen und Zugeigenspannungen. Auch wenn die in der Tragstruktur vorhandenen Spannungen weit unterhalb der Streckgrenze des Werkstoffes liegen, können diese Faktoren unter Wechselbeanspruchung Ursache und Bedingung für das Entstehen und Wachsen von Rissen sein (Nussbaumer 2006). Bei der Überfahrt von Zügen über ein

Brückenbauwerk werden kontinuierlich veränderliche Beanspruchungen im Tragwerk hervorgerufen, so dass die Beanspruchbarkeit unterhalb der statischen Maximallast liegen kann (Fettke 2014).

Die Betriebsfestigkeit und ihre Einflussfaktoren sind umfassend und komplex. Primäres Ziel ist es, die Funktion und die Sicherheit der Konstruktion für die avisierte Lebensdauer zu gewährleisten. Neben der betriebsicheren Konstruktion ist der wirtschaftliche Faktor zu beachten (Sonsino 2008). Die in diesem Kontext verwendeten Begriffe und Definitionen sind zahlreich und nicht immer trennscharf zueinander. Eine Ursache hierfür ist, dass die Betriebsfestigkeit ein Querschnittsfeld ist, welches gekennzeichnet ist durch die Interaktion zwischen der Konstruktion (Geometrie), dem Werkstoff, der Fertigung und der Belastung (Sonsino 2005). Im Laufe der Zeit und mit fortschreitenden Erkenntnissen haben sich die Begrifflichkeiten verändert und weiterentwickelt. Der 1839 durch den Franzosen *Poncelet* eingeführte Begriff der „Ermüdung“ des Materials beschreibt das Phänomen nur unzureichend, da im Gegensatz zur biologischen Kreatur ein Ermüdungsprozess im Werkstoff nicht erkennbar ist und Ruhephasen keine Regeneration des Materials bewirken (Meschke, Hommel 2009). In den aktuellen Regelwerken (Eurocodes) wird unabhängig davon die Begrifflichkeit „Ermüdungsnachweis“ verwendet. Der Eurocode DIN EN 1993-1-9 definiert „Ermüdung“ als „Prozess der Rissbildung und des Rissfortschritts in einem Bauteil, hervorgerufen durch wiederholte Spannungsschwankungen“. Diese allgemeine Formulierung spiegelt in einer reinen Norm für den Brückenbau den direkten Bezug zu Brücken nur bedingt wider (Fettke 2014).

Brückenbauwerke sind von einer Schwingbelastung geprägt, die gekennzeichnet ist durch zyklische (nicht dynamische) Beanspruchungen mit konstanten und variablen Amplituden. Das Festigkeitsverhalten bei konstanten Amplituden wird dabei durch die Wöhlerlinie beschrieben und bei variablen Spannungsamplituden durch die Gaßnerlinie (Sonsino 2008). Die Beanspruchungen von Eisenbahnbrücken sind variabel. Die täglichen Zugüberfahrten finden nicht zur selben Zeit statt und nicht mit denselben Lasten. Die Zahl der Sonderverkehre und der echten Zugbegegnungen kann stark variieren. Bei hohen Zuggeschwindigkeiten sind zudem dynamische Effekte zu berücksichtigen.

Die Thematik der Betriebsfestigkeit bei den eisernen Eisenbahnbrücken wurde um 1850 erkannt (Radaj 2007). Ausgehend von Eisenbahnunglücken, verursacht durch Achsbrüche an Lokomotiven, analysierte *Wöhler* 1858 und 1860 mit selbst entwickelten Dehnungsmessern die Betriebsbeanspruchungen an den Achsen von Personen- und Güterzügen und berechnete daraus die aus äußeren Kräften aufgetretenen Spannungen. Seine Beobachtungen des Rissfortschritts begründeten die Zeitfestigkeit als Bemessungsgrundlage. 1870 veröffentlichte er seine Ergebnisse als „*Wöhler'sche Gesetze*“ (Schütz 2004). Die Größe der Spannungsamplitude erkannte er als wichtigsten Einflussfaktor und legte dar, dass dieser von anderen beeinflusst wird, wie z.B. der Mittelspannung. Seine Erkenntnis, dass die Annahmen zur Zeitfestigkeit nicht einfach auf gekerbte Strukturen übertragbar waren, führte zur Durchführung weiterer Versuche. Seine eigenen Versuchsergebnisse in Tabellenform wurden durch den Nachfolger *Spangenberg* als Kurven aufgezeichnet. Seit 1937 werden sie als „Wöhlerlinien“ bezeichnet und die Versuche wurden nach ihm benannt. *Wöhler* prägte den Begriff der Dauerfestigkeit, der noch heute im Eisenbahnbrückenbau eine große Rolle spielt. Als erster beschrieb er die Dauerfestigkeitsgrenze, wonach ein Bauteil im Wöhlerversuch unterhalb dieser unbegrenzt viele Schwingspiele ertragen kann (siehe Abb. 6). Liegen die Schwingspielzahlen oberhalb dieser Grenze tritt nach einer bestimmten Anzahl Bauteilversagen ein (Schütz 2004). Dabei wird durch die Wöhlerlinie die ertragbare Zyklenzahl eines

Werkstoffes unter Beanspruchung mit gleicher Ober- und Unterspannung beschrieben, welche für Metalle doppeltlogarithmisch dargestellt wird.

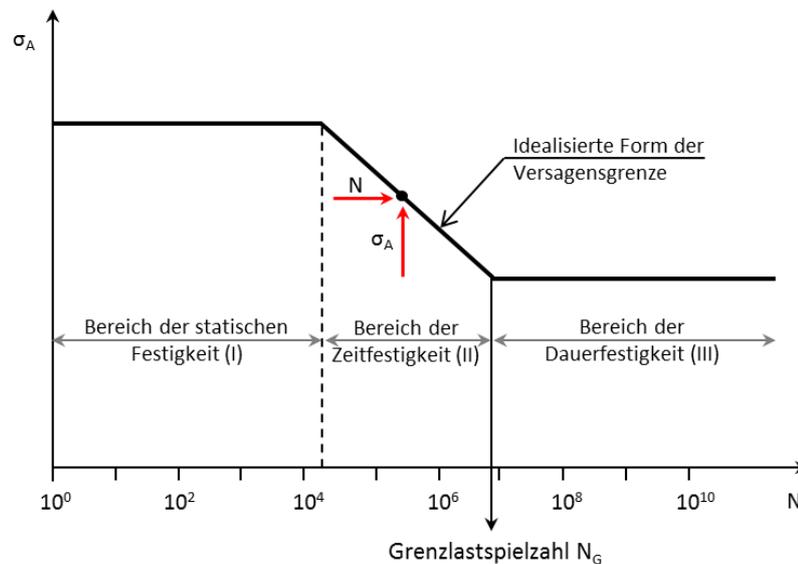


Abb. 6: Darstellung der vereinfachten Form der Wöhlerlinie (Schütz 2004)

Der Begriff der Gestaltfestigkeit ist ergänzend zu nennen, er wurde erstmalig in Zusammenhang mit einem Herrn *von Moellendorf* genannt. *Thum* nahm den Begriff in die Lehre von der Gestaltfestigkeit an der TH Darmstadt auf (ab 1927 erster Lehrstuhlinhaber für Werkstoffkunde in Deutschland). Innerhalb seiner Untersuchungen stellte er fest, dass die Gestalt und Geometrie der Konstruktion einen größeren Einfluss als der Werkstoff haben. Die Gestaltfestigkeit definierte er als einen Festigkeitswert, der neben der Größe auch von der Art der Beanspruchung, vom Werkstoff und von der konstruktiven Form des Bauteils abhängt (Schütz 2004 u. Fettke 2014).

Gaßner definierte 1939 erstmalig den Begriff der Betriebsfestigkeit als Festigkeitsverhalten, welches zeitlich veränderte (variable) Belastungs- bzw. Beanspruchungsamplituden erfährt. Nach heutigem Verständnis müssen darunter auch die Sonder- und Missbrauchbelastungen berücksichtigt werden, die in ihrer Größe Einfluss haben. Zu den Sonderbelastungen zählen z.B. Überlasten. Missbrauchsbelastungen können durch schlagartige Vorgänge mit hoher Energie ausgelöst werden (z.B. Zugentgleisungen und Anprall an tragende Strukturen der Brückenkonstruktion) (Sonsino 2008). In diesem Zusammenhang soll der Begriff der „Schwingfestigkeit“ erwähnt werden, welcher heute kaum noch gebräuchlich ist. Nach (Radaj 2007) wird die Schwingfestigkeit als eine Form neben der Betriebsfestigkeit unter dem Oberbegriff der Ermüdungsfestigkeit zusammengefasst, die gekennzeichnet ist durch periodisch wiederholte Belastungen, geprägt durch sinusähnliche Lastabläufe bei deren Betrachtung eine teilweise Entkopplung der Einflussparameter möglich ist (Fettke 2014). Die Betriebsfestigkeit hingegen wird als Ermüdungsfestigkeit bei zufallsartigen oder aperiodisch deterministischen Lastabläufen definiert, wo eine Entkopplung der Einflussparameter kaum möglich ist (Radaj 2007).

Im Weiteren wird die Betriebsfestigkeit aus heutiger Sicht als neuer Oberbegriff geführt (Radaj 2007), welcher die lebensdauerorientierte Betrachtung und Optimierung von Konstruktionen in den Fokus stellt unter Berücksichtigung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchungen sowie der weiteren Einflussparameter von Werkstoff, Geometrie der Konstruktion,

Umgebungsbedingungen und der Fertigung. In (Sonsino 2008) wird die Betriebsfestigkeit ebenfalls als Oberbegriff definiert, worin die Schwingbelastungen einen Aspekt darstellen. In Abb. 7 ist die Übersicht zur Einteilung der Betriebsfestigkeit dargestellt.

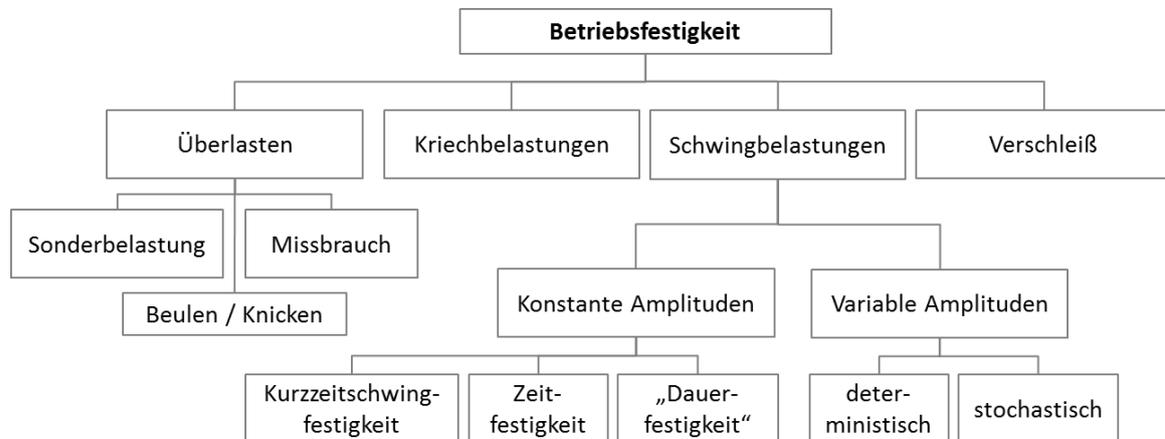


Abb. 7 Übersicht zur Einteilung der Betriebsfestigkeit (Sonsino 2008)

Hier wird nicht mehr von der Schwingfestigkeit (Bauteilseite) gesprochen, sondern von der Schwingbelastung (Einwirkungsseite), welche sich unterteilt in die Belastungsarten mit konstanten Amplituden und mit variablen Spannungsamplituden (Sonsino 2008). Wie erläutert, sind die Belastungsabläufe bei Brückenbauwerken durch variable Amplituden gekennzeichnet. Da aber auch andere Belastungsarten, wie die genannten aus Überbelastung und Missbrauchslasten zu berücksichtigen sind, wäre der Begriff der Betriebsfestigkeit in diesem Zusammenhang nach den Definitionen zutreffend. Unabhängig davon, wird in den Ausführungen teilweise der Begriff „Ermüdungsnachweis“ verwendet, da er in dieser Form in den aktuellen Regelwerken verwendet wird (Fettke 2014).

2.3.1 Einflussfaktoren auf die Lebensdauer der Konstruktion

Die Lebensdauer einer Konstruktion oder eines Bauteils ist von verschiedenen Faktoren abhängig, wenn diese durch ständige Spannungswechsel aufgrund wechselnder und wiederholter Beanspruchungen, wie sie bei der überwiegend nicht ruhenden Beanspruchung vorliegen, geprägt sind. Die Einflüsse lassen sich in folgende Gruppen gliedern:

- Werkstoffeigenschaften,
- Spannungsschwingbreite,
- Mittelspannungseinfluss,
- Geometrie der Konstruktion und Kerbwirkung,
- Umwelteinflüsse.

Diese werden nachfolgend kurz erläutert (Nussbaumer 2006).

Werkstoffeigenschaften

Wissenschaftliche Untersuchungen an reinen Materialproben (ohne Schweißungen) zeigen, dass die mikroskopische Struktur, die chemische Zusammensetzung und die mechanischen Eigenschaften Einfluss auf die Lebensdauer haben. Der Vorteil der erhöhten Zugfestigkeit duktiler Werkstoffe

findet keine Berücksichtigung bei Ermüdungsnachweisen geschweißter Strukturen (Nussbaumer 2006).

Spannungsschwingbreite

Bei geschweißten Konstruktionen ist eine der wesentlichen Einflussgrößen auf die Betriebsfestigkeit die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$, die sich aus der Differenz der maximalen und minimalen Spannung, auch bezeichnet als Ober- und Unterspannung, ergibt. Bei Wechselbeanspruchung verändert sich die Größe der Spannung zwischen einer Minimal- und Maximalspannung.

Für die Spannungsschwingbreite ergibt sich:

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

mit σ_{max} Maximalspannung (mit Vorzeichen)

σ_{min} Minimalspannung (mit Vorzeichen)

In Abb. 8 ist die Änderung der Spannung für eine Beanspruchung mit konstanter Amplitude dargestellt in Abhängigkeit von der Zeit t .

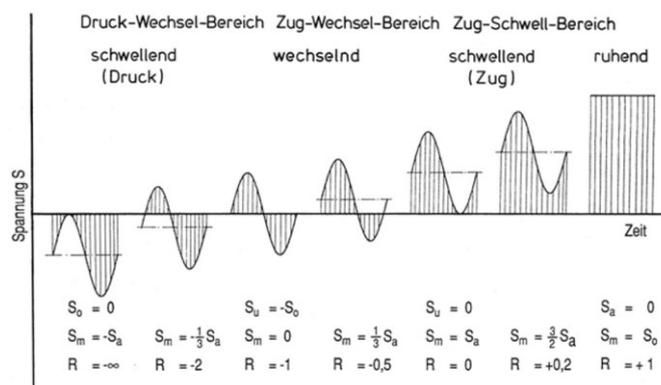


Abb. 8: Definition der Spannungen mit Darstellung des Einflusses von Zugeigenspannungen (Haibach 2006)

Mittelspannungsverhältnis

Das Mittelspannungsverhältnis R hat neben der Spannungsschwingbreite Einfluss auf die Lebensdauer eines Bauteils. Wenn ein Teil des Spannungswechsels im Druckbereich liegt, könnte sich potenziell aufgrund von Riss-schließeffekten die Lebensdauer erhöhen. Auf geschweißte Konstruktionen trifft dieser Effekt nicht zwingend zu, da in Abhängigkeit von der Anzahl und Größe der Schweißnähte und dem verwendeten Schweißverfahren Zugeigenspannungen eingebracht werden. Verschiedene Nachbehandlungsverfahren der Schweißnähte zum Einbringen von Druckeigenspannungen können die Bedingungen in Bezug auf die Lebensdauer positiv beeinflussen (Nussbaumer 2006). Duktile Werkstoffe erweisen sich zudem als weniger mittelspannungsempfindlich. In den Stahlbaunormen gelten die Werte für das Spannungsverhältnis $R = 0$ (zugschwellend), welches auf der sicheren Seite liegend angenommen wird (Vormwald 2009).

Geometrie der Konstruktion und Kerbwirkung

Die Kerbwirkung hat ebenfalls Einfluss auf die Betriebsfestigkeit. Sie wird definiert als örtliche Beanspruchungserhöhung, welche durch Kerben verursacht werden. Je nach Art der Kerbe und deren Ausmaß der Spannungserhöhung wird die „Dauerfestigkeit“ herabgesetzt (Radaj 2007).

Man unterscheidet im Wesentlichen drei Arten von Kerben. In Abb. 9 sind diese dargestellt. Bei Formkerben wird die Kerbwirkung durch die Veränderung und Unstetigkeit der Form verursacht. Werkstoffkerben sind auf die Mikrostruktur des Werkstoffes zurückzuführen. Allein die reine Oberfläche eines gewalzten Bleches enthält eine Vielzahl von Kerben. Die dritte Kerbart entsteht aus der Belastung, weshalb diese Belastungskerben genannt werden. Dabei kann die Kerbwirkung durch eine oder gleichzeitig parallel auftretende Arten entstehen (Radaj 2007).

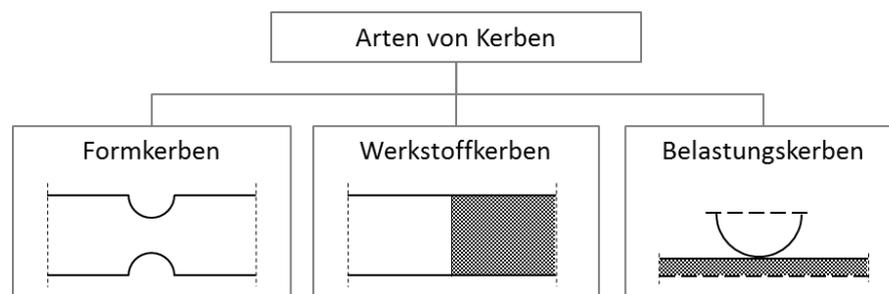


Abb. 9: Kerbarten der Kerbwirkung (Radaj 2007)

Oberflächenrauigkeit

Technische Werkstoffe, wie gewalzte Stahlbleche sind bei Nachbehandlung der Oberflächen durch Mikrokerben geprägt, welche eine innere Kerbwirkung hervorrufen. Diese wird durch die Kerbwirkung des gesamten Rauheitsprofils überlagert. Die Auswirkungen sind abhängig von der mikrostrukturellen Homogenität der Oberfläche des Werkstoffes. Die Oberflächenrauigkeit spielt über die Langzeitwirkung eine Rolle bei der Betriebsfestigkeit, vorrangig im Dauerfestigkeitsbereich (der Wöhlerlinie). Es ist nachgewiesen, dass der Einfluss erst ab einem gewissen Schwellenwert der Rauhtiefe (je nach Herstellungs-, Bearbeitungsverfahren und Stahlsorte) bei wechselnder Beanspruchung zum Tragen kommt (Radaj 2007). Die Oberflächenrauigkeit zählt neben der Bauteilgröße und der Bauteilform (kantige Formen) zu den festigkeitsmindernden Einflüssen (Petersen 1993).

Umwelteinflüsse

Korrosion ist der wichtigste Umwelteinfluss in Bezug auf Brücken. Im Zusammenspiel mit der Wechselbelastung aus Verkehr stellt sie eine komplexe Beanspruchungsart dar, die ein eigenes umfassendes Themengebiet ist. Die Erfahrungen bei alten stählernen Eisenbahnbrücken verdeutlichen den schädigenden Einfluss in Abhängigkeit von vom Material, Korrosionsschutzsystem, Alter und Örtlichkeit, welcher die Lebensdauer der Konstruktionen reduzieren kann. Dies geschieht durch Überlagerung der mechanischen Vorgänge zur Verminderung der Betriebsfestigkeit in Kombination mit den korrosiven Vorgängen im Bereich der Mikrostruktur der verwendeten Stahlsorte (Fettke 2014). Dabei können die verschiedensten Arten einzeln oder in Kombination, wie Loch-, Spalt-, Reib-, Schwingungsriss- und/oder Spannungsrisskorrosion bei Brücken auftreten (Radaj 2007). Aus diesem Grund sind alle stählernen Konstruktionsteile von Eisenbahnbrücken gemäß den vorgegebenen Systemen der ZTV-ING mit Korrosionsschutz zu versehen. Dieser kann in Abhängigkeit vom Bauteil und der Korrosivitätskategorie zwischen drei bis fünf Schutzschichten

betragen. Über eine festgelegte maximale Dicke aller Schichten und durch die chemische Zusammensetzung des Materials wird für die überwiegenden Teile der Konstruktion gewährleistet, dass bei eventuell auftretenden Schäden (wie Korrosion oder Risswachstum) diese an der Oberfläche, z.B. durch Aufreißen der Korrosionsschichten sichtbar werden. Im Bereich der Deutschen Bahn AG wird in der Instandhaltung eine Erneuerung des gesamten Korrosionsschutzes nach 25 Jahren empfohlen (Fettke 2014). Die Einführung von zugelassenen Korrosionsschutzsystemen mit einer Lebensdauer von 50 Jahren ist in Kürze (vgl. 2025) geplant.

2.4 Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805

Die Richtlinie Ril 805 „Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken“ in ihrer jetzigen Form hat seit 1999 Bestand. Sie beinhaltet den Nachweis der Tragsicherheit für bestehende Eisenbahnbrücken auf Basis eines Restnutzungsdauernachweises, welcher im Ergebnis für die einzelnen Konstruktionen eine Restnutzungsdauer in Jahreszahlen ermittelt. Unter bestimmten Kriterien, die erläutert werden, ist ein bruchmechanischer Nachweis zur Ermittlung eines sicheren Betriebszeitintervalls zwischen den Regelbegutachtungen zu führen.

2.4.1 Aktueller Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805

Das Nachweisformat erfolgt wie in der Bemessung von Brückenneubauten auf dem Nennspannungskonzept anhand einer normierten Wöhlerlinie. Für diese wurde eine Monolinie (ohne ein Abknicken im Dauerfestigkeitsbereich) auf Basis von *Corten-Dolan* mit einer Steigung von $m = 5,0$ für ungeschweißte und $m = 3,75$ für geschweißte Konstruktionen gewählt (Quoos et al. 2000). Im Zuge der Entwicklung des hier zugrunde gelegten Nachweiskonzeptes wurden neben der Hypothese nach *Corten-Dolan* andere Schädigungshypothesen untersucht. Bezüglich einer vorhandenen oder nicht vorhandenen Dauerfestigkeit für stählerne Eisenbahnbrücken gab es in früheren Jahrzehnten Diskussionen, die bis heute zu keinem einheitlichen Ergebnis führten. Da in den damaligen Untersuchungen die Ergebnisse nach *Corten-Dolan* auf der sicheren Seite lagen und man den Diskussionen bezüglich der Dauerfestigkeit aus dem Weg gehen wollte, wurde die Schadenshypothese nach *Corten-Dolan* gewählt (Quoos et al. 2000), so dass die ermüdungsrelevanten Einflüsse bereits über die Wöhlerlinie abgedeckt sind.

Grundsätzlich wurde der Nachweis für genietete Eisenbahnbrücken entwickelt und vorausschauend eine Lösung für geschweißte Konstruktionen angeboten.

Ziel ist es, die Tragsicherheit über die Nachweisführung zu prüfen, um betriebsbedingte Einschränkungen in Bezug auf die Betriebslast und Geschwindigkeit zu vermeiden. Unter Anwendung der Richtlinie 805 soll eine möglichst wirklichkeitsnahe Beurteilung des Brückenbauwerkes erreicht werden, wobei diese eine Abschätzung bleibt, da die Verkehre der Vergangenheit in Größe und Zeit nicht exakt abgebildet werden können.

In der Bewertung bestehender Eisenbahnbrücken sind vom Neubau abweichende Parameter zu berücksichtigen, welche u. a. folgende Gründe beinhalten (Ril 805 2023):

- Die Bemessung neuer Brücken unterliegt zufälligen Einflüssen, welche bei der Planung noch nicht bekannt sind. Diese Zufälligkeiten sind bei bestehenden Brücken zur Gewissheit geworden, so dass diese in der Bewertung Berücksichtigung finden können.
- Bei vorhandenen Tragkonstruktionen können eventuelle Beeinträchtigungen der Betriebsfestigkeit aus der tatsächlichen Nutzung präziser im Nachweis angesetzt werden.

- Die Anwendung technischer Weiterentwicklungen können bei bestehenden Tragwerken zu unverhältnismäßig hohen Kosten führen, ohne dass zwingende Gründe dies erfordern.
- Das Gleiche gilt für die Berücksichtigung weiter entwickelter Regelwerke für bestehende Brücken, die zu unverhältnismäßigen Forderungen führen können.
- Erkenntnisse und Erfahrungen mit dem jeweiligen Konstruktionstyp fördern die zutreffende Bewertung im Einzelfall.

Die Ril 805 unterscheidet vier verschiedene Stufen mit steigendem Aufwand und Genauigkeitsgrad zur Bewertung der Tragsicherheit, welche wie folgt definiert werden:

Bewertungsstufe 1	Abschätzung der Tragsicherheit über eine generalisierende ingenieurmäßige Betrachtung
Bewertungsstufe 2	Ermittlung der Tragsicherheit auf Basis der vorhandenen Statik
Bewertungsstufe 3	Ermittlung der Tragsicherheit anhand komplexer Rechenmethoden. Ziel: Erschließung zusätzlicher Tragreserven
Bewertungsstufe 4	Ermittlung der Tragsicherheit durch messwertgestützte Berechnung. Ermittlung des tatsächl. Tragverhaltens durch Messung unter Verkehrslasten und Kalibrierung der Berechnung

Tabelle 1: Bewertungsstufen zur Ermittlung der Tragsicherheit nach Ril 805 (2023)

Nachrechnungen nach den Bewertungsstufen 3 und 4 sind durch einen vom EBA anerkannten Prüfsachverständigen zu prüfen (Ril 805).

Bei Nichtvorhandensein charakteristischer Werte (z.B. aus Abnahmenachweisungen und -prüfungen) kommen für die Nachrechnung die in Tabelle 2 dargestellten charakteristischen Werte M_k der mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe zur Anwendung. Die Tabellenwerte sind mit den 5%-Fraktilwerten gleichzusetzen (Ril 805 2023).

Zeile	Stahlgüte	Streckgrenze $f_{y,k}$	Zugfestigkeit $f_{u,k}$	E-Modul (E)	Schubmodul (G)
1	Flusseisen vor 1900 Schweißisen	220	320	200.000	77.000
2	Flusseisen nach 1900 Flussstahl	235	335	210.000	81.000
3	Baustahl St 37 $t \leq 40$ mm	240	360	210.000	81.000
4	Baustahl St 48	312	480	210.000	81.000
5	Baustahl St 52	360	510	210.000	81.000
6	Schrauben 4.6	240	400	–	–
7	Schrauben 5.6	300	500	–	–
8	Schrauben 10.9	900	1.000	–	–
9	Niete USt 36	205	330	–	–
10	Niete RSt 44	250	440	–	–

Tabelle 2: Charakteristische Werte M_k für Walzstahl, Schrauben und Niete in N/mm² (Ril 805 2023)

Dabei werden folgende Einbauzeiten der Werkstoffe nach Ril 805 (2023) unterschieden:

- Schweißseisen – Einbauzeit zwischen 1850 bis 1895,
- Flusseisen – Einbauzeit zwischen 1890 – 1940 und
- Flusstahl – Einbauzeit ab ca. 1925.

Bei Schweißnähten ist nachzuweisen, dass die Vergleichswerte $\sigma_{\gamma,w,v}$ der vorhandenen Schweißnahtspannungen die Grenzschweißnahtspannung $\sigma_{w,R,d}$ nicht überschreiten (Ril 805).

$$\sigma_{\gamma,w,v} = \sqrt{\sigma_{\gamma\perp}^2 + \tau_{\gamma\perp}^2 + \tau_{\gamma p}^2} \leq \sigma_{w,R,d} = \alpha_w \cdot f_{y,k} / (\gamma_M \cdot \gamma_B)$$

Unter Zugrundelegung von Tabelle 20 der alten DS 804 (gültig bis 2003) ist für α_w anzusetzen:

- 1,00 für Nähte nach Zeile 1 bis 4 bei allen Materialgütern,
- 0,95 für Nähte nach Zeile 5 bis 10 bei St 37 und
- 0,80 für Nähte nach Zeile 5 bis 10 bei St 52.

Nachfolgend wird hauptsächlich auf den Ermüdungsnachweis nach Ril 805 (2023) eingegangen. Die Beanspruchungen und Beanspruchbarkeiten werden auf Basis der Elastizitätstheorie berechnet. Wie in Tabelle 3 ersichtlich, werden die verschiedenen Materialgütern und der bauliche Zustand über die Zustandskategorie des Bauwerkes über abgestufte Teilsicherheitsbeiwerte in der Berechnung erfasst.

Beiwerte	Materialgüte / Zustandskategorie			Beiwerte
Teilsicherheitsbeiwerte des Widerstandes γ_M	Schweißseisen und Flußeisen vor 1900; Gußeisen			1,20
	Flußeisen nach 1900 oder Flußstahl			1,15
	Baustahl St 37, St 48, St 52			1,10
Teilsicherheitsbeiwerte die den baulichen Zustand berücksichtigen γ_B	Tragwerke u. deren Einzelbauteile	Zustandskategorie 1	neuwertig oder gut erhalten	1,00
		Zustandskategorie 2+3	erhaltungsbedürftig	$\geq 1,00$ $\leq 1,05$
		Zustandskategorie 4	Teil- oder ganz erneuerungsbedürftig	$1,0 + 0,05 \cdot t / 30$ $> 1,05^{**}$
* Werden die Werkstoffprüfung am Bauwerk durchgeführt, darf γ_M nach 805.0103, Anhang 01, ermittelt werden. Hierbei gilt $\gamma_M \geq 1,05$.				
** Werden die Spannungen mit den vorhandenen Querschnitten (Erfassung von Abrostungen) ermittelt, ist $\gamma_B = 1,0$ zu setzen.				
t ist das Alter des Tragwerkes oder die Zeit seit den letzten Erneuerungsarbeiten in Jahren.				

Tabelle 3: Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und γ_B (Ril 805 2023)

Ermüdungsnachweis nach Ril 805 (2023)

Im Zuge der Nachrechnung für stählerne Eisenbahnbrücken ist grundsätzlich der Ermüdungsnachweis zu führen mit Ausnahme von Stahlbrücken, welche eine Nutzungsdauer von weniger als 60 Jahren aufweisen. Für diese kann auf den Ermüdungsnachweis verzichtet werden, wenn eine ausreichende Tragsicherheit und ein guter baulicher Zustand gewährleistet werden. Ein guter baulicher Zustand ist gekennzeichnet durch z.B. geringe bis keine Korrosionsschäden, keine Kriegs- und

Anfahrsschäden und keine ausgeführten größeren Reparaturen. Innerhalb des Nachweises sind nur einachsige Spannungszustände zu berücksichtigen.

Der Ermüdungsnachweis wird innerhalb der Ril 805 als normierter Restnutzungsdauernachweis auf Basis des o.g. Wöhlerlinienkonzeptes geführt. Dabei ist zu beachten, dass der Restnutzungsdauernachweis den Charakter einer Abschätzung hat.

Die Ermittlung der Restnutzungsdauer für geschweißte Eisenbahnbrücken erfolgt in 4 Schritten.

a.) *Ermüdungsrelevanter Belastbarkeitswert (Ril 805)*

Als Grundlage dient der ermüdungsrelevante Belastbarkeitswert $\beta_{D,UIC}$.

Dieser ermittelt sich wie folgt:

$$\beta_{D,UIC} = \frac{zul \Delta \sigma_{BE,\kappa}}{\Phi \cdot max \Delta \sigma_{UIC}}$$

- mit: $zul \Delta \sigma_{BE,\kappa}$ zulässige Spannungsdoppelamplitude beim Betriebsfestigkeitsnachweis in Abhängigkeit von Material, Kerbfall und Spannungsverhältnis
 $max \Delta \sigma_{UIC}$ maximale Spannungsdifferenz bei Lastbild UIC 71 (ohne Verteilung der Einzellasten des Lastbildes)
 Φ Schwingfaktor nach DS 804

Der $\beta_{D,UIC}$ -Wert wird definiert als Wert, der bezogen auf das Lastbild UIC 71 (siehe Kap. 3.4.2) die Größe der veränderlichen Einwirkungen angibt, welche mit den erforderlichen Sicherheiten bauwerksseitig gerade ertragen werden (Ril 805 2023).

b.) *Ermittlung des Gesamtschaden der Vergangenheit für das Bezugsjahr 1936 (Ril 805)*

$$D_{Verg,1936} = \alpha \cdot \left(\frac{1}{\beta_{D,UIC}} \right)^{3,75}$$

- mit: $D_{Verg,1936}$ akkumulierte Schadenssumme durch den Verkehr der Vergangenheit bis zum Jahre 1996 für eine geschweißte Konstruktion des fiktiven Baujahrs 1936 bei einer aktuellen jährlichen Bruttotonnage von $25 \cdot 10^6 t$,
 α Faktor in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l , gemäß Abb. 10: Abminderungsfaktor α für Einfeld- und Durchlaufträger.

Die maßgebende Länge l ist gemäß DS 804, Abs. 160 anzusetzen. Für Bauteile der Fahrbahn ist eine vorhandene Durchlaufwirkung zu berücksichtigen.

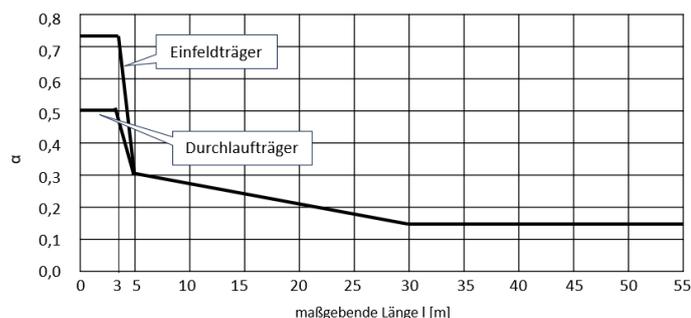


Abb. 10: Abminderungsfaktor α für Einfeld- und Durchlaufträger (Ril 805 2023)

c.) Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit für den Zeitabschnitt ab Inbetriebnahme der Eisenbahnbrücke (Ril 805 2023)

$$D_{Verg} = \rho_1 \cdot \rho_2 \cdot \rho_3 \cdot \rho_4 \cdot D_{Verg,1936}$$

Mit: D_{Verg} akkumulierte Schadenssumme in der Vergangenheit bis zum Jahre 1996 unter Berücksichtigung des Baujahrs der Brücke, des jährlichen Verkehrsaufkommens des Streckenabschnitts, des Beanspruchungsverhältnisses bei mehrgleisigen Überbauten und der zulässigen Streckengeschwindigkeit,

ρ_1 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Baujahres der Brücke, in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l nach Abb. 11.

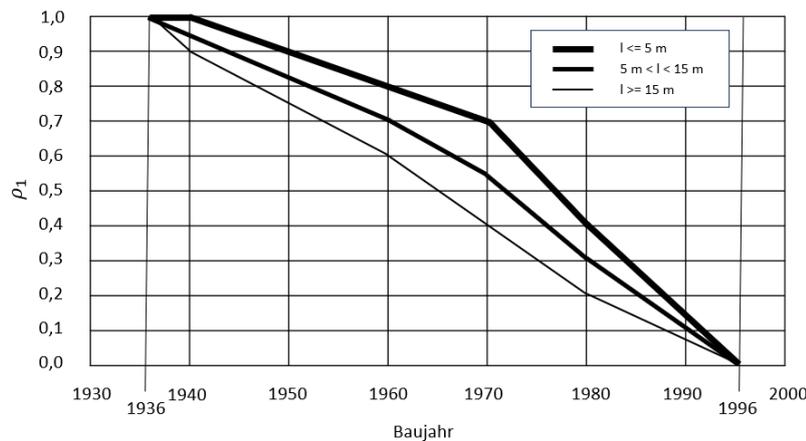


Abb. 11: Korrekturfaktor ρ_1 (Ril 805 2023)

ρ_2 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der jährlichen Bruttotonnage pro Gleis

$$\rho_2 = \frac{\text{maximale Bruttotonnage pro Jahr in t}}{25 \cdot 10^6}$$

Wenn keine Unterscheidung nach charakteristischen Zeitabschnitten vorgenommen wird, ist der Größtwert der jährlichen Bruttotonnage in der Vergangenheit anzusetzen, welcher mindestens über eine Dauer von 10 Jahren auftrat.

ρ_3 Korrekturfaktor bei mehrgleisigen Überbauten in Abhängigkeit vom Beanspruchungsverhältnis a :

$$a = \frac{\max \Delta \sigma_1}{\max \Delta \sigma_{UIC}}$$

mit: $\max \Delta \sigma_1$ die größten Anteile der Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt infolge der Verkehrsbelastung mit UIC 71 auf einem der vorhandenen Gleise,
 $\max \Delta \sigma_{UIC}$ die größte Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt infolge Verkehrsbelastung mit UIC 71 auf zwei der vorhandenen Gleise.

Wenn die Begegnungshäufigkeit ρ_B für den untersuchten Überbau bekannt ist, wird der Korrekturfaktor ρ_3 wie folgt ermittelt:

$$\rho_3 = \rho_B + (1 - \rho_B) \cdot (a^{3,75} + (1 - a)^{3,75})$$

Wenn keine genaueren Werte zur Begegnungshäufigkeit ρ_B vorliegen, ist mit den Werten nach Tab. 4 zu rechnen, mit der hohen Begegnungshäufigkeit $\rho_B = 12,5\%$ (0,125).

a	ρ_3
0,50	0,25
0,55	0,26
0,60	0,28
0,65	0,32
0,70	0,36
0,75	0,43
0,80	0,51
0,85	0,60
0,90	0,71
0,95	0,85
1,00	1,00

Tabelle 4: Korrekturfaktor ρ_3 bei einer Begegnungshäufigkeit $\rho_B = 12,5\%$ (Ril 805 2023)

Für eingleisige Überbauten ist $\rho_3 = 1,00$.

ρ_4 Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der zulässigen Streckengeschwindigkeit

- für Streckenbereiche mit $v_{zul} > 70$ km/h ist $\rho_4 = 1,00$,
- für Streckenbereiche mit $v_{zul} \leq 70$ km/h ist ρ_4 in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l [m],
 $\rho_4 = 0,90 + 0,003 \cdot l \leq 1,00$,
- für Streckenbereiche mit $v_{zul} \leq 50$ km/h ist ρ_4 in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l [m],
 $\rho_4 = 0,70 + 0,008 \cdot l \leq 1,00$.

Bei untergeordneten Strecken (Nebenstrecken) mit einer max. jährlichen Bruttotonnage von höchstens $5 \cdot 10^6$ t, kann bei maßgebenden Längen bis $l = 3$ m der Wert $D_{Verg,1936}$ auf 90% abgemindert werden, bei größeren maßgebenden Längen auf 70%.

d.) Ermittlung der Restnutzungsdauer (Ril 805 2023)

$$R = \frac{1 - D_{Verg}}{0,01 + D_{Zuk}} - A \leq 50 \text{ Jahre}$$

mit: A Differenz aus dem konkreten Jahr der Berechnung und dem Jahr 1996,
 D_{Zuk} jährlicher akkumulierter Schaden in der Zukunft.

Es wurde ein Sicherheitselement mit 0,01 eingebaut, um zu hohen Restnutzungsdauern zu begegnen.

Im Regelfall (keine Verstärkungsmaßnahmen, keine Verkehrsveränderungen in der Zukunft) ermittelt sich der jährliche akkumulierte Schaden in der Zukunft zu:

$$D_{Zuk} = 0,025 \cdot D_{Verg}$$

Der jährliche Verkehrszuwachs mit 2,5 Prozent wurde auf der sicheren Seite liegend konservativ angesetzt.

Sind zukünftig Maßnahmen geplant, wie z.B. Verstärkungen ($\beta_{D,UIC,Zuk}$), Veränderungen der jährlichen Bruttotonnage ($\rho_{2,Zuk}$) oder Beschränkungen zur zulässigen Streckengeschwindigkeit ($\rho_{4,Zuk}$) vorgesehen bzw. soll deren Einfluss untersucht werden, ist folgender Term anzuwenden:

$$D_{Zuk} = 0,025 \cdot \frac{\rho_{2,Zuk}}{\rho_{2,Verg}} \cdot \frac{\rho_{4,Zuk}}{\rho_{4,Verg}} \cdot \left(\frac{\beta_{D,UIC,Verg}}{\beta_{D,UIC,Zuk}} \right)^{3,75} \cdot D_{Verg}$$

Bei ermittelten Restnutzungsdauern < 15 Jahre ist zusätzlich der Betriebszeitintervallnachweis auf bruchmechanischer Basis nach Ril 805 (2023) zu führen, welcher derzeit nur für nicht geschweißte (genietet) stählerne Eisenbahnbrücken vorliegt. Er wird zur Ermittlung sicherer Betriebszeitintervalle herangezogen. Dieser Nachweis wird in überarbeiteter Form über die Anpassung an den aktuellen Stand der Normung und über die Bereitstellung von Tonnagefaktoren zur Bestimmung sicherer Inspektionsintervalle in der neuen Ril 805 (2024) veröffentlicht (Mensinger et al. 2021).

In Abb. 12 sind verschiedene Schadenshypothesen dargestellt, darunter u. a. die bilineare Linie Miner modifiziert nach *Hobbacher*, welche durch das Abknicken eine gewisse Dauerfestigkeit berücksichtigt. Im Zuge der Überarbeitung der Ril 805 sollte die konservative Hypothese nach Corten-Dolan bestehen bleiben als Monolinie mit der Steigung $m = 3,75$.

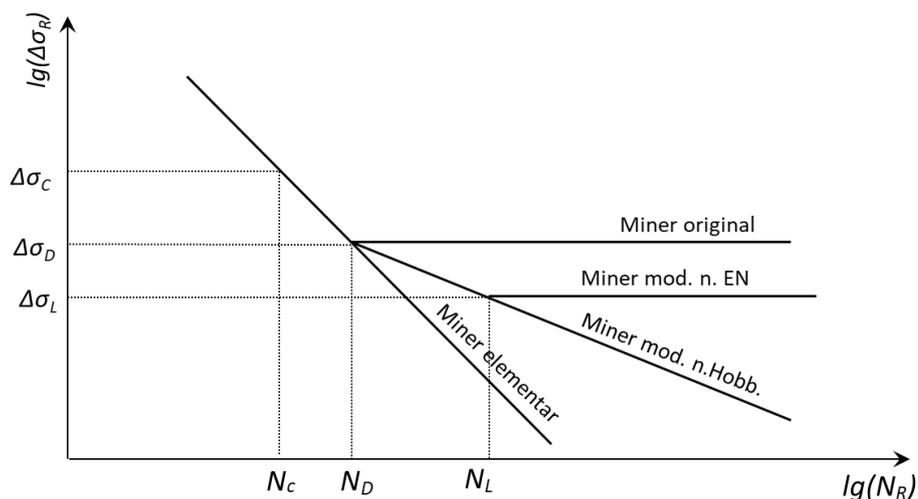


Abb. 12: Verschiedene Schadenshypothesen (Hobbacher 2014)

Die Anpassungen der Ril 805 beinhalten eine Berücksichtigung an das aktuelle europäische Normenwerk. Dies betrifft den Bereich der charakteristischen Werte, die Sicherheitsfaktoren und die Kombinationsbeiwerte (Steffen et al. 2022).

Für den Restnutzungsdauernachweis wird zukünftig eine realitätsnähere Bestimmung der vorhandenen Schädigung aus der Belastung der Vergangenheit ermöglicht. Hierfür erfolgt eine weitere Unterteilung der Strecken in folgende Gruppierungen:

- Hauptstrecken (Streckenklasse C und D),
- Nebenstrecken (Streckenklasse A, B, ggf. C),
- S-Bahnstrecken mit Radsatzlasten (RSL) ≤ 16 t.

Erste Vergleichsrechnungen haben auf dieser Basis überwiegend höhere Restnutzungsdauern ergeben und nur in Einzelfällen geringere, wenn z.B. für ρ_1 (Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Baujahres der Brücke) ein niedrigerer Wert ermittelt wurde. Nach Einführung der neuen Ril 805 in 2024 und einer ausreichenden Anzahl an Nachrechnungen nach der zukünftigen Richtlinie können belastbare vergleichende Rückschlüsse gezogen werden.

2.5 Entwicklung der Vorschriften

Allgemeines

Für die Beurteilung der 1930er bis 1970er Jahre Brücken ist es sinnvoll, zeitlich zurückzuschauen, wie sich die Eisenbahnvorschriften entwickelt haben bzw. welche Zwänge und Notwendigkeiten dazu führten. Aus diesem Grund wird mit den Ausführungen ab dem Jahr 1919 begonnen.

Ende des Ersten Weltkrieges (1918) und im Ergebnis des Versailler Vertrages wurden die Deutschen Reichseisenbahnen (1920) in die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft (1924) überführt. Mit den neu geordneten Ländergrenzen im Westen wie im Osten und den damit einhergehenden „zer-rissenen“ Bahnlinien bestand die Aufgabe der neuen Gesellschaft darin, das Eisenbahnnetz einheitlich neu zu ordnen und zukunftsfähig auszugestalten. Man ging von einer jahrelangen starken Beanspruchung bis Überbeanspruchung der Bahninfrastruktur und der darin enthaltenen Stahlbrücken aus (Karig 1934). Schon zu dieser Zeit bestand die Thematik, dass ein veralteter Brückenbestand vorlag, welcher teilweise für wesentlich geringere Verkehrslasten konzipiert wurde und den aktuellen Ansprüchen nicht mehr gewachsen war, so dass Verstärkungen bzw. Erneuerungen dieser Bauwerke notwendig wurden. Zusätzlich bestand ein großer Teil der Eisenbahnbrücken aus der Zeit der Länderbahnen, also vor Verstaatlichung der Eisenbahnen, deren Tragfähigkeit nicht gleichmäßig bewertet werden konnte (Karig 1934), da u. a. unterschiedliche Lastenzüge galten (siehe Kap. 3.4.2). Für den sinnvollen Ausbau des Liniennetzes unter gleichzeitiger Beseitigung mangelhafter Brückenbauwerke war es notwendig einheitliche Berechnungsgrundlagen zu schaffen (Schaper 1934).

Aus diesem Grund wurde im Januar 1921 damit begonnen neue Regelungen aufzustellen, um für die Beurteilung der Tragfähigkeit der alten bestehenden Stahlbrücken einen einheitlichen Standard vorzugeben. Erst nach Abschluss dieser Tätigkeiten erfolgten die Nachrechnungen und Einstufungen der stählernen Eisenbahnbrücken. Im Ergebnis dessen, setzten in den 1920er Jahren umfangreiche Tätigkeiten zur Erneuerung von Eisenbahnbrücken oder deren Verstärkung ein, um den gestiegenen Verkehrslasten (siehe Kap. 3.4.2) gewachsen zu sein. In dieser Zeit wurde ein großer Anteil prägnanter deutscher Brückenbauwerke geschaffen (Karig 1934), welche größtenteils am Ende des II. Weltkrieges (1945) zerstört wurden (Oelert et al. 1947). Im Zuge der einsetzenden Weltwirtschaftskrise (1928) beschränkten sich die notwendigen Arbeiten auf ein Minimum. Unabhängig davon setzten seitens der Stahlindustrie unter Mitwirkung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Bemühungen ein zur Schaffung hochwertigerer Baustähle. In deren Ergebnis wurde unter anderem ein Stahl mit erhöhten zulässigen Beanspruchungen um bis zu 50% geschaffen. Unter den wirtschaftlichen Kriterien war die Nutzung dieser Vorteile noch eingeschränkt und kam erst später zur Umsetzung (Oelert et al. 1948).

2.5.1 Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken allgemein

Jene Gesellschaft veröffentlichte 1925 die ersten Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE 1925) (Schaper 1934). Eine erste Inhaltsprüfung zeigt, dass viele Vorgaben und

Begrifflichkeiten aus den heute gültigen Normen zu dieser Zeit bekannt waren. Die Vorschrift galt für den Neubau rein genieteteter Konstruktionen, da die Brückenschweißtechnik erst in den dreißiger Jahren des letzten Jahrhunderts aufkam. Als weiteres Anwendungsfeld sind Ausführungen für Verstärkungsarbeiten an bestehenden eisernen Bauwerken enthalten. Arbeiten an Brücken im Bestand setzten immer eine Nachrechnung voraus, so dass es im Anhang besondere Bestimmungen gab. Schon zu jener Zeit waren Brückennachrechnungen ein wichtiges Thema, da Eisenbahnbrücken über 60 Jahre alt sein konnten.

Im Unterschied zu heute gab es wiederverwendbare Musterentwürfe, welche in angepasster Form angewendet wurden. Die Genehmigung der Entwürfe oblag der Hauptverwaltung und den Reichsbahndirektionen. Bei großen Stützweiten, neuartigen Bauweisen oder Sonderbauwerken war die Zustimmung der Hauptverwaltung Grundvoraussetzung. So behielt diese den Überblick und konnte gleichzeitig nachverfolgen, welche Konstruktionen sich bewährten, die dann bei entsprechender Eignung Eingang in die Musterentwürfe fanden (Karig 1934, Schaper 1934).

Das Zusammenführen aller deutschen Staatsbahnen zu einem Bahnverkehrsnetz der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft machte es erforderlich, dass für die gesamte Infrastruktur einheitliche Vorschriften für den Bau und die Unterhaltung von stählernen Eisenbahnbrücken galten. Zu Zeiten der alten Staatsbahnen gab es bereits Bemühungen für häufig vorkommende Konstruktionstypen Musterzeichnungen der Entwürfe zu erstellen zur Reduzierung des Aufwandes in der Planungsphase. Trotz der neu gewonnenen Freiheiten bzgl. der Verwendung von Finanzmitteln, die die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft bei Gründung (1924) erlangte, war das vorrangige Ziel mit den neuen Vorschriften eine Zeit- und Kostenersparnis zu erzielen insbesondere den Aufwand der Planungsphase betreffend. Einzelne Staatsbahnen besaßen umfangreiche Entwurfssammlungen (z.B. Preußen), auf die zurückgegriffen werden sollte. Zudem hatten viele Gebiete ihre eigenen Vorschriften, die unabhängig von anderen aufgestellt waren und unterschiedlich hinsichtlich der Belastungsannahmen (siehe Kap. 3.4.2) und der baulichen Grundsätze aber auch in sonstigen Bestimmungen unterschiedlich voneinander aufgestellt wurden. Für die Vereinheitlichung der Vorschriften unter Berücksichtigung des aktuellen Stands der Wissenschaft und einiger Sonderwünsche wurde versucht einen Mittelweg zu finden, um möglichst allen gerecht zu werden (Karig 1934).

Zum leichteren Verständnis und zur besseren Übersicht sind die wichtigsten Etappen und Inhalte, die zur Einführung der ersten einheitlichen Vorschriften für Eisenbahnbrücken führten, in der nachfolgenden Tabelle 5 dargestellt.

Datum	Ort	Personenkreis	Inhalt
19./ 20.01.1921	Berlin	Vertreter der verschieden. ehemaligen Staatsbahnen Vorsitz: G. Schaper	1. Vorentwurf der Vorschriften "Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken"; Durchsprache und Einigung wichtigste Themen: neue Lastenzüge N, E und G und zukünftige Berechnungsweise
28.-30.09.1921	Passau	erweiterter Brückenausschuss mit Vertretern der Industrie	2. Entwurf der "Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken"; Beratung
10./ 11.01.1922	Hannover	Brückenausschuss	Schlusslesung und Annahme als "Vorläufige Berechnungsgrundlagen"

ca. dreijährige Geltungsdauer der "Vorläufigen Berechnungsgrundlagen" - Eingang zahlreicher Änderungsvorschläge			
11./ 12.09.1924	Weimar	Tagung der Brückenduzernenten	Durchsprache der Änderungsvorschläge für die endgültige Fassung der Berechnungsgrundlagen
09.-13.12.1924	Goslar	Brückenduzernenten und zahlreiche Vertreter der Industrie	Verabschiedung der endgültigen Fassung der "Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken" (BE)
16.-19.05.1925	Tutzing	erweiterter Brückenausschuss	neue Vorschriften "Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" (GE) u. "Anweisung für die Prüfung und Überwachung eiserner Brücken" (PRÜ); Durchsprache und Annahme
08.-11.06.1926	Altona	Brückenausschuss	Beratung über "Fertigungsvorschriften"

Tabelle 5: Zeitlicher Ablauf und Inhalte zur Entwicklung der ersten Vorschriften für Eisenbahnbrücken (Karig 1934)

Für die vorläufige Ausgabe der Berechnungsgrundlagen „Vorschriften für Eisenbauwerke – Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ (1922) war es wichtig, eine Einigung bzgl. der neuen Lastenzüge N, E und G zu erzielen, da der Lastenzug N zu kontroversen Diskussionen führte. Da mit einem Anpassungsbedarf gerechnet wurde, erfolgte zunächst die Einführung als vorläufig. Diese vorläufige Fassung hatte eine etwa dreijährige Geltungsdauer, in welcher umfangreiche Änderungsvorschläge (wie erwartet) eingegangen sind. Im Dezember 1924 erfolgte die Beschlussfassung der endgültigen Fassung der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken“ (BE) (Karig 1934), welche zum 25. Februar 1925 eingeführt wurden.

Die nächsten beiden Vorschriften, zum einen die „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (GE) und zum anderen die „Anweisung für die Prüfung und Überwachung eiserner Brücken“ (PRÜ) wurden im Mai 1925 eingeführt. Zu diesem Zeitpunkt waren damit die wichtigsten technischen Vorschriften für den Bau und die Unterhaltung stählerner Eisenbahnbrücken vorerst abgeschlossen. Teilweise mussten dabei Kompromisse geschlossen werden, die nicht von allen Verwaltungen die volle Zustimmung erhielten, was das Weglassen einiger Anweisungen aus den älteren Vorschriften betraf (Karig 1934).

Regelungen der neuen Berechnungsgrundlagen (1925)

Nachfolgend soll auf einige wenige für diese Arbeit wichtige Aspekte der „Vorschriften für Eisenbauwerke – Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE)“ (1925) eingegangen werden. Eine der wesentlichsten Erneuerung dieser Vorschrift war die Einführung der neuen Lastenzüge N, E und G (siehe Kap. 3.4.2).

Erstmalig wurde ein **Dauerfestigkeitsnachweis** eingeführt über den γ -Beiwert (BE1925).

Materialseitig wurden folgende Werkstoffe in der Vorschrift berücksichtigt:

- Schweißisen und Flusseisen, welche vor 1895 eingebaut wurden,
- Flusseisen, welches nach 1894 eingebaut wurde und Flussstahl St 37 und
- der hochwertige Baustahl St 48.

In der BE 1925 wurden im Anhang besondere Bestimmungen für bestehende Eisenbahnbrücken aufgenommen, die Vorgaben beinhalteten:

- zum Nachrechnen bestehender Eisenbahnbrücken,
- zum Berechnen von gusseisernen Säulen (wie sie u. a. auf Bahnsteigen zur Ausführung kamen),
- und zur Verstärkung eiserner Brücken.

Bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke (BE 1925) konnte von den Regelungen abgewichen werden. In 20 Punkten wurden Erleichterungen genau formuliert, die gleichzeitig angesetzt zugelassen waren. Bezüglich der Verstärkung von in Betrieb befindlichen Brücken wurden in einem Absatz grundsätzlicher Art Empfehlungen formuliert. Einige wichtige werden nachfolgend aufgezeigt.

- Der Unterhaltungszustand und das Verhalten des Tragwerks unter Betrieb konnte bei der Beurteilung einer erforderlichen Verstärkung herangezogen werden.
- Bei Stößen und Anschlüssen wurden geringfügig erhöhte Spannungen zugelassen und als zweckdienlicher eingestuft als eine geringfügige Verstärkung dieser Bereiche.
- Für die Verstärkungsbauteile mussten die gleichen gültigen zulässigen Spannungen berücksichtigt werden wie für die bestehende Konstruktion.
- Für die Verstärkungsstrukturen im Bereich wichtiger Bauteile sollte bevorzugt das gleiche Material gewählt werden, wie das der bestehenden Konstruktion (was voraussetzte, dass das Material bekannt war) (BE 1925).

Regelungen der DV 804 (1934)

In der Fortschreibung der Berechnungsgrundlagen (BE), bedingt durch die notwendigen Anpassungen aus der parallelen Einführung der DV 848 (1935) für geschweißte Eisenbahnbrücken, wurde die Richtlinie erstmalig als Druckvorschrift (DV) 804 „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ zum 1. Februar 1934 herausgegeben.

2.5.2 Berechnungsgrundlagen für geschweißte Eisenbahnbrücken

Allgemeines

Mit der Entwicklung der geschweißten Eisenbahnbrücken Ende der 20er und Anfang der 30er Jahre des letzten Jahrhunderts erkannte man die Wichtigkeit der Erfassung des Ermüdungsverhaltens der Schweißverbindungen. Schon damals bestand das Bestreben, sichere, langlebige und unterhaltungsarme Konstruktionen zu schaffen und durch zusätzliche Berechnungen zum Standsicherheitsnachweis den Belastungen aus der überwiegend nicht ruhenden Beanspruchung in den Schweißnähten auf der sicheren Seite liegend, Rechnung zu tragen. In der ersten, im November 1935, herausgebrachten vorläufigen Vorschrift für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken (kurz DV 848) wurde dies über zulässige Spannungen und Formbeiwerte für verschiedene Schweißverbindungen unter Berücksichtigung der verwendeten Begrifflichkeit der Dauerfestigkeit geregelt. Parallel wurde in der Berechnungsvorschrift (BE) für die Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken aus dem Jahr 1930 die Erhöhung der Schnittkräfte um die halbe Differenz der Max-Min-Werte (BE 1930) gefordert.

Trotz des regen Interesses an der neuen Fügeart des Schweißens im Kontext des Stahlbrückenbaus, waren Zweifel und kritische Stimmen zu verzeichnen. Ende der 1920er Jahre war die Schweißtechnik erst an einigen Versuchsbrücken der Reichsbahn über geschweißte Verstärkungen getestet worden, während in Amerika der erste Entwurf für Richtlinien von geschweißten

Brücken 1929 veröffentlicht wurde (Kommerell 1940). Die ersten Feldversuche in Deutschland zeigten im Ergebnis (Adrian 1929, Ritter 1929), dass die zu ersten Berechnungsmethoden für Schweißnähte weder ausreichend noch einheitlicher Natur waren. Es bestanden Bestrebungen die Berechnungsgrundlagen in gleicher Weise zu formulieren, dass diese wie die für genietete Konstruktionen einfach anwendbar waren. Zudem hatte man den Eindruck, dass die Qualität der Schweißnähte vom handwerklichen Geschick abhängig war, so dass das Ziel über theoretische Überlegungen, welche sich auf Versuche und Erfahrungen stützten, für Berechnungsverfahren dasselbe Sicherheitsniveau wie bei Nietverbindungen zu erzielen, als noch nicht erreicht angesehen wurde. Für die noch laufenden Forschungstätigkeiten auf diesem Gebiet wurden optimistische Ergebnisse erwartet. Zudem bestanden keine Zweifel daran, dass sich die Schweißtechnik durchsetzen würde mit der Folge, dass das Nietverfahren gänzlich nach einem Übergangszeitraum verschwinden wird (Kommerell 1940).

Die ein Jahr später (1930) erfolgte erfolgreiche Einführung der Schweißtechnik im Eisenbahnbrückenbau wurde nicht nur dem Umstand der sorgfältigen Vorbereitung und den ausführlichen Untersuchungen zugeschrieben, sondern der Gewährleistung und Überprüfung der einzelnen Arbeitsschritte sowie der Qualitätskontrollen. Auch hier war die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft Vorreiter und gleichzeitig Förderer (Karig 1934). Die wichtigsten Schritte, Untersuchungen und Erkenntnisse, die zu den ersten Vorgaben führten, werden betrachtet. Die erforderliche Umgestaltung der Konstruktionsgrundlagen, die Bewertung der Dauerfestigkeit und die Anwendung höherwertiger Baustähle in Verbindung mit der Schweißtechnik bedurften genauerer Untersuchungen und erstreckten sich über mehrere Jahre. Dabei bestand das Bestreben zur Vereinfachung der Bauformen und der Verzicht von überflüssigen, reinen Schmuckzieraden. Diese Vorgehensweise begründete sich nicht nur aus Kostengründen und der Notwendigkeit der neuen Verbindungstechnik des Schweißens gerecht zu werden, sondern aus neuzeitlichen Architekturbestrebungen der Einfachheit (Schaper1949).

Entstehung der Schweißvorschriften

Da ab 1929 Verstärkungen an bestehenden genieteten Brücken mittels Schweißverfahren erprobt wurden (Adrian 1929, Ritter 1929), wurden zur Gewährleistung und Einhaltung einheitlicher Standards im Vorfeld der endgültigen Richtlinien sogenannte „Sammlungen von Schriften für die Werkstätten“ bahnseitig herausgegeben. Bezüglich der Schweißverfahren wurde innerhalb dieser Sammlung das Heft 15 mit Wirkung vom Dezember 1927 als „Richtlinien für das Schweißen von Flußstahl (Flußeisen) und Stahlguß“ in altdeutscher Schrift seitens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft veröffentlicht. Dabei bezog sich die Richtlinie nicht auf Brückenbauwerke, sondern auf die Anwendung der Schweißverfahren allgemein innerhalb der Reichsbahn. Darin wurden folgende Inhalte erstmalig festgelegt:

- die Wahl der Schweißverfahren,
- Anwendungsbeispiele und Einschränkungen,
- Einrichtungen und Verfahren für die elektrische Widerstandsschweißung,
- Einrichtungen und Verfahren für das Gasschmelzschweißen,
- Einrichtungen und Verfahren für das elektrische Lichtbogenschweißen,
- Arbeitsprüfungen, Schutzmaßnahmen und zur Personalausbildung (Heft 15 - Vorschrift 1927).

Interessant ist, für welche Art von Arbeiten die Richtlinie konzipiert war. Dabei ging es nicht nur um die schweißtechnische Fertigung von Teilstücken in der Neufertigung und Auftragsschweißungen an abgenutzten Werkstücken, sondern um Verbindungsschweißungen an Ausbesserungsstücken, welche Schäden infolge von Anrissen oder Bruch aufwiesen. Der letzte Punkt wird in diesem Zusammenhang erstmalig erwähnt, da die Veröffentlichungen zu den Ausbesserungen an bestehenden Eisenbahnbrücken (Adrian 1929, Ritter 1929) immer von intakten Bauteilen sprachen. Es scheint keine publizierten Berichte über die Erfahrungen von Schweißungen an geschädigten Bauteilen aus dieser Zeit zu geben.

Die in Tabelle 6 aufgeführten Schweißverfahren (siehe Kap. 2.6) konnten angewendet werden (Heft 15 - Vorschrift 1927).

Zugelassene Schweißverfahren	
Art der Schweißverfahren	zugehörige Schweißverfahren
I. Pressschweißen	
II. Thermitschweißen (1935)	
III. Schmelzschweißen	a.) Gasschmelzschweißung
	b.) Lichtbogenschweißung
	c.) Arcatomschweißung (1935)

Tabelle 6: Zugelassene Schweißverfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (Heft 15 - Vorschrift 1927)

Diese Vorschrift wurde im Dezember 1935 als DS 908 15 „Das Schweißen von Stahl und Stahlguß“ erneut bahnsseitig herausgegeben. In der Fortschreibung sind nur die zulässigen Schweißverfahren beschrieben. Die im Jahr 1935 neu hinzugekommenen sind und in der Tab. 6 über die Jahreszahl gekennzeichnet wurden.

Wie der Titel der Richtlinie besagt, wurden neben Flussstahl, auch Flusseisen und Stahlguss mit eingeschlossen, welche höhere Anforderungen an die Schweißverfahren und Zusatzwerkstoffe stellten als ein normaler Baustahl. In der Nachfolge-Richtlinie von 1935 wurde Flusseisen komplett rausgenommen. In der Richtlinie wird eine Schweißbarkeit des Werkstückes unter den folgenden Bedingungen als gegeben angesehen:

- bei Anwendung der Widerstands-Schweißung an Materialien aller DIN-Sorten,
- bei Anwendung der Verbindungsschweißung nach dem Schmelzschweißverfahren an Materialien aus weichem Flusseisen und hartem Stahl der DIN-Sorten 1542, 1543, 1611 – 1613, 1621 und 1661 unter der Bedingung, dass der Kohlenstoffgehalt < 0,2 % ist (mit dem Hinweis, dass die Schweißbarkeit mit steigendem Kohlenstoffgehalt des Materials abnimmt) und
- bei Auftragsschweißungen an Materialien aller DIN-Sorten.

Es ist anzumerken, dass für die DIN-Sorten zu dieser Zeit die chemische Zusammensetzung der Stähle noch nicht vorgeschrieben war. In der Anlage 4 der Richtlinie DS 908 15 wurden als besondere Bedingungen für die Schweißdrähte, welche bei Flussstahl zur Anwendung kommen sollten, die chemische Zusammensetzung vorgegeben. Auch hier war die Reichsbahn vorausschauend und Vorreiter. Ob Probestücke zum Nachweis der Schweißbarkeit oder andere Prüfungen auf Materialseite selbst vorab durchzuführen waren, war nicht definiert.

Fünf Jahre nach der ersten vollständig geschweißt ausgeführten Eisenbahnbrücke im Jahr 1935 wurden die ersten Vorschriften der Reichsbahn-Gesellschaft für geschweißte Eisenbahnbrücken herausgebracht. Auf der Versammlung am 6. und 7. August 1935 in Friedrichshafen wurde unter

Beisein des 25-köpfigen Brückenausschusses mit Vorsitz des Reichsbahndirektors *Schaper* der erste Entwurf der neuen Druckvorschrift (DV) 848 „Vorläufige Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken“ abschließend beraten, welche letztlich am 20. November 1935 eingeführt wurden. Bei dem Zusammentreffen in Friedrichshafen wurde unter anderem beschlossen, dass die erste Vorschrift nicht als Normenblatt, sondern als bahneigene Reichsbahnvorschrift herausgegeben werden sollte. Das Normenblatt hätte die Regelungen für die Straßenbrücken beinhaltet, was mit Blick auf die weitere Entwicklung offengelassen wurde (Kommerell 1940, Schaper 1949).

Die Schaubilder mit den zulässigen Spannungen $\sigma_{D,zul}$ für geschweißte Brücken aus St 37, St 46 und St 52 zählten zu den wichtigsten Neuerungen der DV 848 (1935). Darin wurde bzgl. der zugelassenen zulässigen Spannungen $\sigma_{D,zul}$ unterschieden nach:

- ungestoßenen Bauteilen im Druck- und Zugbereich,
- gestoßene Bauteile im Druck- oder im Zugbereich in unmittelbarer Nähe von Stumpfnähten,
- Stumpfnähte I. Güte – Wurzeln nachgeschweißt und Schweißnähte bearbeitet,
- Stumpfnähte II. Güte – Wurzeln nicht nachschweißbar und
- Bauteile in unmittelbarer Nähe von Stirnkehlnähten oder Flankenkehlnähten.
- Dabei wurde bei Stirnkehlnähten und am Beginn der Flankenkehlnähte zwischen unbearbeiteten oder hochwertig bearbeiteten Nahtübergängen und Nahtenden unterschieden (DV 848 1935).

Stichprobenartig mussten in der Ausführung Dauerfestigkeitsversuche durchgeführt werden zur Überprüfung und Gewährleistung der in der DV 848 festgeschriebenen Werte. Bei entsprechenden Versuchsergebnissen signalisierte der Brückenausschuss eine Erhöhung der Spannungswerte zuzulassen, da zu dieser Zeit der Stahlbrückenbau in Konkurrenz zum Eisenbetonbau stand (Kommerell 1940). Die Stahlbauunternehmen, die im Eisenbahnbereich geschweißte Stahlbrücken ausführen wollten, brauchten schon damals eine Zulassung der Reichsbahn. Es wurden hohe Anforderungen an die Qualität und Leistungsfähigkeit der ausführenden Firmen gestellt (Kommerell 1940).

Bezüglich der Schweißdrähte wurden Lieferbedingungen und Abnahmeprüfungen sowie zusätzliche Anforderungen formuliert. Es bestand die Forderung für die Abnahme, dass die für die Stumpfnahthverbindungen verwendeten Schweißdrähte anschließend in Pulsatormaschinen geprüft und bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln die ursprünglichen Festigkeiten bezogen auf Zug σ_U ergeben mussten, welche aus der Wöhlerlinie abgeleitet wurden. Schweißdrähte, für welche im Versuch nur $1,8 \cdot 10^6$ Lastwechsel erzielt wurden, galten dennoch als abgenommen (Kommerell 1935).

Dabei mussten die Versuche mit einer unteren Spannung $\sigma_U = 1 \text{ kg/mm}^2$ (Darstellung in alten Einheiten) durchgeführt werden und mit einer oberen Spannung σ_O , welche um 1 kg/mm^2 höher liegen musste als die angegebene Ursprungsfestigkeit getrennt nach Material. Mit den Versuchen wollte man sich auf keine bestimmte Schweißdrahtmarke festlegen bzw. sich auf deren Qualität verlassen. Es sollte die Möglichkeit gegeben werden für besonders wichtige Schweißnähte in Brückenbauwerken, die dafür zur Anwendung kommenden Werkstoffe in Dauerfestigkeitsversuchen separat prüfen zu lassen. Aus diesem Grund wurden diese Versuche in Pulsatormaschinen als zusätzliche Forderungen festgeschrieben zur Sicherstellung der Erzielung der Ursprungsfestigkeiten. Beim höherwertigen Baustahl St 52 wurde die Notwendigkeit der Prüfung geeigneter

Schweißdrähte als wichtig erachtet, da dieser Stahl höhere Anforderungen an die verwendeten Werkstoffe der Schweißverfahren stellte (Kommerell 1935).

Mit Neueinführung der Vorschriften für die Berechnungsgrundlagen DV 804 und für die geschweißten Eisenbahnbrücken DV 848 im Jahr 1951 wurde ein neues Dauerfestigkeitsschaubild eingeführt. Die Werte der Schaubilder wurden anhand von Dauerfestigkeitsversuchen an Modellen unter Berücksichtigung von Sicherheitszuschlägen aufgestellt in Abhängigkeit vom Material (Sahling 1952). Für die wichtigsten Schweißverbindungen liegen entsprechende Werte vor. Diese wurden in die verschiedenen Linien eingeordnet. Die A-Linie gilt für auf Biegung oder durch Längskraft beanspruchten ungestoßenen Bauteile (Vollstäbe), wobei die B-Linie bei Stumpfnähten in Sondergütern der gestoßenen Bauteile anzuwenden ist. Bei den Schaubildern wird die Ober- bzw. Unterspannung in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis

$$\kappa = \frac{\min \sigma}{\max \sigma}$$

aufgetragen. Dabei ist $\min \sigma$ die zahlenmäßig kleinste Spannung. In den dargestellten Dauerfestigkeitsschaubildern (siehe Abb. 13) gelten die Zugspannungen als positiv und die Druckspannungen als negativ. Bei gleicher Ober- und Unterspannung mit $\sigma_a = 0$ (Dauerstandfestigkeit) liegen die Werte für κ bei + 1 und - 1 bei reiner Wechselbeanspruchung. Der Wert $\kappa = 0$ berücksichtigt die reine Schwellbelastung (Spannungsausgleich auf Nulllinie) (Sahling, Latzin 1952).

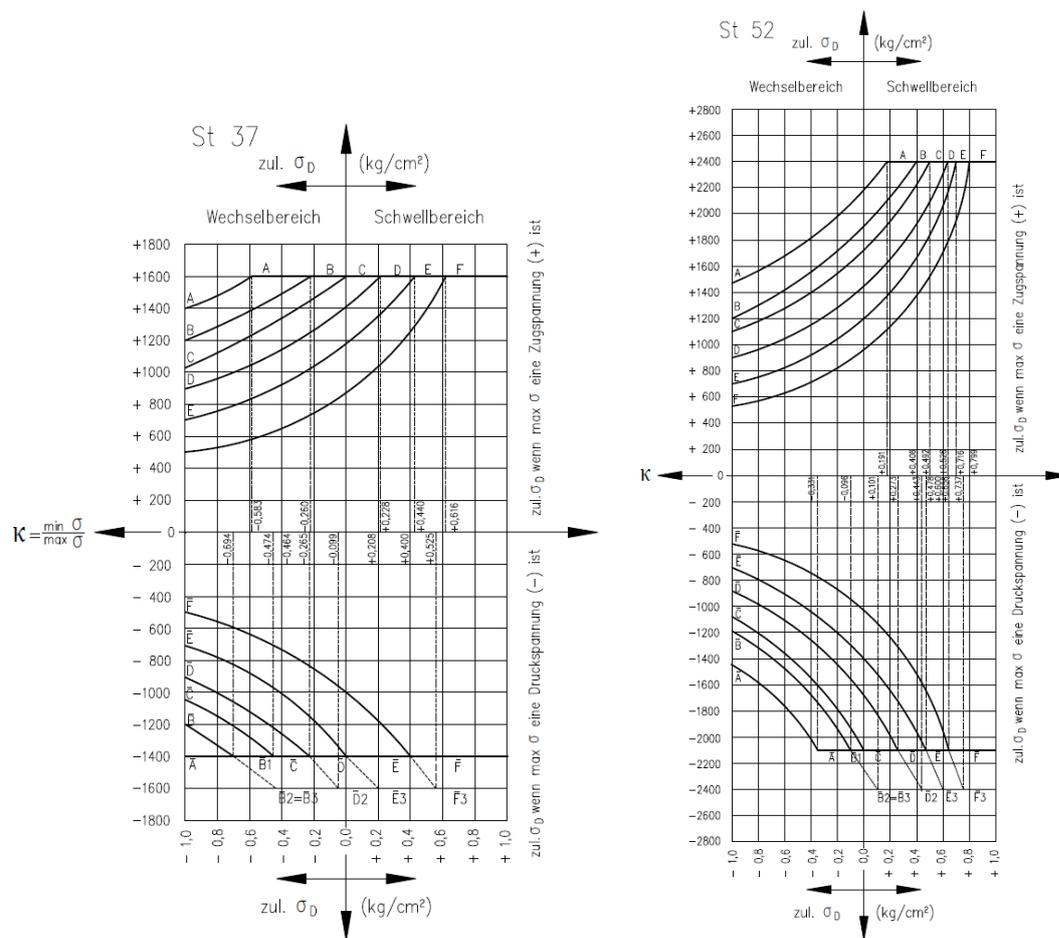


Abb. 13: zulässige Spannungen für geschweißte Brücken aus St 37 (links) und St 52 (rechts) (DV 848 1951)

Im Zuge der Anwendung der DV 848 mussten parallel die DV 804 „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) und die DV 805 „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken“ (GE) zusätzlich berücksichtigt werden in der Planung und Ausführung von geschweißten stählernen Eisenbahnbrücken. Diese wurden mit Wirkung vom 1. November 1938 als DV 805 rausgegeben. Dabei ist anzumerken, dass die Einhaltung der DV 804 (BE) Voraussetzung für die Anwendung der DV 805 (GE) war und die DV 848 als Ergänzung der BE und somit zur DV 804 diente.

Die Untersuchungen waren nicht so weit gediehen, dass das Schweißverfahren für komplexe Strukturen, wie zum Beispiel für Fachwerkbrücken zur Anwendung kommen konnte. Diese war anfangs nur bei leichten einwandigen Bindern üblich (Sahling, Latzin 1952).

Die nächste grundlegende Änderung in den Vorschriften erfolgte rund 25 Jahre nach der Ausgabe (1955) mit der Zusammenlegung von fünf früheren Bundesbahn-Vorschriften. Dies betraf die DV 848 für geschweißte Brücken, welche in den Hauptteil der neuen DV 804 „Berechnungs-Grundlagen für Eisenbahnbrücken und Ingenieurbauten“ (1980) integriert wurde. Die ehemaligen Vorschriften DV 805 (Konstruktion), DV 827 (Vorschriften für Stahlbauwerke) und DV 806 (Bauüberwachung) wurden ebenfalls in der neuen Druckvorschrift 804 berücksichtigt. Ziel war es, die bestehende Vorschriftenlage zu straffen und zu verbessern und letztlich über eine Reduzierung der Normen eine bessere Anwendbarkeit und Übersichtlichkeit zu schaffen. Den Anlass zur Neubearbeitung gaben u. a. die Bewertung der Kerbfälle in der Kran- und Kranbahnnorm DIN 15018 bzw. DIN 4132, weiterhin wurden neue mechanische Schweißverfahren eingeführt und die steigende Güte der Brennschnitte sollten ebenfalls Berücksichtigung finden. Zusätzlich gab es neue Erkenntnisse, die aus Versuchen und Messungen seitens des Deutschen Ausschusses für Stahlbau stammten (Hoffmann 1979).

Auswertung

Die Darlegung der Entwicklung der bahnseitigen Vorschriften zur Regelung der Schweißverfahren und Bemessung von geschweißten Stahlbrücken zeigt, wie detailliert und umsichtig vorgegangen wurde. In den 1930er Jahren war man überzeugt, dass qualitätsgerecht hergestellte Schweißverbindungen den genieteten Verbindungen mindestens ebenwertig, wenn nicht sogar höherwertig waren (Kommerell 1940). Auf welche Kriterien bzw. Versuche sich diese Aussage stützt, wurde nicht dargelegt. Trotz einiger Schadensfälle im Zusammenhang mit dem höherwertigen Baustahl St 52, kann von einer erfolgreichen Einführung der Schweißverfahren im Stahlbrückenbau gesprochen werden. Es kam zu keinen dokumentierten Personenschäden oder Brückeneinstürzen in diesem Zusammenhang. Es wurde deutlich, wie sehr die Materialkomponente eine entscheidende Rolle spielen kann. Der in der DV 848 (1935) erwähnte St 46 spielte eine untergeordnete Rolle und konnte sich nicht durchsetzen im Einsatzbereich geschweißter Brücken. Der St 46 ist nicht zu verwechseln mit dem hochgeköhlten St 48, welcher ausschließlich für genietete Konstruktionen zum Einsatz kam (siehe Kap. 3.4.1).

2.6 Entwicklung der Schweißverfahren

Wenn keine Minderung der mechanischen Eigenschaften nach dem Schweißen eintreten, so dass die Werte des Grundmaterials in der Wärmeeinflusszone und in der Schweißnaht selbst, wie die des ungeschweißten Werkstoffes anzusehen sind, ist das durchgeführte Schweißverfahren positiv

zu bewerten mit guten Trag- und Verformungsfähigkeiten des Bauteils. Aufgrund des heutigen hohen Entwicklungsgrades der Schweißtechnik (nach den anfänglichen Schwierigkeiten) mit den entsprechenden Überwachungsmechanismen zur Gewährleistung der geforderten Qualität lässt sich diese Forderung weitgehend umsetzen (Petersen 2013), was für frühere Jahrzehnte und vor allem in der Anfangszeit der Schweißtechnik nicht galt.

Mit Einführung der Schweißverfahren im konstruktiven Ingenieurbau war es möglich komplizierte Geometrien oder Anschlussbereiche mittels dieser Fügetechnik zu verbinden, die bei der früheren Niettechnik nicht oder nur aufwendig umsetzbar waren. Der Entfall der Stoßlaschen durch Anwendung des Stumpfstoßes wurde vorteilig gesehen, wie auch die Möglichkeit der einfachen Umsetzung ausgerundeter Ecken. Dennoch wurde in den 1950er Jahren vergleichend festgestellt, dass eine genietete vollwandige Brücke gegenüber einem geschweißten Vollwandträger größere Sicherheiten bietet. Im Ergebnis der Untersuchungen ausgeführter geschweißter Eisenbahnbrücken in den ersten beiden Jahrzehnten wurde resümiert, dass diese nicht kostengünstiger waren als die genieteten Tragwerke. Mit der Weiterentwicklung der Schweißverfahren und der Verteuerung der Ausführung der Niettechnik wurde erwartet, dass zukünftig geschweißte Brücken in der Ausführung günstiger sein würden. Dazu wurde angemerkt, dass Fehler in der Nietung in einfacher visueller Form festzustellen und nachgearbeitet werden konnten, was sich für geschweißte Nähte aufwendiger darstellt, so dass über zusätzliche Verfahren Schweißnahtfehler festgestellt werden konnten, die dann aufwendig durch Ausschleifen und Nachschweißen zu beseitigen waren. Anfangs durften nur geschweißte Vollwandträger mit Stützweiten bis zu 30 Meter ausgeführt werden (Hartmann 1953). Gerade diese Möglichkeit, dass innere Schweißfehler auftreten konnten und die Schweißnahtqualität vom Geschick und der Handwerklichkeit des Schweißers abhängig waren führten dazu, dass von Beginn an die Schweißnähte umfangreich überwacht und geprüft werden mussten (Sahling, Latzin 1952).

2.6.1 Schweißverfahren

Allgemeines zu Schweißverfahren

Maßgebend bei der Regelung der Schweißverfahren (heute Schweißprozess) und der Begrifflichkeiten wirkte der VDI-Fachausschuss mit. Die wichtigsten Fachbegriffe, deren Definition und Schweißzeichen wurden im DIN-Entwurf 1910/12 festgelegt. Dabei unterschied man im Wesentlichen zwei verschiedene Gruppen von Schweißverfahren das Schmelzverfahren (I) und das Pressschweißen (II) (Sahling, Latzin 1952).

Das Schmelzschweißen definierte sich dadurch, dass es ein Schweißverfahren ist, bei welchem durch Wärme ein örtlich begrenzter Schmelzfluss erzeugt wurde. Dies konnte mit und ohne einem Zusatzwerkstoff und ohne Anwendung von mechanischem Druck erfolgen.

Das Pressschweißen war dadurch gekennzeichnet, dass die erhitzten Bauteile im teigigen Zustand mittels mechanischen Druckes oder Schlag verbunden wurden. Hierbei kamen keine weiteren Zusatzwerkstoffe zur Anwendung (Sahling, Latzin 1952).

(I) Schmelzverfahren

Das Schmelzschweißen wurde dabei in vier verschiedene Schweißverfahren unterteilt. Diese lauteten wie folgt:

- a.) Gasschweißen,
- b.) Lichtbogenschweißen,
- c.) Schutzgasschweißen und
- d.) Thermit-Schmelzschweißen (Sahling, Latzin 1952).

Zu a.) Gasschweißen:

Von den vier oben genannten Verfahren war das Gasschweißen das am wenigsten verwendete, da es bei diesem Schweißverfahren zu starken Verwerfungen der Bauteile kam, verursacht durch eine große Wärmeeinflusszone. Dieses Verfahren wurde auf der Baustelle nur für kleinere und untergeordnete Schweißnähte verwendet. Die zur Anwendung kommenden Gase bestanden meistens aus Sauerstoff und Acetylen über deren Verbrennen die erforderliche Wärme erzeugt wurde (Sahling, Latzin 1952). Zu beachten ist, dass dieses Verfahren eine Zeit lang parallel als autogene Schweißung bezeichnet wurde, womit das Gasschweißen gemeint war. Das Gas Acetylen musste vorab aus Kalziumkarbid und Wasser hergestellt werden. Dies erfolgte über einen Gaserzeuger, welcher nur in größeren Werkstätten verfügbar war. Auf der Baustelle wurde das Acetylen, wie der Sauerstoff in Gasflaschen bezogen, wo die Gase über Schläuche in den Brenner zusammengeführt wurden.

In diesem Zuge wurde seitens der Bundesbahn die Drucksache (DS) 908 19 im Oktober 1947 mit den „Vorläufigen Richtlinien für die Behandlung von Acetylenanlagen und Gasflaschen für Acetylen und Sauerstoff bei der Deutschen Bundesbahn“ herausgegeben. Diese umfasste unter anderem die Genehmigungs- bzw. die Beschaffungsprozesse, die Aufstellung, die Abnahme, den Betrieb und die Überwachung von Acetylenanlagen, ferner wie Unfallmeldungen zu erfolgen hatten (Sahling, Latzin 1952).

Zu b.) Lichtbogenschweißen:

Bei diesem Schweißverfahren handelte es sich um das am häufigsten angewandte Verfahren innerhalb des Baubereiches, aber auch im Brückenbau (Sahling, Latzin 1952). Die elektronische Lichtbogenschweißung setzte sich durch, aufgrund der einfachen und praktikablen Handhabung. Da diese für die ersten geschweißten Eisenbahnbrücken vorrangig zum Einsatz kam, erfolgt nachfolgend eine genauere Betrachtung. Auf die Vorgängermethoden der Kohlelichtbogen-Schweißverfahren (Verfahren von *Benardos* (1885); Verfahren von *Zerener* (1889); Verfahren nach *Slavianoff* (1892)) wird nicht eingegangen.

Die Erwärmung der Werkstoffe erfolgte über das Fließen eines elektrischen Stromes mit einer hohen Stromstärke. Der elektrische Lichtbogen wurde dabei zwischen der Elektrode oder auch als Schweißdraht bezeichnet und dem Werkstück gezogen. Der Schweißdraht wurde mittels einer Schweißzange in einer Hand gehalten und in der anderen der Spiegel als Schutz vor den Lichtstrahlen. Ein Stromkabel verband die Schweißzange mit einem Schweißumformer. Dieser formt den Anschlussstrom um. Zur Herstellung des geschlossenen Stromkreises führt ein zweites Kabel vom Schweißumformer über eine Klemme zum Werkstück oder Arbeitstisch des Schweißers, auf welchem er arbeitet (Hartmann 1953).

Basierend auf der Idee den Schweißvorgang zu beschleunigen, kam es zur Weiterentwicklung der Schweißverfahren, da das Auswechseln der Elektroden zeitaufwendig war. In dieser Zeit (1950er Jahre) entstanden mit diesem Vorsatz weitere neue Verfahren, wie z.B. das:

- Humboldt-Meller-Verfahren (kurz: HM-Verfahren),
- Elin-Hafergut-Verfahren und
- Ellira-Verfahren, welches sich aus der Bezeichnung Elektro-Linde-Rapidschweißung ableitete (Hinweis: teilweise als Unionmelt-Verfahren bekannt, vor allem in den US-Staaten) (Sahling, Latzin 1952).

Humboldt-Meller-Verfahren

Bei diesem Verfahren erfolgte die Schweißung unter gleichzeitiger Anwendung von mindestens zwei oder mehreren Elektroden. Unter Zuhilfenahme einer fest eingespannten Elektrode, welche dreh- und höhenverstellbar war und in der Form eingestellt wurde, dass sich der Drehpunkt über der Naht befand. Direkt an der zu verschweißenden Stelle liegt das freie Elektronenende mit der isolierenden Ummantelung auf dem Werkstoff auf. Die zweite Elektrode wird dabei von Hand geführt. Beim Schweißvorgang wird sowohl zwischen der handgeführten Elektrode und dem Werkstoff als auch zwischen der festen Elektrode auf dem Werkstoff aufliegend ein Lichtbogen gezündet. Dabei brennt die feste Elektrode mit der jeweils eingestellten Stromstärke mit gleichbleibender Geschwindigkeit und im Zusammenspiel synchron, wie bei der Handschweißung ab, wobei die handgeführte Elektrode den Abbrand der festen Elektrode folgte. Vorteilhaft zeigten sich bei diesem Verfahren der kurze Lichtbogen und das gleichzeitige Abschmelzen zweier Elektroden in einfachster Form, sowie die Steuerungsmöglichkeit des gleichmäßigen Aufschmelzens der Nahtwände. Zusätzlich konnte die feste Elektrode, da nicht von Hand geführt, stärker beziehungsweise länger ausgeführt werden. Bezogen auf die reine Zeit des Schweißvorgangs ergab sich theoretisch eine Mehrleistung von 100 Prozent bei dem Humboldt-Meller-Verfahren (Petersen 1993, Sahling, Latzin 1952).

Elin-Hafergut-Verfahren

Das Elin-Hafergut-Verfahren verfolgte einen etwas anderen Ansatz, bei dem ein umhüllter Schweißdraht von etwa 1,50 Meter Länge direkt in die Schweißfuge gelegt wurde, wie in der Abb. 14 gezeigt. Diese und die zu verbindenden Werkstücke wurden mit einem Papierstreifen abgedeckt und mittels einer Kupferschiene oder ein anderes Material, welches magnetisch nichtleitend ist, festgehalten. Beim Schweißvorgang wurde über die Zündung an einem Ende und der Stromquelle am anderen Ende der Abschmelzvorgang in Gang gesetzt. Besonders für längere Werkstücke, die geneigt und nicht gestoßen zueinander lagen, war dieses Verfahren geeignet. Auch hier wurde in relativ kurzer Zeit in einfacher Weise die Schweißnaht hergestellt. Nachteilig ist zu erwähnen, dass das Verfahren nur für waagerechte Nähte brauchbar war. Zusätzlich mussten Stoßstellen von Hand nachgeschweißt werden, was zeitaufwendig war. Das Elin-Hafergut-Verfahren kam bei größeren Brückenbauten zur Anwendung. Allerdings waren die Meinungen Anfang der 1950er Jahre zu diesem Verfahren und der allgemeinen Anwendbarkeit noch geteilt (Sahling, Latzin 1952).

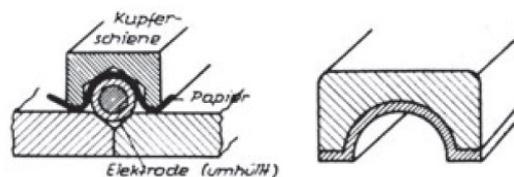


Abb. 14: Darstellung Elin-Hafergut-Verfahren – Prinzipskizzen (Sahling, Latzin 1952)

Ellira-Verfahren

Das Ellira-Verfahren (Ellira – Elektro Linde Rapid) wurde ebenfalls mit dem Ziel der Zeitersparnis konzipiert. Das Verfahren wurde in Amerika von der Firma Linde in den 1930er Jahren entwickelt als sogenanntes Unterpulverschweißverfahren und anfangs im Schiffsbau verwendet. Es soll für dicke Werkstücke vorteilig sein. Zusätzlich werden die Winkel zwischen den zu verbindenden Werkstücken kleiner als bei anderen Verfahren gewählt. Diese betragen bei 5 mm Blechdicke rund 60 Grad und bei 50 mm Blechdicke etwa 30 Grad. Wie in Abb. 15 dargestellt wurde die Schweißfuge mit einer genuteten Kupferschiene unterlegt. Über das Rohr wurde das Schweißpulver mit einer speziellen Zusammensetzung in die Schweißfuge eingebracht und von zwei Blechen gehalten. Der Schweißdraht, welcher nicht ummantelt ist, sondern nur mit einer dünnen Kupferschicht überzogen wurde, wird von oben durch das Schweißpulver in die Fuge gesteckt. Beim Schweißvorgang wurde durch Zündung des Drahtes das Schweißpulver teilweise zu Schlacke verschmolzen. Durch die dadurch entstehenden hohen Temperaturen werden die Blechkanten aufgeschmolzen, wie auch der Schweißdraht. Im Ergebnis wird die Schweißfuge aufgefüllt, wodurch die Schweißnaht entsteht. Es bestanden Erfahrungen bei Anwendung des Verfahrens in der Herstellung von Trägern für Stahlbrücken, wobei sich die Wirtschaftlichkeit nur für lange Nähte und in Serienfertigung gezeigt hat (Sahling, Latzin 1952). Das Verfahren wird heute in weiter entwickelter Form ohne Firmenbezeichnung als Unterpulverschweißen bezeichnet.

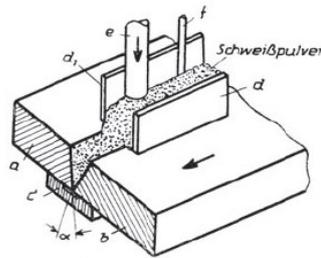


Abb. 15: Funktions- und Arbeitsweise des Ellira-Schweißverfahrens (Sahling, Latzin 1952)

Zu c.) Schutzgasschweißung:

Dieses Verfahren nutzte die erzeugte Wärme zwischen den Elektroden aus, um die Moleküle des gebildeten Gases in Atome zu zerlegen. Die bei der Rückbildung zurückgegebene Energie erzeugte eine große Hitze und somit den Schmelzfluss, welcher mit einer Schutzgashülle umgeben war. Unter anderem bediente sich das Arcatom-Verfahren nach *Weinmann* und *Langmuir* (1926) dieses Prinzips. Dieses Verfahren stellte eine Zusammenführung der elektrischen Lichtbogenschweißung und der Gasschweißung dar. Über zwei spitzwinklig zueinanderstehende Wolframelektroden, welche in einem gemeinsamen Handgriff angeordnet waren, erfolgte die Erzeugung des Lichtbogens. Zusätzlich wurde über die Ringdüsen mittig zu den Wolframdrähten hin Wasserstoffgas zugeführt. Dieses umhüllte den Lichtbogen und bließ ihn in Richtung des Werkstückes. In dieser Form wurde das flüssige Metall vor einer zu starken Aufnahme des Sauerstoffs aus der Luft geschützt, was sich auf die Güte der Schweißnähte positiv auswirkte. Dabei konnten dünne Bleche ohne Zusatzstoff verschweißt werden. Das Verfahren wurde hauptsächlich in der Instandhaltung zur Reparatur und Herstellung von Werkzeugen angewandt. Außerdem ließen sich automatisch Rohre, Behälter und Blechtafeln verschweißen. Bezüglich der Qualität war man mit den Kehlnahtschweißungen nicht eindeutig zufrieden (Sahling, Latzin 1952).

Auf einer ähnlichen Vorgehensweise beruhte das Argonarc-Verfahren, bei welchem zwischen einer Wolframelektrode und dem zu verschweißenden Werkstoff ein Lichtbogen erzeugt wurde mit dem Unterschied, dass hier Argon als inertes, inaktives Gas zur Anwendung kam mit dem Ziel, das Schweißgut und dem eventuell zugeführten Schweißdraht vor Oxidation zu schützen. Die erwähnten Schweißumformer oder Schweißtransformatoren fungierten dabei als Stromquelle. Das Verfahren diente dazu, außer nichtrostenden und hochlegierten Stählen u. a. Aluminium, Messing und weitere zu verschweißen (Hartmann 1953). Der Vollständigkeit halber wird auf das Arcogen-Schweißverfahren hingewiesen, bei welchem ein durch Sauerstoff und Acetylen gefüllter Schweißbrenner zur Anwendung kam. Da dieses Verfahren nicht praktikabel war, konnte es sich nicht durchsetzen.

Zu d.) Thermit-Schmelzschweißen:

Bei diesem Verfahren wird ein Gemisch aus Aluminium und Eisenoxid auf ca. 1000 bis 1100 Grad Celsius erhitzt. Auf diese Weise entzündet sich das Gemisch und entwickelt nach relativ kurzer Zeit Temperaturen von etwa 3000 Grad Celsius, welches das Aufschmelzen der Kanten der zu verbindenden Werkstoffe bewirkt. Dieses Verfahren wurde vorrangig für das Verschweißen von Eisenbahn- und Straßenbahnschienen verwendet (Petersen 1993) und hat sich durchgesetzt. Es findet immer noch Anwendung im Bereich von Schienenschweißungen.

(II) Pressschweißen

Da die Pressschweißverfahren für den konstruktiven Ingenieurbau und im Bauingenieurwesen allgemein nur eine untergeordnete Rolle spielten, sollen die Verfahren der Vollständigkeit halber genannt und kurz erläutert werden. Folgende vier Verfahren lassen sich dem Pressschweißen zuordnen:

- a.) Feuerschweißen,
- b.) Wassergasschweißen
- c.) Widerstandsschweißen und
- d.) das Thermit-Pressschweißen.

Zu a.) Feuerschweißen:

Das Verfahren war lange Zeit als Hammerschweißen bekannt und wurde über Jahrhunderte praktiziert, indem Werkstücke in einem Schmiedefeuer auf Schweißhitze erwärmt und anschließend von Hand oder maschinell mittels Hämmern zusammengefügt wurden (Sahling, Latzin 1952).

Zu b.) Wassergasschweißen:

Bei diesem Verfahren wurde anstatt des Schmiedefeuers eine Wassergasflamme verwendet zum Erhitzen der Werkstücke, was namensgebend war. Diese Methode wurde hauptsächlich für das Verschweißen von Stahlrohren verwendet (Sahling, Latzin 1952).

Zu c.) Widerstandsschweißen:

Das Verfahren des Widerstandsschweißens unterteilt sich in folgende drei Methoden:

- Stumpfschweißung (Wulststumpfschweißung und Abbrennstumpfschweißung),
- Punktschweißung und Nahtschweißung.

Im bautechnischen Kontext ist von den genannten Verfahren die elektrische Abbrennstumpfschweißung von Bedeutung. Für die Herstellung von geschweißten Stößen der Zugeinlagen im Stahlbeton war es (1951) das einzige zugelassene Verfahren. In der Vorgehensweise wurden nach Stromzuschaltung die zwei zu verbindenden Werkstücke leicht in Berührung gebracht. Dadurch brennen an den Berührungsstellen einzelne Punkte unter starken Funkensprühen ab. Dieser Abbrandvorgang wird so lange fortgesetzt unter immer weiteren Zusammenschieben der Werkstücke, bis die erforderliche Schweißhitze erzielt wird. An diesem Punkt müssen die zu verbindenden Materialien schlagartig zusammengepresst werden. Als Naht bildet sich ein perliger Grad aus. In dieser Form wurde das Verfahren im DIN-Entwurf 1910/12 beschrieben (Sahling, Latzin 1952).

Aktuelle Regelungen

Heute wird die Fügetechnik als Schweißprozess bezeichnet, welcher die eigentliche Schweißnahtherstellung beschreibt und in der DIN EN ISO 15607 neu festgelegt wurde, welche u. a. den gesamten Herstellungsablauf umfasst. Folgende Aspekte werden diesbzgl. berücksichtigt:

- Wahl der Grund- und Zusatzwerkstoffe,
- Nahtfugenherstellung,
- Schweißprozess,
- Vor- und Nachbehandlung (Wärmetechnologie),
- Prüfung und Überwachung und
- schweißtechnische Einrichtungen (Petersen 2013).

Heute wird übergeordnet nach den beiden Verfahren:

- Schmelzscheißen und
- Pressschweißen unterschieden.

Weiterhin wird nach dem Mechanisierungsgrad gemäß DIN EN ISO 857-1 unterschieden:

- Handschweißen (auch manuelles Schweißen genannt), dabei werden Schweißgerät und Zusatzwerkstoff von Hand geführt,
- Teilmechanisches Schweißen (auch halbmaschinelles Schweißen genannt), dabei wird das Schweißgerät von Hand und der Zusatzwerkstoff mechanisch zugeführt,
- Vollmechanisches Schweißen (auch maschinelles Schweißen genannt), wo Schweißgerät und Zusatzwerkstoff mechanisch zugeführt werden und
- Automatisches Schweißen, bei welchem alle Abläufe mechanisch erfolgen.

Es ist nachvollziehbar, dass bei höheren Mechanisierungsgrad die Gleichmäßigkeit der Ausführung und die Güte der Nähte besser ist unter der Voraussetzung, dass eine richtige Geräteeinstellung gewählt wurde. Mit steigendem Automatisierungsgrad sind steigende Kosten verbunden. Mittlerweile haben sich u. a. Schweißroboter etabliert, die aber in der Serienfertigung im Stahlbau für Konstruktionen bis dato noch keine nennenswerte Bedeutung haben. Für spezielle Anforderungen kommt das Laserschweißen zum Einsatz (Petersen 2013).

Schweißprozess DIN EN ISO 4063		Normen für Schweißverbindungen	Methoden der Qualifizierung		
	Bezeichnung		Werkstoff	Mech.-Grad	Methode
111	Lichtbogenhandschweißen	DIN EN ISO 15609-1	Werkstähle, Schmiedestähle und Stahlgusswerkstoffe $R_e \leq 355 \text{ N/mm}^2$	manuell und teilmechanisch	DIN EN ISO 15610, 15611, 15612, 15613 oder 15614-1
114	Metalllichtbogenschweißen mit Fülldrahtelektrode ohne Schutzgas			Werkstähle, Schmiedestähle und Stahlgusswerkstoffe $R_e > 355 \text{ N/mm}^2$	
12	Unterpulverschweißen		alle		
135	Metall-Aktivgas-Schweißen				
136	Metall-Aktivgas-Schweißen mit Fülldrahtelektrode				
141	Wolfram-Schutzgas-Schweißen				
311	Gasschweißen mit Sauerstoff-Acetylen- Flamme	DIN EN ISO 15609-2			
21	Widerstandspunkt-Schweißen	DIN EN ISO 15609-5	DIN EN ISO 15614-12		
783	Hubzündungsbolzen-Schweißen mit Keramikring	DIN EN ISO 14555	DIN EN ISO 14555		

Abb. 16: Auswahl zulässiger Schweißprozesse inkl. Angabe der jeweils gültigen Normen (Petersen 2013)

Die heute zum Einsatz kommenden Schweißprozesse sind vielfältig und auszugswise in Abb. 16 dargestellt und u. a. in DIN EN ISO 4063 geregelt (Petersen 2013).

2.6.2 Grundwerkstoffe/ Zusatzwerkstoffe

Werkstoffe – Grund- und Zusatzwerkstoffe

Im Eisenbahnbrückenbau sind für geschweißte Konstruktionen als Grundwerkstoffe vorrangig St 37 (aktuell S235) und St 52 (aktuell S355) zur Ausführung gekommen. Wie aus bahninternen Unterlagen abgeleitet werden kann, kam kurzzeitig der HSM 50 bzw. St 50 zur Ausführung. Aufgrund der Weiterentwicklung der Thomasstähle mit Verbesserungen der mechanisch-technologischen Eigenschaften wurden diese Stahlgüten ebenfalls für geschweißte und hybride Eisenbahnbrücken verwendet. Ausführliche Informationen sind in Kap.3.4.1 dargelegt. Ob weitere neue Stahlsorten für geschweißte Eisenbahnbrücken zur Anwendung kamen, konnte nicht eruiert werden und ist aus den für die Arbeit untersuchten Brückenbauwerken nicht ersichtlich.

Für geschweißte Konstruktionen sollte allgemein beachtet werden, dass

- mit steigender Blechdicke des Werkstoffes,
- mit steigendem Legierungsgrad und
- mit steigender Festigkeit

die Anforderungen an die Schweißverfahren in Bezug auf die technische Ausführung, die vorzuhaltenden Vorkehrungen und dem Prüfumfang ebenfalls steigen (Petersen 1993). Diese Zusammenhänge wurden in der Anfangszeit der Schweißverfahren in konstruktiven Ingenieurbau unterschätzt bzw. waren sie nicht bekannt, was zu Schadensfällen führte (siehe Kap. 3.1).

Zusatzwerkstoffe

Elektroden und Schweißpulver sind Schweißzusatzwerkstoffe, wobei anfangs vorrangig Elektroden (nackt, umhüllt oder schwach umhüllt) zur Ausführung kamen. Diese müssen auf den Schweißprozess und den Grundwerkstoff abgestimmt sein. Aufhärtungen in der Schweißnaht sind zu vermeiden, welche einhergehen mit der Abnahme der Duktilitätseigenschaften und der damit verbundenen Gefahr, dass bei Versagen eine Vorankündigung kaum gegeben ist durch Sprödbruch. Im Idealfall entspricht die Güte des Schweißgutes derjenigen des Grundwerkstoffes (Petersen 1993).

In Abhängigkeit von der Dicke der zu verschweißenden Bauteile ist der Schweißdraht entsprechenden Durchmessers zu wählen. Im Brückenbau kamen dabei Durchmesser von 4 bis 10 mm zur Anwendung. Der Schweißdraht konnte aus dem gleichen Stoff wie der Grundwerkstoff bestehen. Über die chemische Zusammensetzung, die geforderten Festigkeitseigenschaften und Beschaffenheit der Drähte für die Lichtbogen- und Gasschweißung waren Regelungen in der DIN Vornorm 1913 enthalten. Die Drähte bestanden somit aus St 37 und St 52 mit Zusätzen, wie z.B. Mangan oder Silizium. Das Schweißgut nahm beim Übergang vom Draht zum Werkstoff aus der Luft Stickstoff und Sauerstoff auf und zusätzlich verbrannten dabei u. a. Bestandteile wie Kohlenstoff, Mangan. Aus diesem Grund waren Beimengungen in den Drähten erforderlich. Folgende 3 Arten von Schweißdrähten wurden unterschieden (Hartmann 1953):

a.) Nackte Schweißdrähte: Diese waren am günstigsten und hatten den Nachteil, dass sie unruhig abbrannten. Vorteilhaft war die Anwendungsmöglichkeit in jeder Lage, welche lotrecht und über Kopf zu verwenden waren. Innerhalb von Untersuchungen wurde festgestellt, dass die hergestellten Nähte eine leichte Sprödigkeit durch die Aufnahme von Stickstoff aus der Luft beim Schweißen aufwiesen und teilweise nur eine geringe Bruchdehnung hatten. Auch neigten diese Drähte dazu, leichte Spritzer zu verteilen, so dass es zu Einbrandkerben kommen konnte. Zur Vermeidung dieser Umstände wurden mineralische Bestandteile, wie z.B. Kalk, Ton oder Feldspat zugefügt. In Verbindung mit Bindemitteln wie Dextrin, Schellack oder Wasserglas führte dies zu einer neuen Art von Schweißdrähten (Hartmann 1953).

b.) Seelendrähte: Die nichtmetallischen Massen sind bei dieser Art im Inneren des Drahtes eingebettet. Sie werden beim Vorwalzen bzw. beim Walzvorgang eingebracht und beim Ziehen des Drahtes mitgezogen. Dabei war es wichtig, dass die Seele in der Mitte des Drahtes positioniert lag.

c.) Umhüllte Drähte: Bei diesen Drähten handelte es sich um getauchte, entweder dünn oder dick umhüllte und gewickelte Drähte, wobei die genannten mineralischen Zusatzstoffe die Umhüllung bildeten.

2.6.3 Konstruktive Ausbildung der Schweißnähte

Konstruktive Ausbildung der Schweißnähte

Die mittels der Schweißnaht zu schließende Fuge wird Stoß genannt. In der folgenden Abb. 17 sind die unterschiedlichen Stoßformen dargestellt.

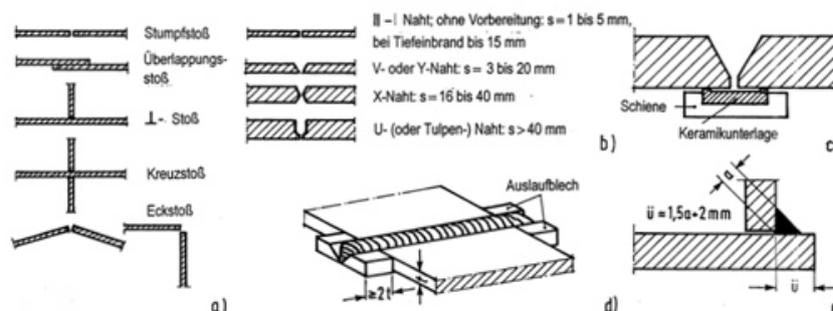


Abb. 17: unterschiedliche Stoßformen (Petersen 2013)

Durch Schweißvorgänge treten im Bereich der Schweißnaht Gefügeumwandlungen auf und es entstehen im Bauteil Eigenspannungen. Die Sicherheit geschweißter Bauteile ist unter den

Aspekten der Beanspruchung, der Werkstoffe und Konstruktion sowie der Fertigung zu beurteilen. Eine besondere Rolle spielt die Schweißbeignung und der Ausgangszustand des Grundmaterials (kaltverformt, wärmebehandelt etc.) (Petersen 1993).

Als Stoß wird die Fuge zwischen zwei mittels einer Schweißnaht verbundenen Bauteilen bezeichnet. Ein **Stumpfstoß** verbindet bündig zwei Bleche, die Naht ist eine Stumpfnah, deren Form von Blechdicke und vom Schweißverfahren abhängt. Dicke Nähte werden mehrlagig aufgebaut, die Wurzellage wird im Normalfall von der Rückseite herausgearbeitet und anschließend gegengeschweißt (die sog. Kapplage). Bei Stumpfnähten wird ein Durchbrechen der Naht durch den Fugenspalt durch eine Badsicherung verhindert.

In Stumpfnähten treten im Grundsatz dieselben Normal- und Schubspannungen wie im angrenzenden Grundmaterial auf. Bei unbearbeiteten Nähten treten jedoch entlang der Einbrandkerben Spannungserhöhungen auf, die die Ermüdungsfestigkeit der Schweißverbindung herabsetzen. Durch Abschleifen der überwölbten Deck- und Kapplagen erhält man eine Stumpfnah in Sondergüte (Petersen 1993).

Bei nicht vorwiegend ruhend belasteten Bauteilen ist auf eine kraterfreie Ausführung zu achten. Hierfür wird z.B. bei Stumpfstößen für die Gurte von geschweißten Trägern die Naht über Auslaufbleche über die Berandung hinweg geführt und anschließend abgearbeitet und glatt berandet.

T- und Kreuzstöße werden als Kehl- oder K-Nähte oder als Mischform ausgeführt. Kehl Nähte sind einfacher als K-Nähte auszuführen, die Spannungszustände sind bei der Kehl Naht ungleichmäßiger verteilt und es treten an der Wurzel Kerbspannungsspitzen auf. Bei der Ausführung von Kehl Nähten ist auf einen ausreichenden Einbrand bis zum Wurzelpunkt zu achten. Bei nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung ist zudem ein ca. ein Millimeter großer Spalt vorzusehen, wodurch sich geringere Kerb- und Schrumpfeigenspannungen einstellen (Petersen 2013).

Im Vergleich zu Stumpfnähten sind die Beanspruchungen in Kehl Nähten komplexer, da die Kräfte über einen Versatz abgetragen werden müssen. Trotz der in Kehl Nähten ungleichmäßigeren Spannungsverteilung wird beim Tragsicherheitsnachweis von gleichmäßig verteilten Nennspannungen ausgegangen, da im Bruchzustand von gleichförmig plastizierten Nähten ausgegangen wird. Bei nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung sind für Kehl Nähte im Vergleich zu Stumpfnähten geringere Dauer- und Betriebsfestigkeitsspannungen zugelassen.

Tragsicherheitsnachweis der Schweißverbindungen

Die unterschiedliche Beanspruchung von Stumpf- und Kehl Nähten bedingt getrennte Tragsicherheitsnachweise. Es werden dabei Nennspannungen berechnet und den Tragspannungen gegenübergestellt, also den Tragfähigkeiten, die aus Versuchen ermittelt wurden. Real werden die Schweißbeignungen in der Schweißnaht und der Wärmeeinflusszone von den Spannungen aus äußerer Einwirkung überlagert. Diese Eigenspannungen lösen Plastizierungen aus, die bei einachsiger Beanspruchung aufgrund der hohen Zähigkeit der Stähle unbedenklich sind. Bei zwei- oder dreiachsiger Beanspruchung kann das Plastizierungsvermögen lokal eingeschränkt sein, wodurch fallweise besondere Maßnahmen z.B. mit Wärmetechnologie notwendig werden (Petersen 2013).

2.6.4 Einflussfaktoren

Schweißeigenspannungen

Die Schweißeigenspannungen wurden früher Schrumpfspannungen genannt. Das Material in der während des Schweißvorgangs rotwarmen Schweißzone kann sich in der starren Umgebung nicht ausdehnen und wird gestaucht. Beim Erkalten entstehen in der Naht und ihrer Umgebung Zug- und Druckspannungen. Da die Streckgrenze des Schweißwerkstoffes in der Regel über der des Grundmaterials liegt, können im Bereich der Naht Zugspannungen oberhalb der Streckgrenze des Grundmaterials verbleiben. Der Umfang der verbleibenden Spannungen hängt stark von der Steifigkeit des Bauteils ab: in Kastenprofilen liegen sie bspw. höher als in I- und T-Profilen. Das Schweißverfahren sowie die Nahtfolge und Nahtdicke beeinflussen ebenfalls die Schweißeigenspannungen. Durch Einhaltung bestimmter Schweißfolgen sowie der Minimierung von Wärmeeinbringung und Schweißvolumen können die Schweißverzüge verringert und Fertigungstoleranzen eingehalten werden. Die Öffnungswinkel der Fugen sollten auf das erforderliche Maß reduziert werden (Petersen 1993).

Bei der vorwiegend nicht ruhenden Belastung wie im Brückenbau können die Spannungszyklen der äußeren Einwirkung in der Überlagerung mit Eigenspannungen in Spannungsspitzen zu Rissauslösungen führen. Die Ermüdungsfestigkeit sinkt mit zunehmenden lokalen Eigenspannungen der Schweißnaht und der Wärmeeinflusszone (WEZ). Der Einfluss der Schweißeigenspannungen auf die Lebensdauer der Konstruktion wurde früh erkannt und entsprechende Maßnahmen zum Abbau dieser frühzeitig untersucht (u. a. Wellinger 1953).

Wärmeeinflusszone (WEZ)

Die Gefüge im Bereich der Schweißnaht können schematisch wie folgt (siehe Abb. 18) unterschieden werden: die Schweißnaht selbst (Zone a) ist ein Gussgefüge des eingebrachten Schweißgutes. In der Einbrandzone b befindet sich aufgeschmolzenes Grundmaterial, das mit dem Material der Zone a relativ homogen und feinkörnig ist. Die Zone c wird Wärmeeinflusszone (WEZ) genannt. Das Grundmaterial in diesem Bereich wird beim Schweißvorgang bis nahe an den Schmelzpunkt erhitzt. Die damit einhergehenden Gefügeumwandlungen und Eigenschaftsveränderungen bzgl. Härte, Festigkeit und Rissverhalten haben für die Sicherheit der Schweißnaht die größte Bedeutung. Vor allem die Abkühlgeschwindigkeit hat hierauf maßgeblichen Einfluss. In den Zonen d und e finden immer geringere Umkristallisationen statt, in der Zone f ist das Grundmaterial unverändert.

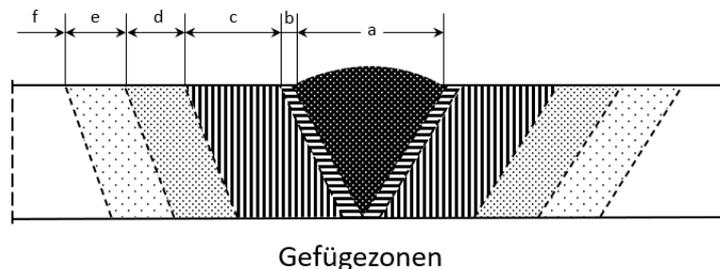


Abb. 18: Darstellung der unterschiedlichen Bereiche der Wärmeeinflusszone (Petersen 1993)

Die Schweißbedingungen hinsichtlich Schweißprozess, Aufheiz- und Abkühltemperatur, Verweildauer, Blechdicke und Nahtart sind so zu wählen, dass die Beanspruchbarkeit jener im Grundmaterial entspricht, um Riss- und Bruchbildung zu vermeiden (Petersen 2013).

Verringerung der Kerbschärfe

Die im Jahr 2013 neu eingeführte DIN EN 1993-2 erlaubt für Eisenbahnbrücken die Anwendung der Stahlsorten bis S 460.



Abb. 19: Verfahren zur Verringerung der Kerbschärfe (DIN EN 1993-2)

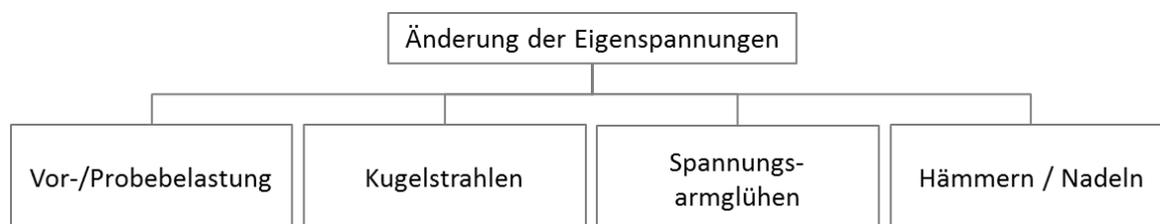


Abb. 20: Möglichkeiten zur positiven Beeinflussung auf die betriebsfestigkeitsrelevanten Eigenspannungen (in Anlehnung an DIN EN 1993-2)

Insbesondere, wenn es nicht möglich ist, Schweißnähte in hoch beanspruchten Bereichen zu vermeiden, sollten aus den in Abb. 19 und 20 aufgezeigten Möglichkeiten ergänzende Maßnahmen ergriffen werden. Für Stahlüberbauten von Eisenbahnbrücken kann es für die Einhaltung des Betriebsfestigkeitsnachweises erforderlich sein Kerbgruppen in der Größenordnung zu wählen (z.B. KG 112), dass diese ein Nachschleifen der Schweißnähte zur Nachweiserfüllung beinhalten.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass höherfeste Stähle im geschweißten Zustand unter Wechselbeanspruchung keine höheren Lebensdauern besitzen als Stähle mit niederen Festigkeiten. Nur gezielte Zusatzmaßnahmen, wie z.B. Schweißnahtnachbehandlungsverfahren wirken sich positiv auf die Betriebsfestigkeit aus. In diesen Fällen können durch die möglichen geringeren notwendigen Querschnitte Kosteneinsparungen in Material, Transport etc. erzielt werden. Grundvoraussetzung ist, dass der Stabilitätsnachweis nicht maßgebend ist, da in diesem Fall die möglichen Vorteile nicht genutzt werden können. Somit muss je nach Konstruktion und Belastungssituation individuell entschieden werden, ob die Anwendung höherfester Stähle sinnvoll ist (DIN EN 1993-2).

Weitere Faktoren wie die Gefügeumwandlung, Grobkornbildung, Seigerung und Terrassenbildung sowie die Alterung seien an dieser Stelle nur erwähnt.

2.7 Entwicklung der Stähle

Einleitung

Mit dem Beginn und der Entfaltung des Stahlbrückenbaus vollzog sich in Analogie die Entwicklung der Werkstoffe, welche sich teils bedingten. Bei den ersten Eisenbahnbrücken aus kohlenstoffhaltigem Gusseisen wurde die materialbedingte Spröbruchgefahr erkannt. Dies forcierte die

Weiterentwicklung vom Schweißisen zum Puddeleisen/ Puddelstahl bis zum Stahl, welche an dieser Stelle nicht weiter betrachtet werden soll. Es wird auf die umfangreichen Ausführungen in (Stranghöner 2006) verwiesen. Die Thematik des Sprödbruchs blieb über die Jahrzehnte bestehen und erlebte einen weiteren Höhepunkt bei Einführung der neuen Fügeart des Schweißens in Kombination mit den höherwertigen Stahlgüten (z.B. St 52) in den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts. Dennoch bestand stets das Bestreben, die für den Stahlbrückenbau eingesetzten Stähle zu verbessern, so dass diese Festigkeits- und Verformungseigenschaften aufwiesen, die nicht nur im Einklang mit den jeweils gültigen Berechnungsvorschriften standen, sondern lokal betrachtet über eine ausreichende Duktilität verfügten und somit ein Ausplastizieren von Spannungsspitzen ermöglichten, ohne dass ein Versagen oder Bruch eintritt. Das verminderte Verformungsvermögen bzw. die Abnahme der Zähigkeit des Werkstoffes bei niedrigen Temperaturen oder bei schlagartiger (außergewöhnlicher) Belastung wurden ebenfalls früh erkannt. In Überlagerung mit einem mehrachsigen Spannungszustand werden diese Eigenschaften weiter vermindert. Im Zuge der Entwicklung des ermüdungsgerechten Konstruierens mit der Gestaltoptimierung und der Verminderung eines wesentlichen Einflusses, der Kerbwirkung wurden zwar Verbesserungen erzielt, dennoch können die Werkstoffeigenschaften unter den zuvor genannten Randbedingungen nicht voll ausgenutzt werden, gerade in Bezug auf die Festigkeit und Zähigkeit (Stranghöner 2006). Ein weiterer wichtiger Aspekt trägt ebenfalls dazu bei, die überwiegend nicht ruhende Beanspruchung der Konstruktion.

Die rechnerischen Nachweise wurden und werden nach wie vor für die Konstruktionsteile im Hochlagenbereich der Werkstoffzähigkeit geführt. Dies bedingt, dass die gewählte Stahlsorte über eine ausreichende Hochlagenzähigkeit verfügt, gepaart mit einem hinlänglichen Verformungsvermögen (Stranghöner 2006). Wie in den weiteren Ausführungen verdeutlicht wird, kann der Werkstoff bei alten oder älteren stählernen Eisenbahnbrücken unter bestimmten Umständen eine wesentliche Rolle spielen oder im Zusammenhang mit weiteren Faktoren den Ausschlag über die Weiternutzung oder Ersatzneubauplanung des Brückenbauwerkes geben.

Seit ca. 1890 wird in Deutschland überwiegend Flussstahl, welcher nahezu den Eigenschaften des St 37 mit der heutigen Bezeichnung S235 entspricht, im Stahlbrückenbau verwendet. Die Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Fordon (heute Bydgoszcz) war die erste vollständig aus Flussstahl hergestellte Brücke, welche zwischen 1891 bis 1893 erbaut wurde (Fettke 2012).

Parallel zur Stahlientwicklung setzte relativ spät die Entwicklung der Vorschriften ein, die im ersten Schritt die Begrifflichkeiten und wesentlichen Parameter vereinheitlichen sollten. Zudem wurde die Niettechnik zunehmend aufwendig und teuer, so dass Untersuchungen im Zuge der neuen Verbindungstechnik des Schweißens ebenfalls einsetzten. Auf Materialseite wuchs das Bestreben höherwertige Stähle zu erzeugen, die diesen Anforderungen gewachsen und vor allem für die Schweißverfahren geeignet waren. Als weiterer Faktor spielte die zu erzielende Gewichtseinsparung, einhergehend mit der Kostenoptimierung eine nicht unwesentliche Rolle (Schaper 1949). Die gestiegenen Verkehrslasten und die dadurch erforderlichen Verstärkungen der Brücken im Bereich der Reichsbahn forcierten die Entwicklung (Ritter 1929). In diesem Zuge wurde 1924 die neue Stahlgüte St 48 eingeführt und schon 2 Jahre später im Jahr 1926 der sogenannte St Si, welcher im Jahr 1929 durch die Begrifflichkeit St 52 ersetzt wurde. Diese Bezeichnung hat sich über viele Jahrzehnte durchgesetzt und wird heute als Stahlsorte S355 geführt (seit Einführung der Eurocodes im Jahr 2013).

Ergänzend sei erwähnt, dass andere Quellen (Stahlbau 1928, Heft 8, S.92/93, ohne Autor) als Einführungsjahre für den St 48 und St Si das Jahr 1922 angeben und nach *Schaper* (Schaper 1949) das Jahr 1923. Offensichtlich waren unterschiedliche Kriterien zugrunde gelegt worden, wie Erstanwendungen oder die baurechtliche Einführung. Weitere Stahlsorten kamen im Jahr 1941 dazu, u. a. der St 46.

Zu dieser Zeit waren Vergütungsverfahren im Bereich des Maschinenbaus hochentwickelt und etabliert. Der Einsatz von Wärmebehandlungsverfahren im Bereich von Baustählen war anfangs nur begrenzt möglich. Neu entwickelte Baustähle waren in der Einführungsphase bis zur Etablierung bzw. Normung nur eingeschränkt anwendbar (Schaper 1949).

2.7.1 Baustähle

Baustähle

Schaper (Schaper 1949) spricht ab ca. 1895 von der Einführung der Walzerzeugnisse aus Baustahl St 37.12, welcher sich als Hauptbaustoff bei stählernen Brücken durchsetzte und gemäß DIN 1612 als Normalgüte bezeichnet wurde. Bei dem Stahl handelte es sich entweder um Thomas- oder Siemens-Martin-Stahl. Die Zahl 37 kennzeichnet dabei die geforderte Mindestzugfestigkeit von 37 kg/mm² (alte Einheitsangabe), welche normativ geregelt war und sich innerhalb der Grenzen von 37 bis 45 kg/mm² bewegen durfte. Die Zahl 12 aus St 37.12 verweist auf die damals anzuwendende Norm DIN 1612 (1924), die die Werkstoffeigenschaften, die Prüfungs- und Abnahmebedingungen für Formstähle, Breitflachstähle und Stabstähle regelte. Für Bleche kam die Stahlgüte St 37.21 (Baubleche I) gemäß DIN 1621 zur Anwendung mit geringfügig abweichenden Festigkeitsunterschieden zum St 37.12. Aufgrund dessen, dass die DIN-Blätter für die technischen Lieferbedingungen alle mit der Zahl 16 begannen, wurde diese Zahl verkürzend in der Bezeichnung der Stahlgüte weggelassen. Gemäß DIN 1612 wurde der St 37 als Normalgüte bezeichnet, während z.B. St 42, St 44 Sondergüten waren.

Hinweis: Erst mit Einführung der DIN 17100 im Jahr 1951 wurde erstmalig die chemische Zusammensetzung der Stähle vorgegeben. Dennoch galten in der Zeit davor gewisse Grenzwerte, die aufgrund umfangreicher Untersuchungen ermittelt wurden.

Der Kohlenstoffgehalt wurde mit Grenzen von 0,1% bis 0,2% angegeben, wobei beim Siemens-Martin-Stahl (SM-Stahl) 0,2% als Maximalwert und beim Thomasstahl dieser 0,16% nicht überschreiten durfte. Aufgrund dieser festgelegten Grenzwerte wurde der St 37 als kohlenstoffarm eingestuft. Als größtes Problem im Flussstahl wurde der Phosphor angesehen. Für den Siemens-Martin-Stahl wurde dieser auf 0,06% und für Thomas Stahl auf 0,09% begrenzt. Es war bekannt, dass Phosphor den Stahl kaltbrüchig, das heißt empfindlich bezüglich einer Kaltverformung macht oder in der Bearbeitung im kalten Zustand. Weitere Untersuchungen zeigten, dass ein Flussstahl mit 0,2% Phosphorgehalt wie Glas zerspringt, wenn dieser stoßartige Belastungen erfährt (Schaper 1949). Daher stammte der Begriff ‚kaltbrüchig‘ in Abhängigkeit vom Phosphorgehalt mit Erhöhung der Empfindlichkeit bei stoßartiger Beanspruchung, wobei beim Rotbruch in Analogie der Schwefelgehalt ursächlich für die Bruchanfälligkeit in der Rotglut des Eisens war. Es galt die Forderung, dass der Stahl weder kalt- noch rotbrüchig sein durfte (Hertwig 1933).

Der maximale Schwefelgehalt wurde mit 0,06% festgelegt. Zusammen durften die Phosphor- und Schwefelgehalte beim Siemens-Martin-Stahl nicht mehr als 0,1% und beim Thomasstahl nicht

mehr als 0,13% ausmachen. Der Mangengehalt wurde mit 0,4 bis 0,5% angegeben und der Siliziumgehalt betrug ca. 0,01% (Schaper 1949).

Für genietete Konstruktionen wurde der Flusstahl St 37 in Thomas- und in SM-Güte in Bezug auf die Streckgrenze, die Festigkeit, die Dehnung und Einschnürung als praktisch gleich angesehen, wobei der Thomasstahl eine geringere Kerbzähigkeit aufwies mit dem Hinweis, dass ein unberührt vergossener Thomasstahl als alterungsempfindlich galt (siehe Kap. 3.4.1) (Schaper 1949).

Als eine der wichtigsten Verbesserungen gegenüber dem früheren Schweißisen wurde beim Flusstahl die Eigenschaft angesehen, dass dieser in Walzrichtung und quer dazu nahezu gleiche Festigkeiten und Bruchdehnungen aufwies. Zudem wurden dem Stahl gute Festigkeitseigenschaften zugeschrieben, so dass dieser nicht nur für gezogene und gedrückte, sondern auch auf Biegung beanspruchte Bauteile in Stahlkonstruktion gut anwendbar war. Aufgrund dieser Eigenschaften wurde der Flusstahl dem Schweißisen gegenüber als weit überlegen angesehen (Kommerell 1940).

Die Weichselbrücken bei Dirschau (damals deutsches Staatsgebiet) gelten als erste Anwendung im Bereich der Brücken, die vollständig aus Flusstahl zwischen 1890 bis 1893 hergestellt wurden. Dabei kamen ca. 6000 Tonnen Thomasstahl und rund 5000 Tonnen des basischen Martin-Flusstahls zum Einsatz. Als zweites bekanntes Bauwerk wurde die Kaiser-Wilhelm-Brücke über das Wuppertal bei Müngsten zwischen 1894 bis 1897 vollständig aus Thomasstahl gefertigt mit einer Bogenstützweite von 170 Meter und einer Höhe von rund 107 Metern (Schaper 1949), welche heute als Münsterner Brücke noch immer in Betrieb ist und unter Denkmalschutz steht.

Ergänzend sei erwähnt, dass in Amerika für den gewöhnlichen Baustahl für Brücken ein Flusstahl mit 42 kg/mm^2 (alte Einheitsangabe) Festigkeit verwendet wurde, welcher damit über etwas höhere Festigkeiten verfügte als der in Deutschland verwendete Flusstahl St 37, wobei dieser Festigkeiten von 37 bis 45 kg/mm^2 aufweisen dürfte (Schaper 1949).

Begrifflichkeit Stahl

Ende der 1920er Jahre tat man sich schwer bezüglich einer eindeutigen Abgrenzung zwischen schmiedbarem Eisen und Stahl. Im englischsprachigen Raum gab es diese Unterscheidung nicht. Dort wurde allgemein von „steel“ gesprochen und die jeweilige Stahlsorte durch eine zusätzliche Kennzeichnung z.B. weich, hart eingegrenzt. Aufgrund der unterschiedlichen Kriterien, wie Festigkeiten, Vorbehandlungen etc. zur Einordnung des Materials als Stahl wurde vom Werkstoffausschuss des Deutschen Normenausschusses 1923 festgelegt, dass schmiedbares Eisen ohne Nachbehandlung zukünftig als Stahl einzuordnen ist. Bezüglich des Herstellungsprozesses wurde zwischen Roheisen und Stahl unterschieden (Stranghöner 2006). In Bezug auf die fertigen Erzeugnisse ist in den Materiallisten, welche oft den Ursprungsstatiken für stählerne Eisenbahnbrücken beiliegen, in diesen Jahren darauf zu achten, dass bei Nennung von I-Eisen, Eisennieten und Eisenblechen etc., damit dennoch das Material Flusstahl gemeint war. Somit folgte die Einigung zukünftig die Werkstoffangabe „Flusstahl“ zu verwenden, statt „Flusseisen“ (die sachlich das gleiche darstellten). In Abgrenzung zum Schweiß- oder Puddelstahl, welcher im teigigen Zustand gewonnen wurde, wurde der Flusstahl im flüssigen Zustand gewonnen. 1929 hatten Schweißisen bzw. Schweißstahl keine Bedeutung mehr (Gassner 1929).

Schweißbarkeit des St 37

In den Normen wurde zum St 37 angegeben, welcher aus der normalen Thomas- oder Siemens-Martin-Güte bestand, dass dieser nicht immer gut und zuverlässig geschweißt werden konnte. Rein nach der Norm wurden keine Unterschiede zwischen dem Thomas- und Siemens-Martin-Verfahren gemacht, obwohl diese Unterschiede vorhanden waren und hier eine grundsätzliche Unterscheidung nach dem Herstellungsverfahren hätte erfolgen müssen. Gemäß Tabelle 7 wurde für den St 37 als Normalgüte folgende Zusammensetzung angegeben ohne Unterscheidung nach Herstellungsverfahren (Gassner 1929).

St 37 Normalgüte	
Element	Anteil in [%]
Kohlenstoff	0,10 - 0,16
Mangan	0,45 - 0,60
Phosphor	≤ 0,05
Schwefel	≤ 0,05

Tabelle 7: Chemische Zusammensetzung des St 37 Normalgüte Ende der 1920er Jahre (Gassner 1929)

Grundsätzlich wurde bezüglich der Schweißbarkeit reines weiches Eisen, welches sich in der Weißglühhitze befindet als besonders gut schweißbar eingestuft. Es wurde festgehalten, dass mit zunehmendem Kohlenstoffanteil die Schweißbarkeit langsam abnahm, obwohl ein Stahl mit einem Kohlenstoffanteil bis ca. 0,7 Prozent im Feuer geschweißt werden konnte unter der Voraussetzung, dass der Siliziumgehalt gering war. Das Element Mangan wurde bei höheren Anteilen als nachteilig in Bezug auf die Schweißbarkeit eingestuft, wobei Phosphor und Schwefel kaum einen Einfluss hatten, wenn sie in kleinen Gewichtsanteilen im Stahl enthalten waren, wie sie in den Festigkeitseigenschaften im Eisen zulässig waren (Gassner 1929).

2.7.2 Höherwertige Baustähle

Allgemeines

Für die Anwendung bei Brücken mit größerer und großer Stützweite stieß der St 37 technisch an seine Grenzen. Durch die daraus resultierenden Größen der Stabquerschnitte wurden Probleme in der Ausbildung von Konstruktionsdetails und vor allem in der Kraftübertragung in Knotenpunkten und in Stößen gesehen. Im Weiteren wurden der Lastabtrag der höheren Nebenspannungen infolge der steiferen Querschnitte sowie die erforderlichen großen Blechdicken kritisch betrachtet. Die Niettechnik stößt ab gewisser Blechdicken an ihre Grenzen (Schaper 1949). Diese wurden zu dieser Zeit noch ausgeführt. Die geschweißten Eisenbahnbrücken im größeren Stützweitenbereich, setzten sich aber zunehmend durch (siehe Kap. 3.2).

Zusätzlich wurde das erforderliche Eigengewicht des Brückenüberbaus großer Stützweite im Verhältnis zu den Verkehrslasten als unwirtschaftlich angesehen, da dieses nicht im Verhältnis zur Stützweite wächst. Mit größer werdender Stützweite der Stahlüberbauten wird das Verhältnis ungünstiger mit einem Limit, bei dem keine weiteren Lasten außer dem Eigengewicht mehr getragen werden können (Gassner 1929).

Die Lösung lag in der Anwendung eines Stahls mit höherer Streckgrenze und höherer Festigkeit, welcher gleichzeitig eine ausreichend große Bruchdehnung aufweist und bei gleicher Sicherheit höher beansprucht werden kann als die Stahlgüte St 37. Dies bedeutet im gleichen Zuge, dass die

Querschnitte in Bezug auf ihre Größe vermindert werden konnten und sich daraus insgesamt ein geringeres Eigengewicht der Überbaukonstruktion ergab. Aus diesen Überlegungen heraus entstand die Idee und gleichzeitig die Notwendigkeit zur Schaffung höherwertiger Baustähle (Schaper 1949). Bei gleichbleibendem Elastizitätsmodul mussten diese aufgrund der höheren zulässigen Beanspruchungen höhere Dehnungen aufnehmen können, was im Verhältnis zu einer größeren Durchbiegung führte. Der Überschreitung der maximal zulässigen Durchbiegung begegnete man über größere Querschnitte als erforderlich oder darüber, dass die zulässigen höheren Spannungen nicht vollständig ausgenutzt werden durften. In Bezug auf die Größe der maximal zulässigen Durchbiegung unter der überwiegend nicht ruhenden Beanspruchung bestand Klärungsbedarf. Zudem bestanden Bedenken bezüglich der Anwendung höherfester Stähle im Bereich des Brückenbaus, da die Weichheit der Überbauten in Kombination mit der dynamischen Beanspruchung als zu empfindlich eingestuft wurde. Diese Sachverhalte führten teils zu kontroversen Diskussionen, da einerseits die Meinung bestand, dass aufgrund des Eigengewichts bei größeren Konstruktionen mit höheren Spannweiten die Verkehrslasten einen untergeordneten Anteil ausmachen. Andererseits wurden Bedenken in der Ausnutzung der Vorteile höherwertigen Baustähle in der Anwendung von z.B. Druckstäben gesehen, da aufgrund der damals gültigen Vorschriften und Regelungen eine Querschnittsminderung im Druckbereich nicht möglich war (Schaper 1949).

Der in Deutschland für den Schiffsbau entwickelte Sonderstahl St 42 wurde versuchsweise bei stählernen Eisenbahnbrücken verwendet (Gassner 1929). Detailliertere Aussagen zum St 42 in Bezug auf Stahlbrücken im Bahnbereich konnten nicht aufgefunden werden. Es wird aufgrund der versuchsweisen Verwendung davon ausgegangen, dass der St 42 nur in geringem Umfang zur Ausführung kam.

Aufgrund der Erfahrungen im Zusammenhang mit St 52 und vollständig geschweißten Brücken resultierend aus den Ereignissen 1936 und 1938 und den anschließenden umfangreichen Untersuchungen (siehe Kap. 3.1) war man in den Folgejahren bezüglich höherwertiger Stahlsorten im Zusammenspiel mit geschweißten Verbindungen nach wie vor vorsichtig.

Nickelstähle

Der Beginn zur Schaffung von höherwertigen Baustählen lag Jahrzehnte zurück. Ab 1903 führte der Amerikaner *Waddell* umfangreiche und mehrere Jahre dauernde Versuche durch zur Validierung der Möglichkeiten der Anwendung von Nickelstahl im Bereich des Brückenbaus. Basierend auf diesen Untersuchungsergebnissen wurden in Amerika ein Teil der Brücken vor allem mit großer Stützweite, wie z.B. Ausleger- und Hängebrücken teilweise oder komplett aus Nickelstahl gefertigt, welcher einen Nickelgehalt bis zu 3,5% aufwies. Die erste bekannte Brücke aus dem Jahr 1905 ist dabei die Queensboroughbrücke (New York City) und 1931 die Washingtonbrücke über den Hudson River in New York, welche aus einem Nickelstahl mit 50% höherer Festigkeit hergestellt wurden. Danach kam der Nickelstahl nur selten zum Einsatz (Schaper 1949). Aufgrund dieser höheren Festigkeitseigenschaften verbunden mit einer höheren Beanspruchung war es erst möglich geworden Brückenbauwerke mit großen Stützweiten herzustellen.

Ab dem Jahr 1908 sind Brücken in Deutschland aus Nickelstahl bekannt (Schaper 1949). Bei Eisenbahnbrücken im Bereich der Eisenbahndirektionen Essen und Altona (Hamburg) kam dieser zur Anwendung (Gassner 1929). Im Unterschied zu dem in Amerika verwendeten Nickelstahl wies dieser einen geringeren Nickelgehalt von 2 bis 2,5 Prozent auf. Bei diesen Brücken handelte es sich um Eisenbahnbrücken mit Stützweiten von 31,50 m und 60,75 m, so dass die Anwendung sich auf

wesentlich kleinere Brückenbauwerke beschränkte als in Amerika. Als die bedeutendste Stahlbrücke Deutschlands, welche aus Nickelstahl gefertigt wurde, galt die 1913 bis 1915 erbaute Hängebrücke über den Rhein, welche Köln und Neuss verbindet. Dabei wurden 5570 Tonnen Nickelstahl mit einem Nickelgehalt von 1,1% und einen Chromanteil von 0,5% verwendet. Somit wurde das teurere Nickel durch das billigere Chrom teilweise ersetzt, was die Konstruktion aber korrosionsbeständiger machte. Der Kohlenstoffgehalt wurde mit 0,3% angegeben. Der Stahl erreichte somit eine Festigkeit von 55 bis 65 kg/mm² (alte Einheitsangabe), eine Streckgrenze von 35 kg/mm² und die Dehnung betrug 18% (Schaper 1949).

Nur selten wurden in den 40er Jahren des 20. Jahrhunderts Brücken aus Nickelstahl gefertigt.

Die Vorteile des Nickelstahls wurden mit den guten Festigkeitseigenschaften und der Streckgrenze begründet, ohne einer nachteiligen Beeinflussung der Bruchdehnung, so dass dieser Stahl gegenüber dem normalen Baustahl St 37 um circa 50 Prozent höher beansprucht werden konnte (Schaper 1949).

Wenn überhaupt dürften nur vereinzelt Brückenbauwerke im Bereich der Deutschen Bahn AG existieren, welche teilweise oder komplett aus Nickelstahl gefertigt wurden. Dass es diese Eisenbahnbrücken in Deutschland gab, ist dokumentiert. Da die in der Literatur genannten Beispiele nicht eindeutig zugeordnet werden können, können keine Aussagen getroffen werden, ob diese Eisenbahnbrücken sich heute noch in Betrieb befinden. Zur Identifikation des Nickelstahls sind Materialproben mit chemischen Analysen erforderlich, wobei auch nur Teile der Konstruktion oder z.B. nur die Bolzen aus diesem Material gefertigt sein können.

Warum sich der Nickelstahl im Brückenbaubereich nicht durchgesetzt hat, stand mit den hohen Kosten des Nickels im Zusammenhang (Schaper 1949).

Heute gibt es Nickelstähle (75Ni8), die sich durch gute Zähigkeitseigenschaften und hohe Festigkeiten auszeichnen und in Verbindung mit Chrom (Chromnickelstahl) für eine hohe Korrosionsbeständigkeit bekannt sind, welche unter anderem für Werkzeuge, Besteck oder Kochgeschirr zum Einsatz kommen.

Es wird ausgeschlossen, dass es Brücken aus Nickelstahl mit geschweißten Verbindungen gab, da innerhalb der umfangreichen Literaturrecherche diesbezüglich keine Angaben zu finden waren und die Schweißverfahren sich im konstruktiven Ingenieurbau erst später etablierten.

Hochgekohlte Stähle (St 48)

Aufgrund der Erfahrungen mit dem Nickelstahl und den einhergehenden hohen Kosten, die nicht konkurrenzfähig waren, bestanden Überlegungen höhere Festigkeiten durch größere Kohlenstoffgehalte zu erzielen. Dabei ging man von ca. 0,3% Kohlenstoffanteil aus im Vergleich zu rund 0,12% C beim St 37. Aufgrund des hohen Kohlenstoffanteils leitete sich der Name Kohlenstoffstähle ab, welche Festigkeiten von 44 bis 55 kg/mm² (alte Einheitsangabe) erreichen konnten. In Deutschland kam dieser erstmals bei den beiden Hochbrücken über den Nord-Ostsee-Kanal in Rendsburg und Hochdonn, welche 1914 fertiggestellt wurden, zur Anwendung. Die Zugfestigkeit des hochgekohlten Stahls lag bei 44 bis 51 kg/mm² und wies mindestens eine Bruchdehnung von 20% auf (Schaper 1949).

Im weiteren Entwicklungsprozess war als Förderer maßgebend die damalige Reichsbahn-Gesellschaft verantwortlich, welche nach umfangreichen Untersuchungen in Zusammenarbeit von

Wissenschaft und stahlerzeugender Industrie ab 1923 den hochgekohten Flusstahl, einen Baustahl St 48 einführte. Zunächst wurde der St 48 nur im Hüttenwerk Riesa der Mitteldeutschen Stahlwerke hergestellt. Dieser hatte einen Kohlenstoffanteil von 0,25 bis 0,35 Prozent, zudem einen Mangengehalt von 0,5 bis 0,7 Prozent. Ein großer Vorteil bestand darin, dass der hochgekohten Flusstahl sowohl im Martinofen als auch in der Thomasbirne erzeugt werden konnte. Die Zugfestigkeit lag bei 48 bis 58 kg/mm² (alte Einheitsangabe) und die Streckgrenze zwischen 29 bis 32 kg/mm² mit einer Bruchdehnung von 18 bis 23 Prozent. Als großer Fortschritt wurde gewertet, dass die zulässige Spannung des St 48 das 1,3-fache im Vergleich zum St 37 betrug. Dabei muss erwähnt werden, dass es bezüglich der Herstellung und Bearbeitung beim St 48 noch Schwierigkeiten zu überwinden galt. Erste Anwendungen des St 48 im damaligen Bereich der Deutschen Reichsbahn waren unter anderem die Elbebrücke bei Wittenberg mit einer Spannweite von 46 m auf der Strecke von Berlin nach Halle und die Passargebrücke mit einer Stützweite von 21,2 m auf der Strecke Marienburg nach Allenstein. Beide Eisenbahnbrücken wurden 1924 in Betrieb genommen (Schaper 1949). Als weiteres bedeutendes Brückenbauwerk ist die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld zu nennen, welche 1927 in Betrieb ging und aus St 48 in Niettechnik hergestellt wurde. Die Überbauten haben ein Stahlgewicht von 8032 Tonnen. Wie Abb. 21 zeigt, handelt es sich um eine Sonderbauform des Fachwerks als abgestuftes Parallelfachwerk. Die Brücke wurde im Zuge des Zweiten Weltkrieges erst beschädigt (1944) und dann zerstört (1945). Für den Wiederaufbau konnten ca. 50 Prozent des alten Brückenbauwerkes aus St 48 wiederverwendet werden (Klingenberg 1948). Die Eisenbahnbrücke ist heute noch in Betrieb.

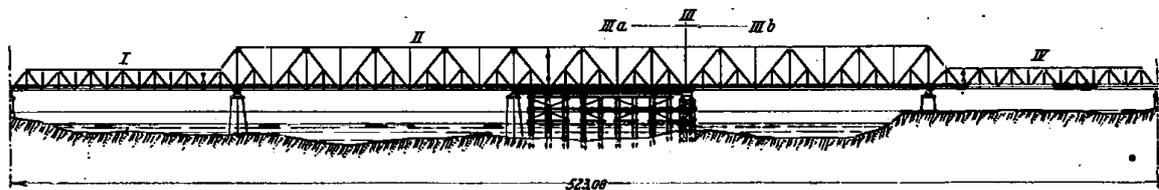


Abb.21: Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld (Stahlbau Bautechnik 1928, Heft 9, S.106ff., ohne Autor)

Die Bezeichnung des St 48 ist heute selbst unter Brückenspezialisten kaum noch bekannt. Ähnlich wie der Nickelstahl, hat sich der St 48 nicht durchsetzen können.

Aus Urstatiken oder Werkstoffanalysen wurden Eisenbahnbrücken, die sich noch im Betrieb befinden, mit St 48 identifiziert. Zwei der bekanntesten Bauwerke, die Rendsburger Hochbrücke und die Hochbrücke Hochdonn, welche als Erstlingswerke des Vorreiters dieses Stahls gelten, sind noch in Betrieb und stehen unter Denkmalschutz.

Es wird davon ausgegangen, dass es sich bei den noch im Betrieb befindlichen Eisenbahnbrücken um reine Nietkonstruktionen handelt. Aufgrund des hohen Kohlenstoffanteils dürfte eine Schweißbarkeit unter den damaligen Kenntnisstand bezüglich der Schweißverfahren kaum möglich gewesen sein.

Wie lange dieser Stahl im Eisenbahnbrückenbau zur Anwendung kam, konnte nicht eindeutig eruiert werden. Aus verschiedenen Literaturangaben lässt sich ableiten, dass er offensichtlich noch in den 40er Jahren des 20. Jahrhunderts zur Ausführung kam.

Siliziumbaustähle (St Si, St 52, St 46)

Da der hochgekohte Flusstahl St 48 gewisse Schwierigkeiten bezüglich Herstellung und Bearbeitung aufwies und zudem die Festigkeiten als nicht ausreichend hoch betrachtet wurden, führte dies zu weiteren Bemühungen und Untersuchungen, höherfeste Stähle herzustellen. Aus diesem Grund wurden unter anderem Versuche mit Silizium durchgeführt. *Boßhardt* gilt als einer der Vorreiter der Siliziumstähle (Schaper 1949). In einem von ihm entworfenen Ofen innerhalb der Berliner AG für Eisengießerei und Maschinenfabrikation wurde erstmals ein Siliziumstahl, kurz F-Stahl produziert. Dieser wurde später im Siemens-Martin-Verfahren als Stahl Si (St Si) hergestellt. Der Stahl Si beinhaltet einen Kohlenstoffgehalt von 0,08 bis 0,18 Prozent und wies einen Siliziumgehalt von 0,8 bis 1,2 Prozent auf. Da der Kohlenstoffanteil niedrig gehalten wurde, wurde eine hohe Bruchdehnung erzielt, welche zwischen 20 bis 26 Prozent lag. Die Zugfestigkeit des St Si lag im Bereich von 50 bis 60 kg/mm² (alte Einheitsangabe). Die Streckgrenze wurde mindestens mit 36 kg/mm² ausgewiesen (Schaper 1949). In (Gassner 1929) wird die chemische Zusammensetzung des St Si wie in Tabelle 8 dargestellt, angegeben mit geringfügigen Abweichungen im Kohlenstoffanteil. Die Einführung dieses höherwertigen Baustahls wurde mit 1926 angegeben.

Silizium-Baustahl	
Element	Anteil in [%]
Kohlenstoff	0,12 - 0,20
Silizium	0,80 - 1,20
Mangan	0,80 - 1,10
Phosphor	≤ 0,05
Schwefel	≤ 0,05

Tabelle 8: Chemische Zusammensetzung des höherwertigen Baustahls St Si (Gassner 1929)

Auch bei diesem Stahl zeigten sich Schwierigkeiten in der Herstellung, vor allem beim Erzielen von gleichmäßigen Festigkeiten. Dies führte dazu, dass ab 1929 dieser Stahl mit einem geringeren Siliziumanteil und dafür durch weitere Legierungselemente ergänzt wurde, wie z.B. Chrom, Mangan und Molybdän. Zur Erhöhung der Korrosionsbeständigkeit wurde zudem Kupfer mit einem Anteil von 0,25 bis 0,3 Prozent zugegeben. Der maximale Kohlenstoffgehalt sollte nicht mehr als 0,2 Prozent betragen mit der Besonderheit, dass bei größeren Walzdicken der Wert auf 0,25 Prozent maximal erhöht werden durfte (Schaper 1949).

Der Siliziumstahl wurde bei namenhaften Brückenbauwerken im Ausland verwendet. In Deutschland war die Reichsbahn-Gesellschaft wiederum Vorreiter. U. a. kam der Stahl Si bei einer zweigleisigen Oderbrücke mit einer Gesamtlänge von 84 m (genietet) zur Ausführung. Dadurch konnte die Stahltonnage des Überbaus um 27 Prozent reduziert werden (512 Tonnen) gegenüber dem St 37 (700 Tonnen). Bei einer weiteren Eisenbahnbrücke (150 m) mit einem Hauptträgersystem als Sichelbogen mit doppeltem Zugband wurden bei Anwendung des St Si 2000 Tonnen erforderlich, während der St 48 rund 2300 Tonnen Stahl erfordert hätte, so dass eine Gewichtsparsnis von 11 Prozent im Vergleich zum hochgekohten St 48 realisiert werden konnte (Gassner 1929).

Sowohl der St 48 als auch der St Si konnten nach Lösen von anfänglichen Schwierigkeiten nach dem Thomas- und dem Siemens-Martin-Verfahren erzeugt werden. Bezüglich der Unterschiede der jeweiligen Herstellungsverfahren, insbesondere zu den Phosphor- und Stickstoffgehalten bei Anwendung des Thomasverfahrens wurden keine Angaben gemacht.

Im Zuge der Weiterentwicklung wurde u. a. der sogenannte Union-Baustahl der Dortmunder Union 1928 herausgebracht, welcher als legierter Stahl und ebenfalls als Silizium-Baustahl galt mit einem verringerten Siliziumgehalt auf ein Drittel bis ein Viertel der Werte des St Si. Dadurch konnten die Schwierigkeiten in der Herstellung der Dickflüssigkeit der Schmelze und der Neigung der tiefgehenden Lunkerbildung eliminiert werden. In der anliegenden Tabelle 9 ist die Zusammensetzung des Union-Baustahls dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass der verringerte Siliziumgehalt durch die Anteile Kupfer und Chrom ausgeglichen wurde mit dem Ziel, eine Streckgrenze in vergleichbarer Höhe derjenigen des St Si zu erreichen. Der Kupfergehalt wurde mit dem Bestreben der besseren Korrosionsbeständigkeit in dieser Höhe gewählt (Schulz 1928; Schaper 1949).

Union-Baustahl	
Element	Anteil in [%]
Kohlenstoff	0,15 - 0,18
Silizium	≈ 0,25
Mangan	≈ 0,80
Kupfer	0,50 - 0,80
Chrom	≈ 0,40

Tabelle 9: Zusammensetzung des Union-Baustahls (Schulz 1928)

Die Herstellung des Union-Baustahls erfolgte im Siemens-Martin-Ofen. Im Zuge der Untersuchungen seitens des Werkes Dortmunder Union wurden rund 80 Schmelzungen zur Validierung des Stahls eingehend geprüft. U. a. wurden Festigkeitsauswertungen an leichten bis schweren Profilen, Winkeln und Blechen durchgeführt. Im Ergebnis wurden hohe Streckgrenzen, auch bei den dicken Proben erzielt. Es wurde herausgestellt, dass die Herstellung und Verarbeitung des Union-Baustahls nicht aufwendiger oder schwieriger ist als bei Kohlenstoffstählen (z.B. St 48). Es wurde zudem eine größere Homogenität der Festigkeitseigenschaften in dünnen und dicken Querschnitten eines Walzstabes nachgewiesen gegenüber dem Silizium-Stahl. In Dauerfestigkeitsprüfungen konnten vergleichbare Ergebnisse wie beim St Si erzielt werden. Zusätzlich wurde die Korrosionsunempfindlichkeit bestätigt. Als größter Unterschied zu den anderen Weiterentwicklungen ist die Schweißbarkeit des Union-Baustahls herauszustellen. Die Durchsetzungsfähigkeit des neuen Stahls wurde von den Herstellungskosten abhängig gemacht, da Kupfer und Chrom teure Legierungselemente waren (Schulz 1928). Ob der Union-Baustahl je zum Einsatz bei stählernen Eisenbahnbrücken, genietet oder geschweißt kam, konnte bis dato nicht eruiert werden.

Im Ergebnis dieser Entwicklung wurden die so hergestellten Stähle, welche weitgehend frei in der genauen Zusammensetzung waren mit Ausnahme der festgeschriebenen Kohlenstoff- und Kupfergehalte, zusammengefasst als Flussstahl St 52 bezeichnet (Schaper 1949).

Infolgedessen gab es daraufhin in Deutschland eine größere Anzahl unterschiedlich legierter hochfester Baustähle, welche die Lieferbedingungen des Baustahls St 52 erfüllten.

Vorschriften – Regelungen zur Anwendung der höherwertigen Baustähle

Seitens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft wurden folgende Vorschriften in Bezug auf die Anwendung der höherwertigen Stähle eingeführt:

- Druckschrift (DS) 91 915 „Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Baustahl St 48“,

- Druckschrift (DS) 91 936 „Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumstahl (St Si),
- Druckschrift (DS) 91 954 „Vorläufige besondere Bedingungen für die Lieferung von Siliziumstahl“ und
- Druckschrift (DS) 91 996 „Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52“.

Dabei galt es folgende Regelungen einzuhalten.

Für St 48: Bei Anwendung des St 48 konnten die zulässigen Spannungen bis zu 30 Prozent höher angesetzt werden als beim St 37. Der Stahl St 48 musste eine Mindeststreckgrenze von $\sigma_s = 29$ kg/mm² (alte Einheitsangabe) erreichen mit einer Bruchspannung $\sigma_B = 48$ bis 58 kg/mm² für die Erteilung der Abnahmebescheinigung. Die Bruchdehnung, welche am langen Proportionalmaßstab längs zur Walzrichtung ermittelt werden sollte, musste mindestens 18 Prozent betragen. Die Scherfestigkeit war mit mindesten 29 kg/mm² vorgegeben (Gassner 1929).

Zur Vermeidung, dass die Stähle nicht zugeordnet werden konnten, mussten diese gesondert gekennzeichnet werden. So wurden z.B. bei Stab- und Formeisen per Stempel die Stahlsorte „St 48“ aufgetragen und mit einem durchgehenden weißen Ölfarbstreifen versehen. Nietsetzköpfe aus St 48 wurden mit einem erhabenen „H“ versehen. Die Trennung der Stahlsorten spiegelte sich auch in der Lagerung und beim Versand wider (DS 91 915).

Für St Si: Bei Anwendung des St Si konnten die zulässigen Spannungen bis zu 50 Prozent höher angesetzt werden als beim St 37. Der Stahl St Si musste eine Mindeststreckgrenze von $\sigma_s = 36$ kg/mm² erreichen mit einer Bruchspannung $\sigma_B = 48$ kg/mm² für die Erteilung der Abnahmebescheinigung. Die Bruchdehnung musste mindestens 20 Prozent betragen. Die Scherfestigkeit musste in den Grenzen zwischen 36 bis 48 kg/mm² liegen (Gassner 1929, Schaper 1949).

Die Kennzeichnung erfolgte hier per Stempel „Si“ und einem durchgehenden silberfarbenen Aluminiumfarbstreifen. Nietsetzköpfe wurden mit einem erhabenen „Si“ versehen (DS 91 936).

Aus diesen Vorgaben wird ersichtlich, dass die chemischen Zusammensetzungen nicht vorge-schrieben wurden.

Für St 52: Bei Anwendung des St 52 konnten die zulässigen Spannungen bis 50 Prozent (wie beim St Si) höher angesetzt werden gegenüber dem St 37. Daraus ergab sich beispielsweise die zulässige Zug- und Biegebeanspruchung für die Haupt- und Fahrbahnträger bei neuen Eisenbahnbrücken bei Beanspruchung durch Hauptkräfte

$$\sigma_{zul} = 1400 + 0,5 \cdot 1400 = 2.100 \text{ kg/cm}^2.$$

Aufgrund der hohen zulässigen Spannungen kam der Abnahme mit Einhaltung der Anforderungen eine besondere Rolle zu (Gassner 1929, Schaper 1949).

Bezüglich der Schweißeynung wurden Versuche durchgeführt mit Ergebnissen, die die Eignung des St 52 bestätigten. Bei anschließend durchgeführten Zugversuchen wurden mindestens 85 Prozent der Ausgangs-Zugfestigkeit erzielt. Aus diesem Grund wurde die Anforderung, dass der Baustahl St 52 für Schmelzschweißungen geeignet sein muss, mit aufgenommen (DS 91 996, Gassner 1929).

Die einzuhaltenden Grenzwerte für die Streckgrenze und Bruchdehnung erfolgten in Abstufungen in Abhängigkeit von der Dicke wie in Tabelle 10 dargestellt.

Baustahl St 52		
Dicke [mm]	Streckgrenze (σ_s) [kg/cm ²]	Bruchspannung (σ_B) [kg/cm ²]
≤ 18	36	52 - 62
> 18	35	52 - 64
≤ 7		50

Tabelle 10: Grenzwerte für St 52 für Streckgrenze und Bruchdehnung (Gassner 1929)

Anhand der Prüfung an einem langen Proportionalstab musste eine Mindestbruchdehnung von 20 Prozent nachgewiesen werden. Für die Scherfestigkeit war der Bereich von 36 bis 48 kg/mm² einzuhalten. Für den St 52 war der Elastizitätsmodul von 2.100.000 kg/cm² anzunehmen (Gassner 1929).

Der St 52 war gesondert zu kennzeichnen. Nach dem Warmsägeschnitt waren alle Stab- und Form-eisen mit einem Stempel „St52“ zu versehen. Nach Abkühlung war der durchgehende Farbstreifen aus silberglänzender Aluminiumfarbe aufzubringen (identisch zum St Si). Die Nietsetzköpfe aus St 52 mussten abgeflacht und mit einer erhabenen „52“ gemarkt werden. Die Lagerung und der Transport mussten getrennt von anderen Stahlsorten erfolgen. Abschließend wurde darauf hin-gewiesen, dass untergeordnete Bauteile einer Eisenbahnbrücke, wie z.B. Geländer nach wirt-schaftlichen Gesichtspunkten bevorzugt aus St 37 gefertigt werden sollten (DS 91 996, Gassner 1929).

2.7.3 Schweißbeignung der Stähle

Schweißbeignung der Baustähle

1951 wurde noch als Thematik gesehen, welche Eigenschaften ein Baustahl aufweisen muss, da-mit dieser als schweißgeeignet eingestuft werden konnte. Zu dieser Zeit lagen 20 Jahre Erfahrun-gen im Bereich von vollständig geschweißten Brücken vor, auch mit größeren Stützweiten. Zudem gab es Forschungsarbeiten, die dennoch keine zufriedenstellenden Parameter hervorbrachten, wie die Schweißbarkeit eines Baustahles definiert werden sollte. Fragestellungen die Sicherheit der geschweißten Konstruktionen betreffend, wie auch auf der werkstoffmechanischen Seite, soll-ten priorisiert geklärt werden (Kraemer 1951).

Für Ingenieurbauten im Eisenbahnwesen wurden bis 1924 nur St 37 in Thomas-Güte und Siemens-Martin-Güte verwendet. Im gleichen Jahr wurden seitens der Reichsbahn Regelungen als „Vorläu-fige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl“ veröffent-licht (Kraemer 1951).

Ab 1932/33 sind erste geschweißte Stahlbrücken aus St 52 bekannt (DB-SAP R/3). Die Schadens-fälle an mehreren geschweißten Eisenbahnbrücken 1936 und 1938 im Zusammenhang mit St 52 führten zu umfangreichen Untersuchungen und zum Ausführungsstopp (siehe Kap. 3.1). Parallel wurde im Jahr 1939 der chemischen Zusammensetzung des St 52 engere Grenzen gesetzt. Zudem musste der Baustahl nun den Anforderungen der Schmelzschweißung genügen (Kraemer 1951). Ende der 1940er Jahre wurde kurzzeitig der neue entwickelte Stahl HSB 50 im Stahlbrückenbau verwendet. Bei diesem Stahl handelt es sich um einen niedrig legierten Mangan-Silizium-Stahl mit einer Festigkeit von 50 bis 60 kg/mm² (alte Einheitsangabe). Zudem war er gekennzeichnet, durch

ein hohes Streckgrenzenverhältnis. Das spezielle Desoxidationsverfahren bewirkte die guten Festigkeitseigenschaften und eine geringe Trennbruchempfindlichkeit des Stahls. Der HSB 50 hat eine Streckgrenze von 36 kg/mm², weshalb er als hochfester Baustahl eingestuft wurde. Parallel hatte Krupp den sogenannten Izett-Stahl entwickelt, welcher zwar hohe Zähigkeitseigenschaften aufwies, aber eine geringere Festigkeit mit 47 bis 56 kg/mm² und einer Streckgrenze von 24 kg/mm². Aufgrund dieser Eigenschaften zählte dieser nicht zu den hochfesten Stählen (Kraemer 1951).

Für die Erstellung der neuen Richtlinien, welche die Vorgaben zum Schweißen im Brückenbau beinhalten sollten, wurde eigens ein Sonderausschuss ins Leben gerufen. Nach den Schadensfällen mit dem St 52 setzten umfangreiche Untersuchungen ein. Um die Ursachen für die damals unerklärlichen spröden Brüche zu finden, wurden sowohl der Grundwerkstoff und die verwendeten Elektroden auf ihre Schweißbarkeit überprüft, ebenso die Art und Reihenfolge der Schweißungen. Resümierend wurde festgestellt, dass es sowohl aus der Reihenfolge als auch aus den Schrumpfspannungen Einflüsse und Effekte gab, die nicht vernachlässigt werden konnten (Kraemer 1951).

Trotz der Kriegsjahre wurde die Neufassung der DIN-Werkstoffnormen 1612 für Formstahl, Stabstahl, und Breitflachstahl im Jahr 1943 herausgebracht. Diese Norm beinhaltete unter anderem Vorgaben für die Schweißbarkeit des St 37. 1944 legte die Reichsbahn die Bedingungen für die Schweißbarkeit der Werkstoffe fest (Kraemer 1951). In der Tabelle 11 sind vergleichend die für die Materialbestellung von Schweißkonstruktionen aus St 37 wichtigen Parameter, getrennt für Hochbauten nach DIN 4100 und für Eisenbahnbrücken der Bundesbahn nach DV 848 zusammengefasst.

Bauten nach DIN 4100		Bauten der Bundesbahn nach DV 848
Walzwerkerzeugnis	Werkstoffgüte	Werkstoffgüte
Stabstahl, Formstahl und IP-Träger	Th St 37.12 S	Th St 37.12 S nach BBV 91802 mit schmelzungsweiser Abnahme
Breitflachstahl bis 25 mm Dicke	Th St 37.12 S	Th St 37.12 S nach BBV 91802 mit schmelzungsweiser Abnahme
Breitflachstahl über 25 bis 30 mm	SM St 37.12 S	Th St 37.12 S nach BBV 91802 mit schmelzungsweiser Abnahme
Breitflachstahl über 30 bis 50 mm	SM St 37.12 S Sondergüte nach Anhang BBV 91802 mit schmelzungsweiser Abnahme	Th St 37.12 S nach BBV 91802 mit schmelzungsweiser Abnahme
Bleche bis 20 mm Dicke	Th St 37.21 S ¹⁾	Th St 37.21 S gegläht nach BBV 918162 mit schmelzungsweiser Abnahme ¹⁾
Bleche über 20 bis 30 mm Dicke	SM St 37.21	SM St 37.21 S gegläht nach BBV 918162 mit schmelzungsweiser Abnahme
Bleche über 30 mm Dicke		SM St 37.21 S gegläht, Sonderstahl nach BBV 918162, Ziffer 10, Fußnote 3, mit schmelzungsweiser Abnahme

¹⁾ Wird nur in SM-Güte geliefert, bedingt zusätzlichen Aufpreis.

Tabelle 11: Zusammenstellung der Parameter für die Materialbestellung von Schweißkonstruktionen aus St 37, getrennt für Hochbauten nach DIN 4100 und für Eisenbahnbrücken der Bundesbahn nach DV 848 (Kraemer 1951)

Die in Tabelle 11 festgelegten Kriterien sind kritisch beurteilt worden. Die Regelungen, dass Stabstahl, Formstahl und IP-Träger in allen Dicken aus Thomasstahl hergestellt wurden, aber Breitflachstähle nur bis 25 mm Dicke und Bleche bis 20 mm und darüber hinaus nur in SM-Güte, wurde als nicht konsistent angesehen (Kraemer 1951).

Ebenso wurde bemängelt, dass gemäß den Bundesbahn-Vorschriften alle Bleche allgemein geglüht werden mussten, aber Breitflachstähle in allen Abmessungen, sowohl in der Breite als auch in der Dicke nicht geglüht ausgeführt werden konnten. Dabei wurde vorrangig der Frage nachgegangen, inwieweit das Glühen die Eignung der Baustähle für Schweißkonstruktionen beeinflussen kann. Zur Beantwortung dieser Thematik wurden führende Metallurgen der Hüttenwerke konsultiert. Im Ergebnis wurde festgehalten, dass die Wärmebehandlung den Schweißvorgang praktisch nicht beeinflusst (Kraemer 1951).

Auf den folgenden Aspekt muss gesondert hingewiesen werden. Gemäß der Tabelle 11 und den darin enthaltenen Vorgaben ist für Bleche bis 20 mm Dicke der Stahl in Thomas-Güte ausreichend. Interessant ist dabei der Fakt, dass die Walzwerke ablehnten die Schweißbarkeit für Bleche in Thomas-Güte zu gewährleisten. Diese wurde nur für Bleche in Siemens-Martin-Güte erteilt (Kraemer 1951). Hier zeigt sich die kontroverse Diskussion bzgl. des Thomasstahls, welche sich über viele Jahrzehnte in unterschiedlichen Thematiken fortsetzte, die zu der jeweiligen Zeit aktuell wurden, wie z.B. der Einfluss des Phosphorgehaltes und der phosphorhaltigen Erze, die Stickstoff-Ver sprödung und die Schweißbarkeit (siehe Kap. 3.4.1). Dennoch sind zahlreiche Bauwerke nach 1951 als geschweißte, hybride und tribride Stahlbrücken in Thomas-Güte ausgeführt worden, auch Bleche bis 20 und maximal 25 mm, so dass die Bedingung zur Anwendung der Fußnote nicht verständlich nachvollzogen werden kann. Aus der Fußnote ist ableitbar, dass die Siemens-Martin-Güte teurer als die Thomas-Güte war.

Der Nachweis der Schmelzschweißbarkeit, der damit gleichzeitig ein Nachweis der Schweißbarkeit der Baustähle darstellt, musste gemäß den technischen Lieferbedingungen der Bundesbahn folgende Ergebnisse aufweisen. Für zwei kleine Probestücke, die stumpf als V-Naht in waagerechter Lage zu verschweißen sind, musste eine Zugfestigkeit der Verbindung bei Probendicken bis 15 mm von 100% und bei Dicken über 15 mm von 90% der Nennfestigkeit des Werkstoffes nachgewiesen werden. Zusätzlich mussten im Kaltversuch bei Probendicken bis 15 mm ein Biege Winkel von mindestens 50 Grad und bei Dicken über 15 mm ein Biege Winkel von mindestens 40 Grad nachgewiesen werden. Somit erfolgte ein Nachweis der Verbindbarkeit im schmelzflüssigen Zustand. Es wurde darauf hingewiesen, dass dies keine allgemeingültige Gewähr der Schweißeignung des Stahles für schwierige Schweißdetails darstellt. Zusätzlich musste der Stahl die Anforderung erfüllen, die mit dem Schweißen einhergehenden Gefügeänderungen, die Aufhärtung, Versprödung und die Schrumpfspannung rissfrei ohne Schäden zu überstehen (Kraemer 1951, Schaper 1949).

Nach den Schadensfällen mit St 52 (siehe Kap. 3.1), welche sich nicht nur an Brückenbauwerken ereignet hatten, wurde festgestellt, dass das Erwärmen und Erkalten des Stahles während und nach dem Schweißvorgang sowie Umsetzungen im Zusammenhang mit den Schweißzusatzwerkstoffen unter Hinzunahme mehrachsiger Schweißspannungen zu einer Eigenschaft des Stahles führen können oder die sich daraus entwickelt, die mit der neuen Begrifflichkeit als Sprödbrechempfindlichkeit benannt wurde. Es wurde festgestellt, dass diesbezüglich größere Querschnitte gefährdeter waren (Kommerell 1940, Kraemer 1951).

Brucharten

Es wurde nach den Bruchformen – Verformungsbrüche, Trennbrüche und Mischbrüche unterschieden. Die Verformungsbrüche wurden Gleitbrüche genannt, deren Auftreten einer ausreichend großen plastischen Verformung vorausging. Die Bruchoberfläche wurde mit einem glatten seidigen Aussehen beschrieben. Diese ist im Winkel von 45 Grad zur größten Hauptspannung σ_1 geneigt. Weiterhin wurde das Bruchbild dadurch gekennzeichnet, dass einzelne Kristallkörner nur schwach bis kaum erkennbar waren. Diese wurden durch die größte Scherspannung $\tau_{1,3}$ hervorgerufen (Kraemer 1951, Schaper 1949).

Im Gegensatz dazu, zeigen Trennbrüche eine glänzende und kristalline Bruchoberfläche. Die größte Hauptspannung ist hauptsächlich und liegt im Winkel unter 90 Grad zu deren Richtung. Es wurde unterschieden nach direkten und indirekten Trennbrüchen, wobei die direkten als spröde Brüche ohne eine vorhergehende plastische Verformung definiert wurden. Bei den indirekten Trennbrüchen ist eine vorangegangene plastische Verformung in deren Anschluss ein plötzlicher Bruch eintritt, zu verzeichnen. Die dritte Kategorie sind Mischbrüche, die eine Kombination aus Gleit- und Trennbrüchen darstellen und deren Bruchfläche unter 45 Grad und teilweise 90 Grad zur Ausrichtung der Hauptspannung σ_1 orientiert sein können. Es war bekannt, dass bei Stahlbauten durch Änderungen der Querschnitte oder andere Diskontinuitäten sich örtliche Spannungserhöhungen und -konzentrationen ergeben können, welche weit über der Elastizitätsgrenze des Werkstoffes liegen und über die plastische Zone oder das plastische Verformungsvermögen des Stahles abgebaut werden müssen. Aus diesem Grund wurde das plastische Verformungsvermögen eines Werkstoffes als Grundbedingung an solche Stähle gestellt, die zur Anwendung bei Stahlbrücken kommen sollten, unabhängig von der Fügeart, also ob es sich um Niet- oder Schweißkonstruktionen handelt (Kraemer 1951, Schaper 1949).

2.7.4 Bewertung

Höherwertige Baustähle – Bewertung

Die Beurteilung der Zähigkeitseigenschaften eines Stahls erfolgte auf Basis der Bruchdehnung, da mit zunehmender Festigkeit des Werkstoffes die Dehnbarkeit gleichzeitig abnimmt. Durch den hohen Kohlenstoffanteil, wie beim St 48 mit Erhöhung der Zugfestigkeit und Streckgrenze zeigten sich Grenzen, da bei weiterer Anhebung der Streckgrenze die Zähigkeit in der Form abnimmt, dass eine Anwendbarkeit des Stahls nicht mehr gegeben war. Es wurden gehärtete Bereiche beim St 48 festgestellt, sowie Seigerungszone mit Ungleichmäßigkeiten, welche in der Ursache dem hohen Kohlenstoffanteil zugeschrieben wurden (Gassner 1929).

Der Siliziumstahl wurde aufgrund des geringeren Kohlenstoffanteils und seiner guten Zähigkeitseigenschaften als höherwertig ggü. dem St 48 bewertet. Dennoch traten auch beim St Si Schwierigkeiten in der Herstellung und Auswalzung auf. Als größter Nachteil wurde gesehen, dass dieser Stahl für die Anwendung von elektrischen Schweißverfahren nicht geeignet war (Gassner 1929).

Insgesamt stellte die Reichsbahn-Gesellschaft höhere Anforderungen an die neuen Stähle, welche schweißgeeignet und korrosionsbeständig sein sollten. Über die Einordnung und Bewertung der Korrosionsempfindlichkeit der Stähle war man sich (Ende der 1920er Jahre) nicht einig. Es gab Fachstimmen, die in dem Abrosten eine untergeordnete Rolle sahen. Kritische Stimmen nahmen die in Amerika ermittelten Abrostraten bei Stahlbrücken zum Vergleich. Es wurden bzgl. der Unterhaltung der Bauwerke Unterschiede zwischen dem großen Land und Deutschland gesehen, da hier regelmäßige Schutzanstriche erfolgten mit wenigen Ausnahmen, wo Brücken-

inspektionswagen fehlten oder Zierarbeiten die Anstricharbeiten erschwerten (Gassner 1929). Der Hinweis, dass Eisenbahnbrücken sich nach 60 bis 80 Jahren Lebensdauer (trotz Erhöhung der Verkehrslasten) in einem einwandfreien Zustand befänden (Gassner 1929), ist als wichtige Information zu werten. Als naturgemäßer Nachteil wurde angesehen, dass für höherwertige Stähle kein höherer Elastizitätsmodul als $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$ erzielt werden konnte, woraus resultierte, dass sich ein tragendes Bauteil bei gleichen Abmessungen und identischer Belastung bei einem höherwertigen Stahl stärker verformt als beim St 37.

Zusammenfassend resultierten daraus folgende Anforderungen an die höherwertigen Stähle:

- eine hohe Streckgrenze,
- eine Bruchspannung, welche innerhalb vorgegebener Grenzen zur Verhinderung eines harten und spröden Werkstoffes und Sicherstellung einer guten Bearbeitbarkeit führt,
- eine gute Zähigkeit,
- eine gute Korrosionsbeständigkeit,
- eine gute Schweißbarkeit
- und dies innerhalb bestimmter Lieferzeiten zu akzeptablen Preisen.

Auswertung

Die Entwicklung und Einführung hochwertigerer Baustähle und deren Anwendung auf dem Gebiet der Stahlbrücken wurden als bemerkenswerter Fortschritt im deutschen Stahlbau angesehen, jedoch erfüllten die Stähle St 48 und St Si die Erwartungen nicht vollumfänglich, obwohl bei Eisenbahnbrücken größerer und großer Spannweite enorme Gewichtsersparnisse erzielt wurden und somit wirtschaftliche Vorteile, die aufgrund der höheren Kosten bei der Herstellung dieser Stähle nicht voll ausgeschöpft werden konnten. Der St Si und der St 48 kamen vornehmlich bei einer großen Anzahl von Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Anwendung. Dennoch konnten beide Baustähle sich als neue Einheitsstähle nicht durchsetzen. Beim St 48 verursachte der sehr hohe Kohlenstoffanteil eine verminderte Dehnfähigkeit. Dies bewirkte eine geringere Zähigkeit, welche unterhalb der des normalen Baustahl St 37 lag. Die zulässigen höheren Beanspruchungen von ca. 30 Prozent können diese Nachteile nicht aufwiegen. Zusätzlich war dieser Stahl schwieriger zu verarbeiten, was gegenüber den anderen Beeinträchtigungen als gravierender eingestuft wurde (Gassner 1929).

Der nach dem St 48 eingeführte Silizium-Baustahl St Si wies eine deutliche höhere Streckgrenze auf im Vergleich zum St 48, obwohl beide Baustähle die annähernd gleiche Druckfestigkeit hatten. Dadurch konnten die Beanspruchungen des St Si um 50 Prozent gegenüber dem normalen Baustahl St 37 erhöht werden. Bezüglich der technologischen Eigenschaften wies er gute Dehnungs- und Zähigkeitswerte auf. Der St Si vermochte sich nicht durchzusetzen, was ebenfalls mit Schwierigkeiten in der Herstellung begründet wurde, ohne weitere Detaillierung der Ursachen (außer der Thematik der Erzielung gleichmäßiger Festigkeiten (Schaper 1949)). Diese Probleme führten zu hohen Preisaufschlägen, die die Abnehmer nicht bereit waren zu zahlen.

Nach den Quellen (Schaper, Stahlbau, Stahl und Eisen) ist davon auszugehen, dass genietete Eisenbahnbrücken mit mittlerer bis großer Stützweite, die in den 1920er bis 1930er (vereinzelt noch bis in die 1940er Jahre) gebaut wurden und in Betrieb sind mit hoher Wahrscheinlichkeit aus St 48 oder St Si gefertigt wurden. Es konnten keine genauen Quellenangaben eruiert werden, bis wann beide Baustähle im Einsatz waren.

2.7.5 Aktuelle Regelungen Stahlsortenwahl

Für Tragkonstruktionen im Stahlbrückenbau der Deutschen Bahn AG kommen hauptsächlich unlegierte Baustähle nach DIN EN 10025-2 und normalgeglühte/ normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle nach DIN EN 10025-3/ DIN EN 10025-4 zur Anwendung. Die Stahlsorten S235, S275 und S355 kommen am häufigsten zum Einsatz. Mit Einführung der Eurocodes wurde der S460 im Brückenbau zugelassen. Bei der DB AG sind in diesem Zusammenhang die Regelungen im DBS 918 002-02 zu beachten.

Die zulässigen Materialdicken in Abhängigkeit von der Stahlsorte im Eisenbahnbrückenbau sind in Tab. NA.3 des DIN EN 1993-2/NA geregelt. Unlegierte Baustähle (wie der S235) werden hauptsächlich für die Fahrbahnkonstruktion verwendet. Höher beanspruchte Bauteile, wie z.B. schlanke Zugglieder (Hänger) werden aus S355 hergestellt. Innerhalb der DB AG wurde u. a. die sogenannte „Dickblechbrücke“ mit einer Stahlblechdicke bis zu 100 mm für kurze Stützweiten als Alternative zur klassischen Trogbrücke entwickelt. Nach aktuellem Regelwerk können für ein 100 mm-Blech gemäß Tab. NA.3 des Nationalen Anhang zum Eurocode 3 Teil 2 (2022) nicht nur die Stahlsorten S275 NL und ML ohne weitere Versuche verwendet werden, sondern auch einige Stähle des S355 und S460 mit Zusatzanforderungen. Grundsätzlich können dickere Bleche zur Anwendung kommen. Wenn die Dicken oberhalb der zulässigen Norm liegen, ist hierfür eine Unternehmensinterne Genehmigung (UiG) und eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) durch die Aufsichtsbehörde einzuholen, welche in Abhängigkeit von der jeweiligen Anwendung mit weiteren bruchmechanischen Untersuchungen (mitunter empirischer Art) verbunden ist.

Zusätzlich sind die DAST-Richtlinie 009 Stahlsortenwahl für geschweißte Stahlbauten und die Ril 804 zu beachten. Diese geben standardisierte Regeln für die Auswahl von Stahlsorten vor. Zudem wird in der DAST-Richtlinie 009 die Möglichkeit zur Führung eines einfachen Zähigkeitsnachweises zur Vermeidung von Sprödbruchgefahr gegeben (Sedlacek 2006). Für Ingenieurbauwerke sollte bei der Stahlsortenauswahl auf eine ausreichende Werkstoffzähigkeit geachtet werden.

Folgende Anforderungen bei der Werkstoffwahl für Stahlbrücken sollten dabei beachtet werden:

- Festigkeitsanforderungen, über die charakteristischen Werte der Zugfestigkeit f_u und der Streckgrenze f_y .
- Anforderungen an die Verarbeitbarkeit. Hierzu zählt u. a. die Schweißeignung.
- Anforderungen bei unterschiedlichen Temperaturbereichen. Hier sind das Bruchverhalten bei niedrigen Temperaturen und das Festigkeitsverhalten im Brandfall von Bedeutung.
- Anforderungen bei Korrosionsangriff (Sedlacek 2006). Da nicht rostender Stahl im Eisenbahnbrückenbau derzeit nicht zulässig ist, sind alle Stahlüberbauten mit einem geeigneten Korrosionsschutzsystem zu versehen.

Für einige Bauteile (wie z.B. Lager oder Steuerstabsysteme) können weitere Anforderungen hinzukommen. Dort ist der Verschleißwiderstand von Bedeutung (Sedlacek 2006).

In der Ausführung ist im konstruktiven Ingenieurbau zusätzlich die DBS 918 002-02 Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Technische Lieferbedingungen für den Eisenbahnbrückenbau zu beachten. Sie dient der Einhaltung der DB-Standards und zur Qualitätssicherung über die Festlegung der Kriterien für Material, Beschaffenheit, Prüfungen und Abnahme (Fettke 2014).

3 Untersuchung der geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken

3.1 I. Generation von 1930 - 1939

Geschweißte Konstruktionen werden immer bedeutender in der Nachweisführung alter Brücken, aufgrund der Altersstruktur, da diese zunehmend die Lebensdauer von 60 Jahren erreichen, welches gleichzeitig das Kriterium zur Ermittlung der Restlebensdauer gemäß Ril 805 (2023) darstellt. Im Brückenbestand der DB AG befinden sich ab 1950 wenige Konstruktionen, die in Niettechnik ausgeführt wurden. In einigen Jahrzehnten wird es voraussichtlich, außer wenigen Sonderbauwerken (vornehmlich unter Denkmalschutz), nur noch geschweißte Eisenbahnbrücken geben. Für eine Clusterung und Einschätzung der Bauwerke zur realitätsnäheren Bewertung ist es vorteilig, sich die Entwicklung dieser Verbindungsart näher anschauen.

Im Wesentlichen spielten wirtschaftliche Gründe in Form von Material- und Kostenersparnis eine Rolle, welche die Forschungen auf dem Gebiet der Schweißtechnik Anfang des 20. Jahrhunderts vorantrieben. Die Herstellung von Nietkonstruktionen war aufwendig und stellte nicht nur hohe Anforderungen an den konstruktiven Planer, sondern auch an die Bauausführenden, da ein vollständiger Kraftschluss zwischen Niete und Verbindungsblech erzielt werden musste. Zudem wurden die technischen Anwendungsgrenzen der Niettechnik im baukonstruktiven Fortschritt mit weiter steigenden Belastungen immer deutlicher mit aufwendigen Knotenblechen, Laschen und Versteifungswinkeln.

In Bezug auf geschweißte Konstruktionen musste ein Umdenkprozess erfolgen, da sich die Herangehensweise von der Nietkonstruktion, von der Konzeption bis zur Ausführung vollständig unterschied. Zusätzlich mussten die wesentlichen Eigenschaften des Schweißverfahrens und dessen Umsetzung standardisiert und in Form von Schweißvorschriften publiziert werden. Ein Problem bestand darin, die Vorteile des Schweißens gegenüber dem damals gängigen Lötverfahren verständlich zu machen. Während beim Löten ebenfalls ein Vorwärmprozess stattfindet, werden beim Schweißen die zu verbindenden Werkstoffränder aufgeschmolzen, um nach damaligem Standpunkt eine gute Verwurzelung der Schweißnaht mit dem Grundwerkstoff zu gewährleisten. Für die Schweißnaht sollten gleiche und gleichartige Werkstoffe verwendet werden, während beim Löten z.B. Zinn zum Einsatz kam. Der Vorteil in der geschweißten Verbindung wurde in der Gefügeumwandlung gesehen und dass es nun keine rein konstruktive Verbindung mehr darstellt. Man erkannte frühzeitig, dass die Wärmezufuhr entscheidend ist und die metallurgischen Umwandlungen zu inneren Spannungen im Bauwerk führen, die sich teils durch äußere Verwerfungen sichtbar machten (Sahling, Latzin 1952).

3.1.1 Entwicklung der Schweißtechnik im Eisenbahnbrückenbau

Nach Überwindung der anfänglichen Schwierigkeiten der Versprödungsneigung in der elektrotechnischen Schweißtechnik Anfang der 1920er Jahre durch Verwendung von umhüllten und legierten Elektroden konnte sich das Lichtbogenschweißverfahren durchsetzen. Erste Versuche in der Anwendung der Schweißtechnik im Brückenbau in den zwanziger Jahren des letzten Jahrhunderts waren vielversprechend. Dennoch überwog die Vorsicht und Zurückhaltung, da in geschweißten Konstruktionen Nachteile gegenüber der bewährten Nietbauweise u. a. in der Zuverlässigkeit und Prüfung der Ausführungsqualität gesehen wurden. Zudem wurde die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus dem Maschinenbau kritisch bewertet und das Verhalten der Schweißnaht bei verschiedenen Belastungsszenarien als nicht hinreichend untersucht angesehen,

denn in Bezug auf die Dauer- und Wechselfestigkeit waren die Einflüsse nicht geklärt (Wernecke 1929, Braun 2012). Dem voraus gingen Erfahrungen im Hochbau unter ruhender Belastung und im Schiffsbau mit dynamischen Lastansätzen. Der Einfluss der bewegten Lasten und der wesentlich höheren Belastung bei Eisenbahnbrücken gegenüber Straßenbrücken waren bekannt, so dass man erst nach zuvor genannten Erfahrungen in Vorversuchen anfänglich einzelne Bauteile einer Brücke verschweißt und ausgewertet hat. Im zweiten Schritt wurden untergeordnete Bauteile, wie Queraussteifungen oder Abdeckbleche verschweißt in Überbauten aus Walzträgern und deren Auswirkungen untersucht (Sahling, Latzin 1952).

Verstärkungen

Bezüglich bestehender Stahlbrücken, wenn diese den höheren Belastungen nicht standhalten konnten, ging man versuchsweise dazu über, die Verstärkungen unter Zuhilfenahme des Lichtbogenschweißverfahrens bei genieteten Brücken zu erproben (Adrian 1929). Vorreiter war Amerika, gefolgt von Großbritannien. Da es noch keine geschweißten Eisenbahnbrücken gab, fanden im Vorfeld Vorversuche zur Eignung des Schweißverfahrens statt. Aufgrund der positiven Ergebnisse entschied die Bahnverwaltung die Tests auf praktischer Seite bei einer zweigleisigen genieteten Eisenbahnbrücke mit einer kleinen Stützweite von 4,00 m auszuweiten. Unter Anderem sollte der mittlere Hauptträger über neue Kopfplatten am oberen und unteren Flansch verstärkt werden. Aufgrund der Nietköpfe waren Futterbleche erforderlich, welche ein Lochmuster entsprechend der Nietreihungen berücksichtigten. Diese wurden nicht nur an den äußeren Kanten, sondern auch in den Aussparungen mit den Nietköpfen verschweißt. Darüber folgten oben und unten am Flansch die Verstärkungsplatten, die oben kleiner und unten größer ausgebildet wurden zur Vermeidung des Überkopfschweißens. Es kamen außenseitig (jeweils obenliegende Kehlnähte) und in regelmäßigen Abständen entlang der Mittellinie Lochschweißungen zur Ausführung. Zusätzlich wurden die genieteten Gurtwinkel ebenfalls mit Steg und Flanschen verschweißt zur Erzielung einer besseren Scherfestigkeit (Adrian 1929).

Gänzlich konnte nicht auf Überkopfschweißungen (Kehlnähte) verzichtet werden. Dabei wurden am Tragwerk vor und nach der Verstärkung an mehreren Messpunkten Vergleichswerte erfasst, mit dem Ergebnis einer Festigkeitszunahme, welche minimal 71,5% und maximal 105,5% betrug, was als Erfolg gewertet wurde. Die Kosten betragen ca. die Hälfte eines Ersatzneubaus gleicher Stützweite und Gleisanzahl. Auf Grund der hier gemachten Erfahrungen sollten zunächst weitere kleinere Eisenbahnbrücken verstärkt werden, bevor man zu größeren Tragwerken übergehen wollte (Adrian 1929).

1929 bestand in Deutschland die Thematik, dass es für geschweißte Bauten noch keine Vorschriften zur Ausführung und Abnahme gab. Aus diesem Grund wurden Entwürfe, welche geschweißte Konstruktionen enthielten seitens der Baupolizeibehörden abgelehnt, trotz der Kenntnis, dass die Richtlinien in Bearbeitung waren (Adrian 1929). Man kann diesen Umstand als Korrektheit oder Bürokratie bezeichnen.

Bezüglich der ausgeführten Verstärkungen wurden keine Angaben zum Baujahr und zum Material der bestehenden Brücke gemacht sowie auf welchen rechnerischen Grundlagen die Verstärkung bemessen wurde und ob bzw. in welcher Form die Niete weiterhin an der Tragwirkung beteiligt waren. Die Schweißnähte in den Aussparungen, welche direkt mit den Nietköpfen verbunden wurden, werden aus heutiger Sicht kritisch betrachtet, da einerseits das Material nicht bekannt war und zweitens durch die Schweißnähte zusätzliche Beanspruchungen auf die Niete eingehen, die

selbst bei Versagen (aufgrund der Futter- und Kopfplatten) aber nicht weg konnten. Es wird davon ausgegangen, dass es sich um keine alte Brücke, also vor 1895 und es sich bei dem Material um Flussstahl der Siemens-Martin-Güte handelte, da erforderliche Schweißeynungen bekannt waren. Es konnten keine späteren Quellen ausfindig gemacht werden, ob sich diese Verstärkungen bewährt hatten oder es zu Problemen kam, die u. a. zu einer vorzeitigen Erneuerung des Brückenbauwerkes führen konnte.

Konstruktionsgrundsätze

Es stellte sich heraus, dass bei der Gestaltung von geschweißten Konstruktionen andere Grundsätze gelten als für Nietkonstruktionen. Aus den Versuchen und theoretischen Überlegungen wurde festgestellt, dass Schweißverbindungen einen wesentlich vorteilhafteren Kraftlinienfluss ermöglichen, so dass z.B. Laschen und Verbindungsbleche überflüssig wurden. Konstruktionen konnten viel schlanker ausgebildet werden, was eine leichtere und somit kostengünstigere Bauweise ermöglichte. Aufgrund des direkten Kraftlinienflusses mit der einhergehenden Verbesserung der Festigkeitsverhältnisse wurden die Berechnungsverfahren als beherrschbar angesehen. Konstruktionen wurden kontinuierlich verbessert, mit dem Ziel die Festigkeit und Steifigkeit der Konstruktion zu erhöhen (Matousek 1957).

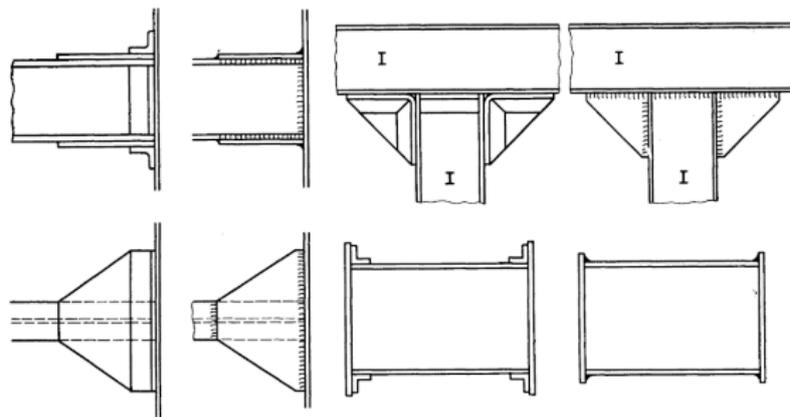


Abb. 22: Verbindungen in Niet- und Schweißkonstruktion (Matousek 1957)

Daraufhin erfolgten Dauerversuche über mehrere Jahre, die den vermuteten Unterschied zwischen ruhender und bewegter Belastung bestätigten. Die weiteren Forschungen auf diesem Gebiet wurden seitdem getrennt nach Belastungsart geführt (Sahling, Latzin 1952).

Belastungsversuche an geschweißten Trägern in der Materialprüfanstalt Dresden in den Jahren 1928/29 brachten wichtige Erkenntnisse, bezüglich der Anordnung der Schweißnähte. Die Ergebnisse bildeten eine wichtige Grundlage für die ersten Schweißvorschriften (Schmuckler 1931).

3.1.2 Erste geschweißte Eisenbahnbrücken

Bachbrücke bei Brock-Ostbevern

Nachdem an einigen alten Stahltragwerken geschweißte Verstärkungen erfolgreich umgesetzt und die Schweißfolgen als hinreichend optimiert angesehen wurden, hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft zusammen mit dem Deutschen Stahlbauverband 1929 an geschweißten Fachwerkträgern mit 9,0 m Länge statische und dynamische Versuche durchgeführt. Anhand dieser Untersuchungen wurden die zulässigen Spannungen für die Schweißnähte festgelegt. Dafür wurde

eigens ein Röntgengerät angeschafft, welches es ermöglichte in den Röntgenbildern die Güte und gleichzeitig die Mängel in den Schweißnähten zu erkennen und zu beurteilen (Karig 1934).

1930 wurde die erste Eisenbahnbrücke mit einer Stützweite von 10 m als eingleisiger Überbau mit versenkter Fahrbahn komplett geschweißt von der Deutschen Reichsbahn in Betrieb genommen (Karig 1934; Sahling, Latzin 1952). Es handelte sich dabei um die Bachbrücke bei Brock-Ostbevern in km 85,81 der Strecke Wanne – Bremen (Reichsbahndirektion Münster). Die Brücke wurde für den Lastenzug N bemessen und für die zulässige Scherspannung der Schweißnähte wurden 800 kg/cm^2 angesetzt. Der Überbau wurde als vollwandige Konstruktion in St 37 in der Werkstatt der Gutehoffnungshütte Sterkrade hergestellt (Karig 1934; Sahling, Latzin 1952) unter Anwendung des Lichtbogenschweißverfahrens. Dabei kamen blanke, kohlenstoffarme mit 0,9% Mangan legierte Elektroden zum Einsatz. Umhüllte Elektroden, die den Vorteil haben eine höhere Schweißgüte zu erzielen, setzten sich erst später durch. Bei den nicht umhüllten Elektroden entfiel dagegen das nachträgliche Entfernen der Schlacken von der fertigen Schweißnahtoberfläche (Braun 2012). Für die wenigen über Kopf zu schweißenden und lotrechten Schweißnähte kam ein Normaldraht nach Reichsbahnvorschrift „Richtlinien für das Schweißen von Flußstahl (Flußeisen) und Stahlguß“ (1927) zur Anwendung und für die übrigen Schweißnähte der Sonderdraht GHH (Karig 1934).

Die Schweißnähte wurden auf beiden Seiten gleichzeitig von der Mitte nach außen hin abschnittsweise ausgeführt. Die Kehlnähte hatten eine Dicke, welche der des dünneren zu verschweißenden Bleches entsprach. Die Gurtbleche wurden mit nicht ausgerundeten Kehlnähten an den Stegblechen angeschlossen. Aus heutiger Sicht werden die Nähte als zu stark ausgeführt eingestuft (Braun 2012). Es gilt zu beachten, dass es noch keine Schweißvorschriften für stählerne Eisenbahnbrücken gab und vorsichtig agiert wurde.

Zusätzlich wurden die Zuggurte in Feldbereichmitte durch 16 mm dicke Lamellen auf insgesamt 5,90 m Länge verstärkt (bei 10 m Stützweite des Überbaus) und über Kehlnähte an die Gurtbleche seitlich angeschlossen. Darüber hinaus erfolgten Aussteifungen der Querträger-Stegblech-Anschlüsse über verschweißte Flacheisen. Eine Nachbehandlung der Schweißnähte am gesamten Überbau fand nicht statt (Braun 2012).

Vor Einbau in endgültiger Gleislage wurde der Überbau in eine nicht in Betrieb befindliche Umgebungsbahn nahe Münster eingebaut (siehe Abb. 24 links) und geprüft. Zu den geforderten Untersuchungen zählte eine Prüfung der wichtigsten Schweißnähte. Dafür wurde eine im Messwagen eingebaute Röntgenanlage (siehe Abb. 23 links) verwendet. Nach erfolgreicher Abnahme der Schweißnähte wurde die Brücke mittels Güterzuglokomotiven statisch belastet, welche gleichzeitig zur Überprüfung der Spannungen jeweils in der Mitte der Haupt-, Quer- und Längsträger genutzt wurde. Im Anschluss erfolgten die dynamischen Versuche anhand einer Erschütterungsmaschine (siehe Abb. 23 rechts), welche nachfolgend durch Betriebsbelastungen mittels einer schnellfahrenden Schnellzuglokomotive S10 in 80 Fahrten mit Geschwindigkeiten von 40 bis 70 km/h auf den Brückenbauwerk umfassend getestet wurde. Als bemerkenswert wurde zur Kenntnis genommen, dass der Überbau keine bleibenden Verformungen (Senkungen) erfahren hat, was auf die Unnachgiebigkeit der Schweißnähte zurückgeführt wurde, da im Gegensatz bei Nietkonstruktionen die Nachgiebigkeit bekannt war (Karig 1934).

Zum Abschluss erfolgte eine nochmalige Prüfung der Schweißnähte mit der Röntgenanlage. Da keinerlei Schäden, Lockerungen oder Fehlstellen festgestellt werden konnten, wurde die Brücke in endgültiger Gleislage der Strecke Wanne – Bremen eingebaut (Karig 1934), einer Hauptstrecke

mit D-Zug-Verkehr und schweren Güterwagen mit täglich ca. 100 verkehrenden Zügen (Sahling, Latzin 1952). In der Abb. 24 rechts ist ein alter Mittelpfeiler erkennbar, der anfangs aus Sicherheitsgründen belassen und später entfernt wurde (Karig 1934). Wie in Kap. 3.4.4 dargelegt, war eine Probelastung Anfang der 1930er Jahre standardisiert und vorgeschrieben. Trotz Sonderauflagen zur Gewährleistung der Qualität wurden im Ergebnis vergleichbare Kosten wie bei einer genieteten Konstruktion gleicher Stützweite ermittelt. Damit zählte Deutschland zu den Vorreitern bezüglich der Einführung der Schweißtechnik im Brückenbau. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass im Jahr 1928 in den Vereinigten Staaten (Chicopee-Falls, Massachusetts) von ersten vollständig geschweißten Brückenkonstruktion im Eisenbahnverkehr mit einer Spannweite von 41 m, welche als Fachwerkkonstruktion ausgeführt, berichtet wurde (Bondy 1929).

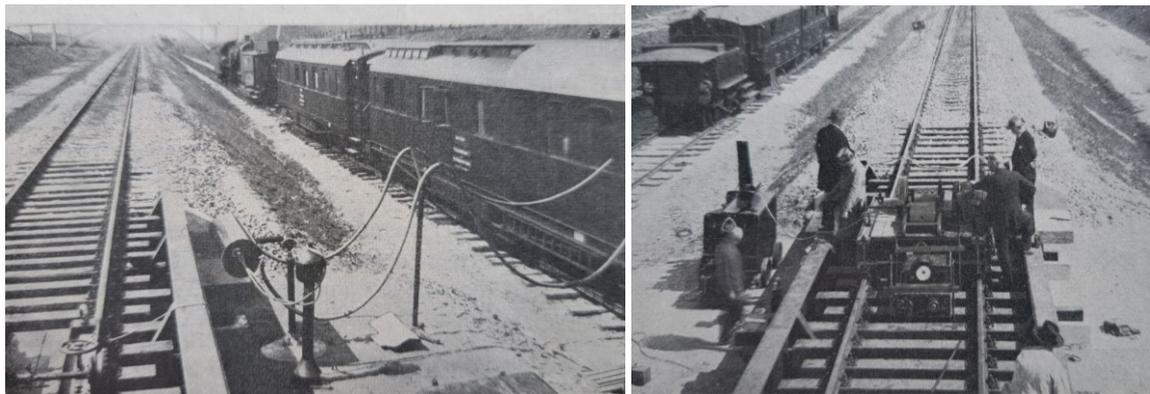


Abb. 23: Erste vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke, röntgengraphische Untersuchung (links) und dynamische Belastungsprobe durch Erschütterungsmaschine, Bauart Späth-Losenhausen (rechts) (Karig 1934)

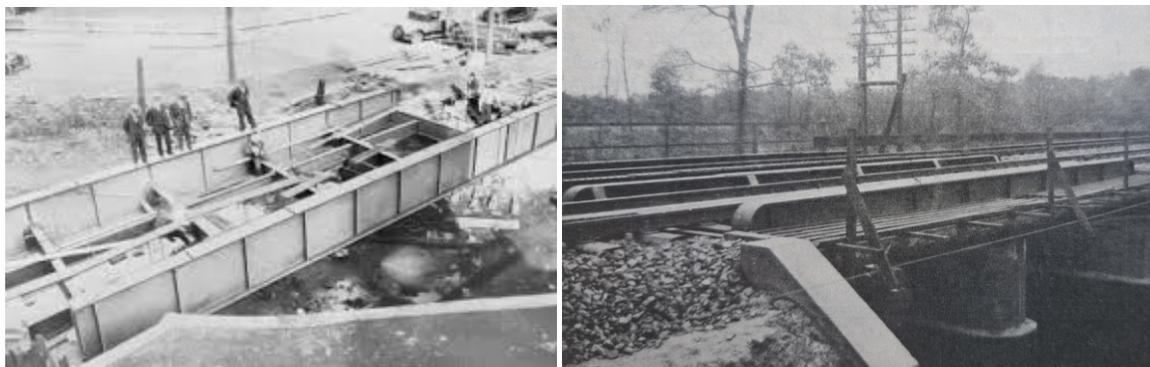


Abb. 24: Erste vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke, in nicht in Betrieb befindlicher Umgebungsbahn bei Münster (links) (Bondy 1930; Sahling, Latzin 1952), in endgültiger Lage (rechts) (Karig 1934)

Obwohl keinerlei Schäden sichtbar waren, wurde die Bachbrücke nach 6 Jahren ausgebaut und im Staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem untersucht (Kommerell 1942). Die sich anschließenden umfangreichen Untersuchungen bezüglich Alterungsmerkmalen und Ermüdung waren durchweg positiv. Die Brücke erwies sich in den Versuchen trotz starker Verkehrsbelastung vorteilhaft in den Ergebnissen. Dabei muss erwähnt werden, dass sie vor den ersten Vorschriften für geschweißte Stahlbrücken gebaut und in Betrieb genommen wurde (auch wenn es für die Schweißverfahren schon Vorschriften gab) und ihre Konstruktionsweise in Bezug auf die bauliche Durchbildung und die Ausführung der Schweißnähte bei Ausbau überholt waren (Kommerell 1942).

Siegbrücke bei Eiserfeld

Im Jahr 1932 wurde ein größeres Tragwerk vollständig geschweißt ausgeführt. Dabei handelte es sich um die Siegbrücke bei Eiserfeld im km 110,72 der Strecke Siegen – Betzdorf (Reichsbahndirektion Wuppertal). Der Überbau mit durchgehender Bettung überspannt drei Öffnungen (siehe Abb. 25 links) und wurde in St 37 durch die Firma Johannes Dörnen aus Dortmund-Derne hergestellt. Die vier Einzeltragwerke mit je zwei durchlaufenden Hauptträgern hatten Einzelstützweiten von 13,2 m; 13,4 m und 13,2 m. Dabei kamen rahmenartige Querträger (siehe Abb. 25 rechts) zur Ausführung. Für die geschlossene Fahrbahn wurden Buckelbleche (gewölbte Bleche zwischen den Trägern, so dass der Schotter nicht runterfallen konnte) eingeschweißt. Für die Hauptträger wurden IP 80 verwendet, welche durch aufgesetzte Lamellen ausgesteift wurden. Die Stoßfugen der Flansche wurden gegen die des Steges gesetzt. Für die Querträger kamen I 40 – Profile zur Anwendung (Karig 1934).

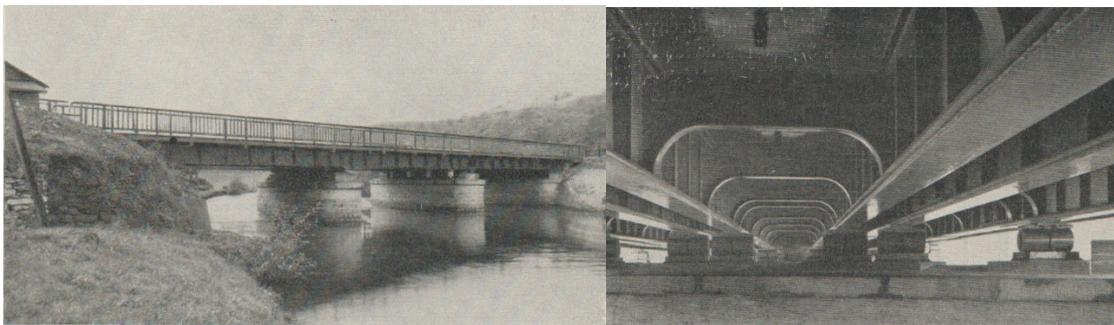


Abb. 25: Siegbrücke bei Eiserfeld (Karig 1934)

Zur Vermeidung von Überkopfschweißungen wurden die vier Einzeltragwerke vollständig im Werk verschweißt und die 40,0 m langen Überbauten zur Baustelle transportiert. Dort mussten nur noch die verbindenden Tonnenbleche und die seitlichen Gehwege angeschweißt werden (Karig 1934).

Trotz der Erfolge agierte man vorsichtig optimistisch, aber der Fortschritt ließ sich nicht aufhalten. Die fortlaufenden Preiserhöhungen bei der Stahlherstellung bedingt durch Krieg und durch die Stahlknappheit danach, verschärften die Notwendigkeit nach günstigeren Bauweisen mit dünneren Blechdicken. Brücken mit sonst für Nietkonstruktionen üblichen Stützweiten von 20 bis 25 m wurden in Folge als vollwandige geschweißte Konstruktionen hergestellt. Man ging zu größeren Stützweiten über und experimentierte mit anderen Stahlgüten, wie z.B. St 52. Beides führte zu Problemen (Karig 1934).

3.1.3 Konstruktionen

Vollwandträger

Innerhalb der ersten Generation geschweißter Eisenbahnbrücken stellen Vollwandträger die häufigste Konstruktionsart dar, weshalb sie ausführlich in der Druckvorschrift DV 805 „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE) vom 1. November 1938“ behandelt wurden in Zusammenhang mit Nietverbindungen oder der hybriden Bauweise, einer Verbindung von Nietung und Schweißung, auf welche vorrangig in der II. und III. Generation eingegangen wird.

Der Konstruktionstyp wurde in der Regel als einwandiger Träger ausgeführt, wobei doppelwandige Vollwandträger nur großen Stützweiten vorbehalten waren, welche als nach unten offene Kastenträger ausgebildet wurden. Die Stegblechhöhe der Hauptträger sollte 1/10 der Stützweite

betragen. Wie aus alten bahninternen Unterlagen hervorgeht, führte die stark einschränkende Vorgabe zu Diskussionen. Es wurden wirtschaftliche Nachteile gesehen, wenn die statisch konstruktive erforderliche Höhe kleiner war. Zusätzlich sollte dem Ingenieur ein größerer Handlungsspielraum gegeben werden, diese in Abhängigkeit von der Stützweite, der zulässigen Spannungen aus Verkehr und Last, von maximalen Spannungen aus Material und der zulässigen Durchbiegung eigenständig zu ermitteln (DB-interne Unterlagen zur DV 805 1938, unveröffentlicht).

Durchlaufträgersysteme wurden als vorteilig eingestuft, wenn Stützensenkungen aus Baugrundverhältnissen nicht zu erwarten waren. Wenn sie sich innerhalb geringer Grenzen befanden, wurden diese allgemein ohne Einfluss auf Spannungen aus Verkehrsbelastungen eingestuft, so dass keine Einschränkungen für das Brückenbauwerk zu erwarten waren. Zusätzlich wurden bei Durchlaufträgern Vorteile in der einfacheren Herstellung durch den Wegfall von Gelenken gesehen, der Vorteil der kleineren Anzahl von Stützpunkten gegenüber einfachen Trägern und in der Gewichtersparnis aufgrund der verringerten Feldmomente (Karig 1934)

Bezüglich der Gurtung und der Gurtplatten bestand aus wirtschaftlichen Gründen der Wunsch möglichst viel Material in die Gurte zu legen. Bei den im Anschluss erläuterten Schadensfällen ist genau diese Umsetzung gut zu beobachten, wo ein dünnes Stegblech mit massiven Gurtplatten ausgeführt wurde. Die Dickenverhältnisse zueinander waren dabei nicht vorgegeben bzw. vorschriftseitig begrenzt. Die erforderlichen Aussteifungen waren vorgeschrieben, beinhalteten aber Möglichkeiten der variablen Handhabung. Erst für Stegblechhöhen über 2 m mussten Beulnachweise geführt werden. Für die Festlegung der Mindestabstände der Steifen bestand die Forderung die Nachweise für alle Höhen durchzuführen (DV 805 1938).

Zu dieser Zeit wurde vorrangig die direkte Schwellenauflagerung auf den Hauptträgern ausgeführt. Über die Anordnung und vorteilige Wirkung von Zentrierleisten gab es geteilte Meinungen. Die Anordnung der Zentrierleisten wurde als vorteilhaft gesehen wegen der ungünstigen Beanspruchung der Flanschenden der Hauptträger. Zudem sollte dadurch der Korrosionsschutz der Konstruktion unter den gelagerten Schwellen besser ermöglicht werden. Hohe Abrostungsgrade der Hauptträgerobergurte unter den Schwellen hatten seit Einführung der Flusstähle 1895 zu Problemen geführt. Bei schweißeisernen Konstruktionen wurde dieses Phänomen nicht beobachtet (DB-interne Unterlagen zur DV 805 1938, unveröffentlicht).

Gegliederte Träger

Für größere Stützweiten sollten gegliederte Träger zur Ausführung kommen, womit Fachwerkträger gemeint waren. Fachwerkbrücken für geschweißte Konstruktionen wurden als zu komplex angesehen (Sahling, Latzin 1952).

Fachwerkträger befanden sich im Wandel, wobei aus bewährten alten Gitterträgern diese neu als Parallelträger mit einem mehrfachen Strebenzug und mindestens in jedem Feld mit einer Gegenstrebe ausgeführt werden sollten. Unter anderem sollte kein K-Verband als Windverband zur Anwendung kommen, weil dadurch die Querträger zu steif wurden, was zu Ermüdungsproblemen führte. Es ergab sich in den Längsträgern eine höhere Beanspruchung von bis zu 100%, was als weiterer Grund gesehen wurde (DB-interne Unterlagen zur DV 848 1938, unveröffentlicht).

Fahrbahnausbildung bei durchgehender Bettung

Bei Eisenbahnbrücken über öffentlichen Straßen sollte mit Rücksicht auf die Schalldämpfung (heute Lärmschutz) eine geschlossene Fahrbahn mit durchgehender Kiesbettung ausgeführt werden. Dabei kamen Buckelbleche (gewölbte Stahlbleche wischen den Trägern als Schotterhalterung) als Lärminderungsmaßnahme zur Anwendung, die durch Aufschweißen an die genietete oder geschweißte Konstruktion befestigt wurden. Bezüglich der Entwässerung von Buckelblechen sollten die Durchmesser der Tropfhüllen 60 bis 70 Millimeter betragen (Karig 1934). Diese Bauausführung kann heute bei vielen Bauwerken festgestellt werden und hat zu Problemen geführt, da sich von den Schweißnähten aus in die Buckelbleche Risse bilden, die wie aus alten Bauwerksbüchern entnommen werden konnte, mehrfach nachgeschweißt wurden bis sie sich spannungsfrei gerissen haben und ein weiteres Risswachstum nicht mehr zu beobachten war. Dies ist daran zu erkennen, dass die Rissflanken stark korrodiert sind und über einen längeren Zeitraum (teils Jahrzehnte) keine Zunahme der Risslänge festzustellen ist. Zusätzlich ist der Anschluss der Buckelbleche als untergeordnetes Bauteil und somit als schadenstolerant zu bewerten, wenn die Risse nicht in die Hauptkonstruktion wachsen, da dies ein Problem der Verkehrssicherheit ist, da bei Abriss eines Buckelbleches Schotter auf den darunterliegenden Verkehrsweg fallen kann.

Entwicklung der Konstruktionsarten unter der Fügeart des Schweißens

Eisenbahnbrücken

Über die Jahrzehnte haben sich Konstruktionstypen für unterschiedliche Stützweitenbereiche entwickelt, welche im Zuge der Schweißtechnik angepasst und weiterentwickelt wurden bzw. sich neue Konstruktionsarten etablierten. Die bauliche Durchbildung von Eisenbahnbrücken erfolgt / erfolgte auf Grundlage von Regelwerken. Dabei wurde nach oben oder unterliegender Fahrbahn unterschieden. Typische Konstruktionsarten mit unten liegender Fahrbahn waren Vollwandträger und Fachwerkbrücken. Bei oben liegender Fahrbahn werden die Brücken als Deckbrücken bezeichnet, deren wesentliche Konstruktionsteile unterhalb der Fahrbahn liegen (z.B. unterspannte Fachwerke oder Fischbauchträger).

Als weiterer Aspekt ist das Regellichtraumprofil zu beachten, sowie die Abstände zu gleisnahen Konstruktionen und Anlagen in Abhängigkeit von der Konstruktion, der Strecke und Streckenparameter sowie der Geschwindigkeit. Früher wurde die Fahrbahn standardmäßig als offene Fahrbahn mit direkter Schienenbefestigung auf Holzschwellen ausgeführt, wie schematisch in Abb. 26 dargestellt. Der Vorteil dieser Konstruktion liegt im geringen Eigengewicht und im geringen Aufwand bezüglich der Fertigung und Montage. Dabei liegen die Schienen auf Holzschwellen (teilweise über Zentrierleisten) auf, welche die horizontalen und vertikalen Kräfte auf die Längsträger (LTr) übertragen. Die Längsträger wiederum verlaufen über die Querträger (QTr) durchgehend und diese sind beidseitig an die Hauptträger (HTr) angeschlossen. In diesem Konstrukt werden die horizontalen Kräfte über die Verbände abgetragen. Über die Zentrierleisten, welche teilweise auf die Obergurte der Längsträger geschweißt wurden, konnten gewisse Höhenunterschiede ausgeglichen werden. Es kamen Schutzschienen auf der Brücke zur Ausführung, welche im Entgleisungsfall den Zug leiten sollten. Die Hartholzschwellen wurden mit Schwellenwinkeln verschraubt, welche die Anfahr- und Bremskräfte über die auf Längsträger befestigten Knacken, dann über die Querträger zu den Hauptträgern und letztlich über die Lager abgetragen wurden (Petersen 1993).

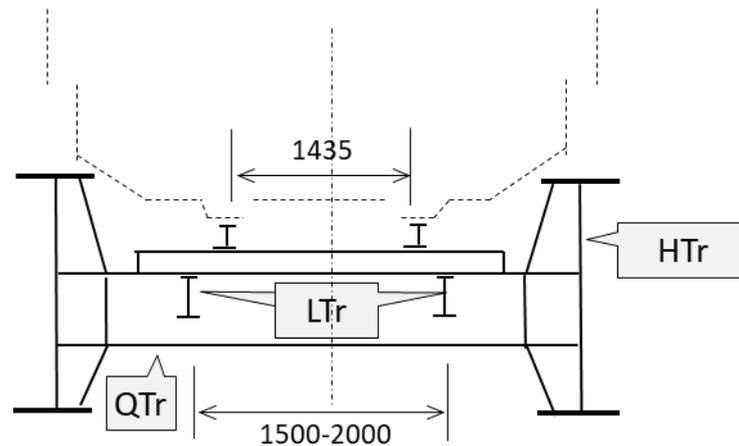


Abb. 26: Schematische Darstellung einer Eisenbahnbrücke kurzer Stützweite mit offener Fahrbahn (Petersen 1993)

Nachteilig wurde die Unterbrechung des Schotterbettes auf der Brücke gesehen, gerade in Bezug auf die Lärmbelastigung und die Laufruhe der Zugräder, aufgrund der Übergänge. In den letzten Schwellenfächern (mit Schotteroberbau) vor und nach der Brücke kann es zum sogenannten „Pumpen“ kommen, welches vor allem bei schiefwinkligen Brückenabschlüssen, die früher häufig ausgeführt wurden zur Reduzierung der Überbaumlängen (Kostengründe) als „Stoß“ wahrgenommen wurden. Zudem konnten Öle der Lokomotiven oder andere Teile auf darunterliegende Verkehrswege fallen (Petersen 1993). In den 1920/30er Jahren wandelte sich dies, so dass Brücken zunehmend mit durchgehender Bettung und geschlossener Fahrbahn ausgeführt wurden, u. a. bedingt durch die Forderung kreuzender Verkehrsträger, z.B. bei Eisenbahnbrücken über städtischen oder stark befahrenen Straßen, wo aufgrund der Verkehrssicherheit sichergestellt werden musste, dass keine Substanzen, Schwellennägel etc. auf die Straße bzw. Verkehrsteilnehmer fallen. Anfangs wurde die Fahrbahn mittels Buckelblechen geschlossen, welche später als ebene Bleche ausgeführt wurden, da die Buckelbleche zu aufwendig und teuer wurden.

Für die Höhe der Längsträger wurde in etwa ein Zehntel des Querträgerabstandes gewählt, wobei dieser 2,5 bis 3,0 m nicht überschreiten sollte. Größere Abstände kamen nur bei größeren Brückentragwerken, wie z.B. Fachwerkbrücken zur Ausführung. Für bauliche Durchbildung der Querträger wurde die Höhe auf $1/6$ bis $1/8$ der Stützweite begrenzt, welche als I-Profile ausgeführt wurden. Für zweigleisige Brücken wurde der Gurtquerschnitt der Querträger dem Biegemomentverlauf entsprechend angepasst (Petersen 1993).

Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken (EBR) ist die Anordnung von Bremsverbänden erforderlich, um die hohen Querbiegebeanspruchungen in den Querträgern abzutragen. Dabei werden die Bremsverbände in der Regel in der Schlingerverbandsebene angeordnet und mit dieser kombiniert. In Abb. 27 werden 2 Regelausführungen für eingleisige und zweigleisige Brücken gezeigt. Durch die Wahl der Anordnung der Bremsverbände wird ein Zusammenwirken von Hauptträger und Längsträger erzwungen, welches nur vermeidbar ist, wenn der Brems- und Schlingerverband in der Biegeullinie der Hauptträger verläuft. Ansonsten werden die Beanspruchungen in den Längsträgern aus der Hauptträgerbiegung heraus aktiviert, was bewirkt, dass die Hauptträger zu Lasten der geringer dimensionierten Längsträger entlastet wurden. Von der Lage der Bremsverbände war somit diese Zusatzbeanspruchung abhängig (Petersen 1993).

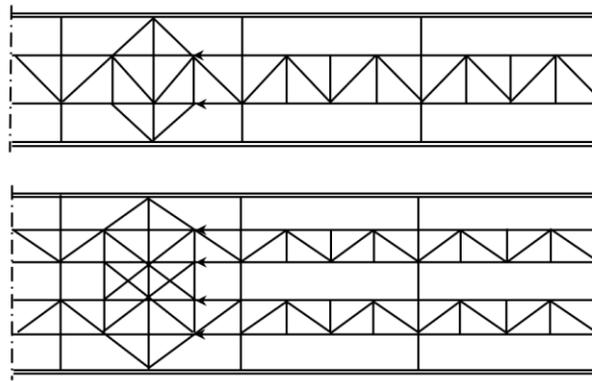


Abb. 27: Kombiniertes Brems- und Schlingerverband, eingleisige EBR (oben) und zweigleisige EBR (unten) (Petersen 1993)

Im Zuge der Einführung der Schweißtechnik wurden vornehmlich Brücken mit geschlossener Fahrbahn ausgeführt, deren Fahrbahnblech aus einem geschlossenen versteiften Flachbett bestand.

Geschlossene Fahrbahnen ohne Schotterbett wurden bis in die 50/60er Jahre des letzten Jahrhunderts ausgeführt, insbesondere bei größeren Brückentragwerken, wie z.B. Bogen- oder Fachwerkbrücken. Die Bauweise erweist sich als nachteilig, da aufgrund des fehlenden Schotterbetts, die lastverteilende Wirkung fehlt und somit die Längsträger dem entsprechend stark dimensioniert werden mussten. Dennoch punktete die Bauweise mit einem geringen Eigengewicht durch die Gewichtsersparnis ohne Schotterbett und in der baulichen Konstruktion der Fahrbahn. Nachteilig ist die entsprechende Lärmentwicklung, aufgrund der direkten Schienenbefestigung zu erwähnen und die Ermüdungsbeanspruchung der Fahrbahn. In der Folge setzten sich geschlossene Fahrbahnen mit Schotterbett durch und stellen heute die Regelbauweise dar.

Vollwandträgerbrücken

In den 1930er bis 1970er Jahren wurden vorrangig Vollwandträgerbrücken als Standard ausgeführt. Bei Ausführung einer tiefergelegten Fahrbahn kamen diese als Trogbrücken kürzerer Stützweite und bei halbversenkter Fahrbahn für Stützweiten bis 80 m zur Anwendung. Als Höhen-Längen-Verhältnisse galten für die eingleisigen Brücken folgende Werte (Petersen 1993):

- Einfeldträger 1/10 bis 1/16 für einwandige Hauptträger,
- Einfeldträger 1/12 bis 1/18 für zweiwandige Hauptträger,
- Durchlaufträger 1/12 bis 1/18 für einwandige Hauptträger und
- Durchlaufträger 1/14 bis 1/20 für zweiwandige Hauptträger.

Fachwerkträger

Fachwerkträgerbrücken kamen umfangreich in der Zeit der Niettechnik zur Ausführung. Es handelt sich um einen alten bewährten Konstruktionstyp, welcher heute in geschweißter Form ausgeführt wird und als eine der robustesten Konstruktionen (trotz obenliegender Haupttragteile) für größere Spannweiten gilt. Für vollständig geschweißte Brücken wurden diese erst später ab den 1950er Jahren umgesetzt. Der Brückentyp eignet sich für größere und große Spannweiten und wurde früher ausschließlich mit offener Fahrbahn hergestellt. Bei der DB AG wird diese Konstruktion heute bis zu einer Stützweite von 120 m als bewährte Bauweise angesehen. Für darüber

liegende Stützweiten ist eine unternehmensinterne Genehmigung (UiG) erforderlich (Ril 804.1101A06).

Schadensfälle mit St 52

Aufgrund mangelnder Erfahrungen waren Rückschläge mit Einführung der neuen Schweißverfahren erwartbar, da es sich um ein völlig neues Fachgebiet handelte. Aus diesem Grund wurden die nachfolgend beschriebenen Schadensfälle, im Sinne der Forschung öffentlich publik gemacht und die verantwortlichen Personen, die an den ersten Vorschriften für geschweißte Stahlbauten beteiligt waren von jeglichen Fehlern freigesprochen (Kommerell 1940).

In den 1930er Jahren wurden über 150 Eisenbahnbrücken und rund 500 Autobahnbrücken in geschweißter Ausführung in St 37 und St 52 in Betrieb genommen (Kommerell 1940). Bei den beiden Schadensfällen, welche 1936 und 1938 auftraten, sind Risse an der vollständig geschweißten Eisenbahnbrücke Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo in Berlin und an der geschweißten Vollwandträgerbrücke der Autobahn am Talübergang in der Nähe von Rüdersdorf aufgetreten. Wobei es sich bei beiden Bauwerken um Brücken mit großer Stützweite handelte, bei denen Gurtplatten größer 30 mm mit Stegblechen verschweißt wurden. Die Schäden sind dabei unter rein statischer Last eingetreten und nicht während einer Verkehrsbeanspruchung. Beide Brückenbauwerke waren vor Eintritt der Schäden durch hohe Verkehrslasten beansprucht. Man ging von einwandfreien Bauwerken aus, bis 1936 an der Eisenbahnbrücke Hardenbergstraße Risse in der Halsnaht quer zur Kraftrichtung auftraten (Kommerell 1940).

Zusätzlich war der Einsturz der geschweißten Vierendeelträgerbrücke bei Hasselt in Belgien im März 1938 zu verzeichnen (Kommerell 1940), der hier nicht weiter betrachtet werden soll, da es sich um eine Straßenbrücke außerhalb Deutschlands handelte.

Risse an der Eisenbahnbrücke Hardenbergstraße in Berlin

Die Risse an der Eisenbahnbrücke Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo in Berlin wurden durch einen Arbeiter bei der Untersuchung des Brückenbauwerkes (kurz vor Beginn der Olympischen Spiele 1936) festgestellt (Kommerell 1940). Aus welchem Grund diese Begutachtung erfolgte, ist nicht dokumentiert. Bei weitergehenden Untersuchungen wurde festgestellt, dass die Risse ins Grundmaterial des 25 mm starken Stegblechs und der 60 mm dicken und 500 mm breiten Gurtplatten gewandert waren (siehe Abb. 28) (Kommerell 1940).

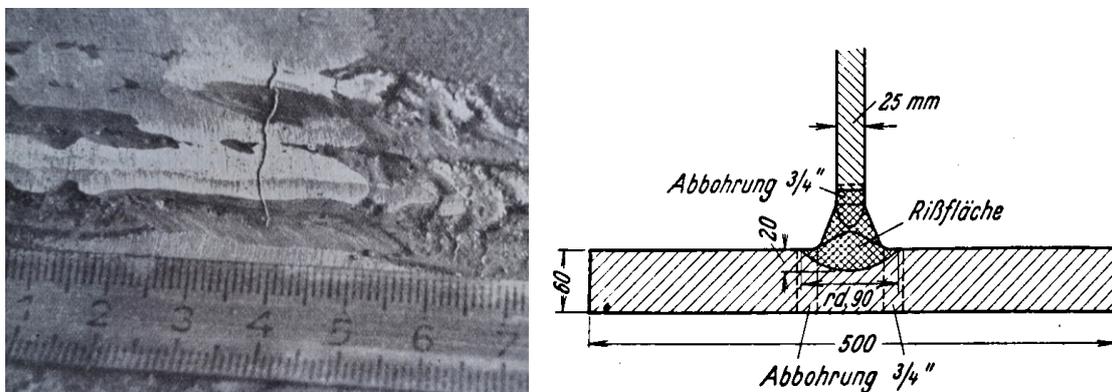


Abb. 28: Rissstelle nach magnetischen „Durchfluten“ und Teilfreilegung durch Anschleifen der Schweißnaht (links) und Querschnitt der Rissstelle (rechts) (Kommerell 1940)

Daraufhin wurden die Überbauten (nach anfänglichen Diskussionen zur Notwendigkeit) ausgebaut und durch eine genietete Konstruktion ersetzt. Dies hing mit einer Anordnung seitens der Reichsbahn zusammen, welche verfügte, dass bis zur Klärung der Schadensfälle keine Stahlbrücken größerer Stützweite aus St 52 in geschweißter Form hergestellt werden durften (Kommerell 1940)

Rein äußerlich waren die Risse kaum sichtbar. Wie gefährlich diese waren, zeigte sich erst nach Freilegung in der Mechanischen Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts in Berlin. Dort wurde festgestellt, dass ein Teil des Stegblechs und der Gurtung nach dem Schweißen beim Abkühlvorgang gerissen sein müssen. Der dabei zur Anwendung gekommene höherwertige Baustahl St 52 hatte die in Tabelle 12 dargestellte chemische Zusammensetzung, welche nicht im Widerspruch stand zu den während der Bauzeit gültigen Vorschriften (Kommerell 1940, Schaper 1949).

Element / Bauteil	Stegblech	Gurt (Wulstprofil)
Kohlenstoff	0,18%	0,25%
Mangan	1,22%	1,20%
Phosphor	0,027%	0,029%
Schwefel	nicht bestimmt	0,023%
Silizium	0,37%	0,80%
Chrom	0,10%	0,02%
Molybdän	<0,10%	-
Kupfer	0,40%	0,50%
Stickstoff	0,0067%	0,0120%

Tabelle 12: Chemische Zusammensetzung der verwendeten Stähle (Kommerell 1940)

Es zeigte sich im Ergebnis, dass der Stahl eine unverhältnismäßig hohe Streckgrenze mit 44 kg/mm² (alte Einheitsangabe) hatte und eine Bruchdehnung von 24% aufwies. Der Werkstoff konnte somit gute technologische Eigenschaften vorweisen, die sich aber in den weiteren Untersuchungen als weniger schweißgeeignet herausstellten (Kommerell 1940).

Zur Untersuchung, ob Härtungserscheinungen am Übergang des Schweißgutes zum Grundwerkstoff ursächlich waren, wurde die Bruchfestigkeit mit 60 kg/mm² im Anlieferungszustand mit jener nach dem Abschrecken, welche auf 120 kg/mm² anstieg, verglichen. Anhand dessen konnte nachgewiesen werden, dass der Werkstoff tatsächlich stark zu Härtungserscheinungen unter dem Einfluss von hohen Temperaturwechseln neigte. Zusätzlich musste untersucht werden, wie sich diese Verhältnisse beim Schweißen und beim Abkühlen der Schweißnaht einstellten. Die Versuche zeigten, dass der Werkstoff in Folge des Schweißvorganges neue Eigenschaften angenommen hatte, die mit den Voraussetzungen zur Schweißeignung gemäß den technischen Vorschriften, welche einen homogenen Werkstoff vorschrieben, nicht mehr erfüllt waren. Dies war eine neue Erkenntnis. Parallel wurde untersucht, warum der St 52 wie in Tabelle 12 zuvor gezeigt, derart hergestellt wurde, dass eine Streckgrenze von 44 kg/mm² erreicht wurde, wobei die Vorschriften diese bei 36 kg/mm² vorgaben. In der Folge wurden bezüglich der Ursachen, die zu den Schadensfällen führten, die zu hohen Legierungsbestandteile der verwendeten Baustähle verantwortlich gemacht. Zusätzlich habe die nicht vorteilhafte chemische Zusammensetzung des Stahls beim Schweißvorgang in den dicken Gurtplatten zu Aufhärtungen geführt, wodurch diese Bereiche unter der Einwirkung der Schrumpfspannungen während des Abkühlvorganges nach dem Schweißen gerissen seien (Kommerell 1940).

Man sah eine Verbesserungsmöglichkeit über die Begrenzung der Legierungsbestandteile des höherwertigen Baustahls St 52 als notwendig an. Die Deutsche Reichsbahn hat daraufhin folgende Höchstwerte an Legierungselementen für den St 52 vorgeschrieben (siehe Tabelle 13). Zusätzlich wurde Mangan mit 0,30% oder Chrom mit 0,40% oder Molybdän mit 0,20% zugelassen. Weiterhin wurde die Mindeststreckgrenze im Dickenbereich $> 30 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm}$ auf 34 kg/mm^2 heruntergesetzt (Kommerell 1940).

St 52 neu	
Element	Anteil in [%]
Kohlenstoff (C)	0,20
Silizium (Si)	0,50
Mangan (Mn)	1,20
Kupfer (Cu)	0,55
Phosphor (P)	0,06
Schwefel (S)	0,06
P + S	0,1

Tabelle 13: Neu festgelegte chemische Zusammensetzung des St 52 (Kommerell 1940)

Im Anschluss erfolgten umfangreiche Versuche mit Aufschweißbiegeproben. Sie wurden zur Überprüfung und zum Nachweis der Aufhärtung angeordnet, welche nachfolgend allgemein durch die Reichsbahn zur Prüfung von Werkstoffen von Gurtplatten auf ihre Eignung der Schmelzschweißbarkeit bei Dicken über 30 mm eingeführt wurden und nachzuweisen waren. Anhand von Druckversuchen an geschweißten Proben wurde der Biegewinkel bestimmt, welcher sich im Bogenmaß ergibt (Kommerell 1940):

$$\alpha = \frac{2 \Delta l}{t}$$

Bei einer größeren Blechdicke t wird der Biegewinkel α kleiner, aber je besser die Dehnung ist, umso größer der Winkel. Im Ergebnis wurde der Einfluss der Gurtplattendicken erkannt, dass bei zunehmender Dicke die durch den Schweißvorgang eingeleitete Wärme umso schneller abgeleitet wurde. Zusätzlich wurden die Verhältnisse ungünstiger, je dünner der Schweißdraht gewählt wurde. In weiteren Versuchen, bei denen Probekörper mit nahezu gleichem Material und Konstruktion geschweißt wurden, zeigte sich, dass die Probe unabhängig von der Schweißnahtnachbehandlung, die ersten Anrisse allgemein von der Übergangszone und nicht (wie erwartet) von der Oberfläche ausgingen. Bei der Probenerstellung wurde dabei auf das Vorwärmen und Ausglühen der Probe verzichtet, um Verhältnisse zu schaffen, wie sie zur Zeit der Erstellung dieses Brückenbauwerkes galten. Als weitere Erkenntnis zeigte sich, dass die Schweißverbindung eine möglichst große Verformungsfähigkeit besitzen sollte. Aufgrund des erkannten großen Einflusses der Wärme auf die Schweißreignung des Stahls St 52 wurden in der Folge über Versuchsschweißungen die kompatiblen Schweißdrähte und Schweißbedingungen bestimmt, wie das Vorwärmen der Bauteile auf 200° und 300° Celsius (Kommerell 1940).

Die wichtigsten Erkenntnisse aus den umfangreichen Versuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen.

- a.) Die chemische Zusammensetzung des Stahls war nicht allein maßgebend. Von entscheidender Bedeutung war die metallurgische Behandlung des verwendeten Materials. Das Normalglühen erwies sich als Vorteil, war aber als alleinige Maßnahme nicht ausreichend.
- b.) Beim St 37, welcher werkstoffmäßig ebenfalls untersucht wurde, stellte sich heraus, dass der Siemens-Martin-Stahl aufgrund seines größeren Reinheitsgrades bei Plattendicken > 20 mm geeigneter erschien.
- c.) Die Härtemessung nach dem Schweißvorgang zeigte, dass die absolute Härte nicht als Kriterium herangezogen werden sollte.
- d.) Röntgenmessungen der Kristallstrukturen des Stahls hatten ergeben, dass in der Nähe der Schweißnaht infolge von Schrumpfung aus dem Abkühlvorgang hohe Zugeigenspannungen auftraten, welche durch Druckspannungen am Rand das Gleichgewicht hielten (siehe Abb. 29). In der Darstellung ist ebenfalls ersichtlich, dass bei Verringerung der Plattenbreite sich die Druckspannungen ändern, was zur Folge hat, dass sich die Spannungsspitzen in der Mitte verringern. Es wurde festgestellt, dass in der Nähe der Übergangszone zur Schweißnaht Zugeigenspannungen vorhanden waren, die quer und längst zur Platte in der Größenordnung annähernd gleich waren (Kommerell 1940).

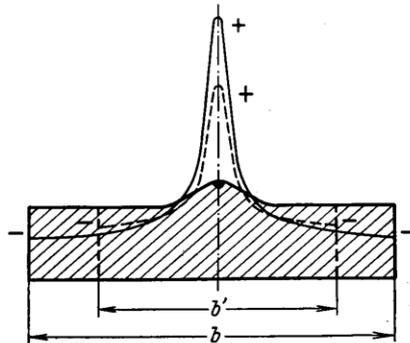


Abb. 29: Änderung des Spannungsbildes bei Verringerung der Probengeometrie (Kommerell 1940)

- e.) Zur Verhinderung der Abschreckwirkung beim Schweißen, um die Entstehung von hohen Spannungsspitzen zu vermeiden, war es ausreichend die 50 mm dicken Platten auf 200° bis 300° Celsius vorzuwärmen. Dieser Effekt konnte bei einem nachträglichen Erwärmen festgestellt werden, während die Schweißung bei Raumtemperatur erfolgte.
- f.) Die in Versuchen untersuchten Schweißnahtgeometrien zeigten, dass Verstärkungen der Gurtung durch weitere Gurtplatten, welche mittels Kehlnähten angeschlossen wurden, nicht nachteilig sind.
- g.) Das beobachtete Phänomen, dass Probekörper mit aufgeschweißter Längsnut ohne plastische Verformungen in Versuchen bei kleinen Biege winkeln zu Trennbrüchen führten, wurde auf die Formänderungsbehinderung durch einen dreiaxigen Spannungszustand zurückgeführt. Dieser Spannungszustand sollte weiter untersucht werden, da er unter Umständen für die Standsicherheit des Bauwerkes als gefährlich angesehen wurde (Kommerell 1940).

Risse an der Autobahnbrücke bei Rüdersdorf

Interessanterweise wurde die Autobahnbrücke bei Rüdersdorf erst nach dem Bekanntwerden des Schadensfalls an der Hardenbergstraße in Berlin hergestellt, so dass man besondere Sorgfalt bei der Herstellung der Stumpf- und Kehlnähte walten ließ und diese anschließend mittels

Röntgenaufnahmen zur Qualitätssicherung untersuchte. Die gefundenen schadhaften Stellen wurden ausgebessert und erneut geprüft, so dass von einem einwandfrei geschweißten Überbau ausgegangen wurde (Kommerell 1940).

Aus der Abb. 30 ist ersichtlich, dass es sich bei der Autobahnbrücke Rüdersdorf (linkes Foto) wie bei dem zuvor geschilderten Bauwerk um eine vollständig geschweißte Brücke aus St 52 großer Stützweite (Gesamtlänge 700 m) handelte (Kommerell 1940).

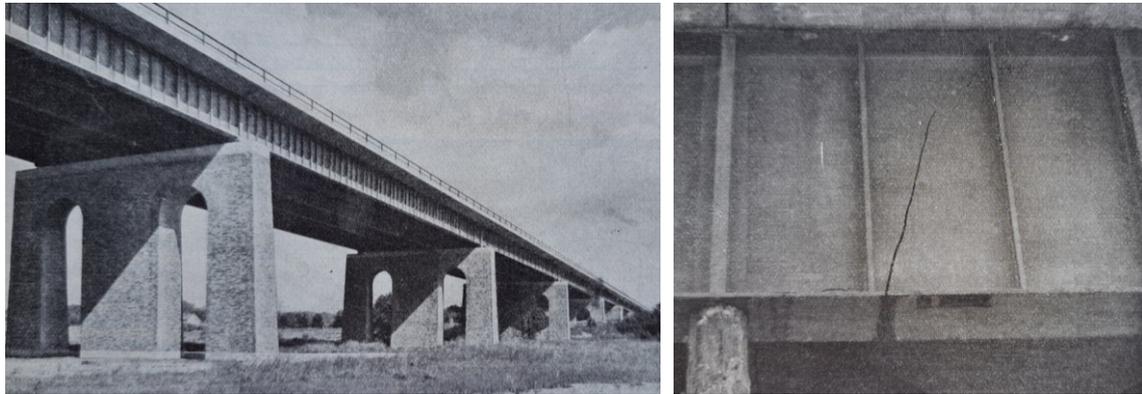


Abb. 30: Autobahnbrücke bei Rüdersdorf (links) und Riss im Hauptträger der Brücke (rechts) (Kommerell 1940)

In der Nacht vom 2. zum 3. Januar 1938 trat begleitet von einem lauten Knall ein Riss am Untergurt auf, welcher sich scheinbar nachträglich ins Stegblech fortsetzte, bis fast zum Obergurt wie in Abb. 30 (rechts) dargestellt. Es handelte sich um einen verformungslosen Trennbruch. Der ca. 30 mm breite und rund 3 m lange Riss entstand in der Nähe der Momentennullpunkte. Dabei blieb der Stegblechstumpfstoß (siehe Abb. 31 links), der über die Kehlnaht mit der unteren Kopfplatte verbunden war, unversehrt. Der dargestellte Schrägstoß der Gurtplatte hatte nicht versagt, obwohl er nur ca. zwei Meter neben dem entstandenen Riss entfernt lag. Auf der rechten Seite der Abb. 31 sind die Dickenverhältnisse der schlank ausgebildeten Stege zu den dicken Gurtplatten dargestellt.

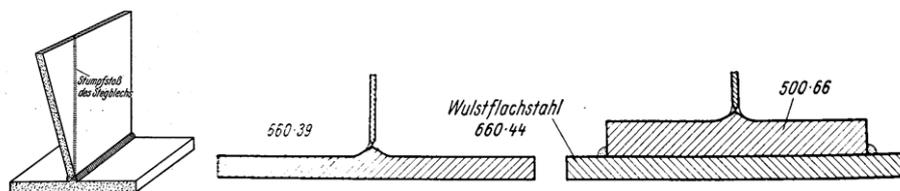


Abb. 31: Detailansichten Untergurtbereiche der Autobahnbrücke Rüdersdorf (Kommerell 1940)

In derselben Nacht des Januars 1938 trat ca. zwei Stunden nach dem ersten Vorfall an einem weiteren Hauptträger dieser Brücke ein Riss ähnlicher Größe auf, welcher ebenfalls durch einen lauten Knall begleitet wurde. Beide Ereignisse traten unter statischer Belastung ein. Infolgedessen wurde verfügt, dass kein Brückenbauwerk aus St 52 mehr in geschweißter Form ausgeführt werden sollte (Kommerell 1940). Man kehrte in diesen Fällen zur Niettechnik zurück.

Auch dieser Schadensfall wurde in der Mechanischen Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamtes in Berlin untersucht. Hierfür wurden die schadhaften Bauteile aus den Hauptträgern herausgetrennt. Im Initialbereich wurde eine erbsengroße Fehlstelle an der Schweißwurzel aufgedeckt. Da das Versagen unter rein statischer Last eintrat, wurden weitere Ursachen vermutet (Kommerell 1940). Die festgestellte Größe der Poren der Schweißnähte an den Bruchstellen wurden als nicht

ursächlich eingestuft. Ein gewisser Porengehalt in Schweißnähten war nicht vermeidbar und wurde bis zu einer gewissen Größe und Anzahl akzeptiert - wohlwissend, dass diese nicht optimal sind. Die Schweißverfahren ließen eine bessere Ausführung noch nicht zu. Die Untersuchung des Grundwerkstoffes ergab, dass es bzgl. der chemischen Zusammensetzung und der technologischen Eigenschaften keine Beanstandungen gab. Wie die Werte der Tabelle 14 zeigen, entsprach der St 52 den Empfehlungen als Konsequenz aus dem Schadensereignis der Hardenbergstraße in Berlin 1936 (Kommerell 1940).

St 52 neu Rüdersdorf			
Element	Anteil	Element	Anteil
Kohlenstoff (C)	0,20%	Schwefel (S)	0,02%
Silizium (Si)	0,59%	Chrom (Cr)	0,03%
Mangan (Mn)	1,00%	Nickel (Ni)	0,03%
Phosphor (P)	0,06%	Kupfer (Cu)	0,34%
Zugfestigkeit		≈ 58 kg/mm ²	
Streckgrenze		35 - 39 kg/mm ²	
Dehnung		24 - 30%	

Tabelle 14: Chemische Zusammensetzung des Grundwerkstoffes St 52 der Autobahnbrücke Rüdersdorf (Kommerell 1940)

Die weitere Ursachenforschung gestaltete sich aufwendig. Es wurden Aufhärtungsbereiche identifiziert, die Schweißarbeiten im Winter zugeordnet werden konnten und zu den späteren Anpassungen führten. Diese waren am Versagensereignis aber nicht beteiligt. Durch die Art und Weise, wie die Stegblechanschlüsse eingebracht wurden, wurde eine für den Baubereich gänzlich neue Theorie aufgenommen, dass ein mehrachsiger Spannungszustand in der Schweißnaht ursächlich sein könnte. In der Folge wurde die Bauteilgeometrie der Rüdersdorfer Brücke am Modell im verkleinerten Maßstab rekonstruiert und an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart in Versuchen unter mehrachsiger Beanspruchung untersucht. Es war bekannt, dass aufgrund des Größeneinflusses die Ergebnisse nicht 1:1 übertragbar waren (Kommerell 1940).

3.1.4 Erkenntnisse und Anpassungen

Ein wichtiger Parameter der Umwelteinflüsse in Bezug auf Brücken ist die Korrosion. Für detailliertere Informationen zur Korrosion wird auf (Radaj 2007) verwiesen. Im Ergebnis der gesamthafte Untersuchungen wurden die folgenden drei wesentlichen Aspekte identifiziert (Kommerell 1940):

- a.) Bezüglich der technologischen Eigenschaften des Werkstoffes musste sichergestellt werden, dass der Stahl nach dem Schweißvorgang eine ausreichend große Verformungsfähigkeit besitzt.
- b.) Die Aspekte der baulichen Durchbildung bzgl. mehrachsiger Spannungszustände und des Einflusses von Schrumpfspannungen aus dem Schweißvorgang sollten optimiert werden.
- c.) Der letzte Punkt galt dem Schweißverfahren selbst, insbesondere der technischen Ausführung und den notwendigen Vorgaben zur Gewährleistung der Qualität

Zu a.) Konsequenzen für Grund- und Zusatzwerkstoffe für geschweißte Konstruktionen

Die Grundvoraussetzung an die Baustähle stellte die geforderte Schweißeignung. Gemäß den gültigen DIN-Normen für die Stähle galt der Handelsbaustahl als schweißbar, während die Deutsche Reichsbahn über die technischen Lieferbedingungen für den Baustahl St 52 den Nachweis der Eignung für die Schmelzschweißung verlangte. In den DIN-Normen für St 00, St 37 und den Handelsbaustahl waren keine Höchstgehalte an Kohlenstoff (C), Phosphor (P) und Schwefel (S) vorgeschrieben. Für den St 37.11 in normaler Thomas- oder Siemens-Martin-Güte war angegeben, dass dieser Werkstoff nicht immer gut schweißbar war. Da die Schweißbarkeit nicht gesondert überprüft wurde und es einige Werke ablehnten eine Gewährleistung zu übernehmen, bis es Vorgaben und Vorgehensweisen zum Nachweis der Schweißeignung der Werkstoffe gab, bestand die Notwendigkeit, diese einheitlich zu regeln. Hier wirkte sich zusätzlich der Umstand aus, dass die chemische Zusammensetzung der Stähle noch nicht vorgegeben war. Aus diesem Grund wurden die Normenblätter DIN 1612, DIN 1621 etc. bzgl. der Reinheitsgrade an C, P und S zur Erzielung der Schweißbarkeit überarbeitet (Kommerell 1940).

Infolgedessen musste bei der Bestellung angegeben werden, ob der Baustahl für eine genietete oder geschweißte Konstruktion verwendet wurde. Bei Walzerzeugnissen > 25 mm war zusätzlich vorgegeben, dass nur Siemens-Martin-Stahl zur Anwendung kommen durfte. Die Siemens-Martin-Güte musste explizit bei der Bestellung gefordert werden, da der Stahl teurer gegenüber der Thomas-Güte war. Da der Handelsbaustahl St HB und St 00.12 allgemein betrachtet schweißbar waren, aber dafür keine Gewähr übernommen wurde (siehe Tabelle 15), konnten diese beiden Werkstoffmarken nicht für geschweißte Stahlbrücken verwendet werden (Kommerell 1940).

Markenbezeichnung	Herstellverfahren	Höchstgehalte in %					Schmelzschweißbarkeit
		C	P	S	P + S	Überschreitung am fertigen Stück *)	
St 00.12	Thomas oder Siemens-Martin (nach Wahl des Herstellers)	nicht gewährleistet					nicht gewährleistet
St HB (Handelsbaustahl)							
St 37.12	Thomas	0,16	0,09	0,06	0,13	20 für C, 40 für P, S und P + S	gewährleistet**) bei Breitflachstahl, Gurtplatten mit Stegansatz, Nasenprofilen u. dgl., wenn Dicke ≤ 25 mm beträgt, für andere Walzwerkezeugnisse bis 50 mm Dicke
	Siemens-Martin	0,20	0,06	0,06	0,10	20 für C, 40 für P, S und P + S	gewährleistet bei Walzwerkezeugnissen bis 50 mm Dicke
<small>*) über den ganzen Querschnitt genommen - die angegebenen Höchstgehalte an C, P und S beziehen sich auf die Schmelzanalysen. Es muss damit gerechnet werden, dass infolge von Seigerungen im Block in einzelnen Querschnitten des fertigen Werkstücks bei Entnahme der Proben über den ganzen Querschnitt die in Spalte S angegebene Überschreitungen vorkommen. **) Bei Blechen St 37.21 in Thomasgüte ist die Schweißbarkeit nur bei Dicken ≤ 20 mm gewährleistet.</small>							

Tabelle 15: Chemische Zusammensetzung und Schmelzschweißbarkeit (Kommerell 1940)

Die Fußnote in Tabelle 15 verweist auf eine wichtige Information, dass für Bleche St 37.21 in Thomastgüte die Schweißbarkeit nur bis 20 mm Blechdicke gewährleistet wurde. Im Umkehrschluss ist bei bestehenden Eisenbahnbrücken, bei welchen Bleche in Thomastahl ausgeführt

wurden, diese für geschweißte Konstruktionen eine maximale Dicke von 20 mm nicht überschreiten sollten. Bei Feststellung einer Überschreitung der Dicke sollten weiterführende Untersuchungen bezüglich der Thomasgüte, der chemischen Zusammensetzung und zur Schweißbeignung durchgeführt werden.

Die Schweißbeignung musste für **St 37** bei Dicken > 30 mm über den **Aufschweißbiegeversuch**, bei dem keine Probe durchschlagen durfte (kein Trennbruch), nachgewiesen werden. Die Reichsbahn hatte dies über die „Vorläufigen Technischen Lieferbedingungen“ Drucksache 918 02 für Formstahl, Stabstahl etc. und Drucksache 918 162 für Grobbleche vorgegeben. In Abb. 32 ist die Probengeometrie für den Versuch dargestellt. Die Schweißnaht musste unter Aufsicht eines Abnahmebeamten bei ca. 20° Celsius mit einem vom Walzwerk als geeignet vorgegebenen Schweißdraht von 5 mm in einer einzigen Lage geschweißt werden. Wärmebehandlungen durften an den Proben nicht vorgenommen werden (Kommerell 1940).

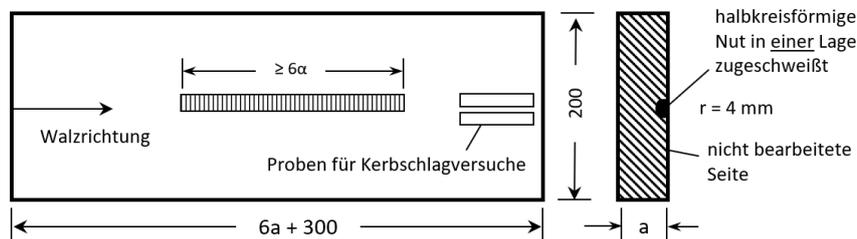


Abb. 32.: Aufschweißbiegeprobe mit vorgegebenen Abmessungen nach DS 918 02 (1940)

Die bei den Schadensfällen untersuchten Stähle wiesen Biegewinkel von $\leq 20^\circ$ auf. Aus der von *Kommerell* entwickelten Formel (Die Bautechnik 1937, Heft 12, S.152ff., ohne Autor) für einen Biegewinkel α bei einer Dehnung Δl ergibt sich:

$$\alpha^\circ = \frac{2 \Delta l}{a} \cdot \frac{360}{2 \pi}$$

und bei einer Dicke $a = 50$ mm:

$$\alpha = 30^\circ = \frac{2 \Delta l}{50} \cdot \frac{360}{2 \pi}$$

Infolgedessen ergibt sich $\frac{\alpha}{30} = \frac{50}{a}$ oder $\alpha^\circ = \frac{1500}{a}$ für die im Versuch zu erreichenden Biegewinkel (in Anlehnung):

- 50° bei Plattendicken von 30 mm,
- 40° bei Plattendicken von 40 mm und
- 30° bei Plattendicken von 50 mm (Kommerell 1940).

Der Versuch musste bis zum Bruch, mindestens bis zu einem Biegewinkel von 90° fortgesetzt werden. Der Werkstoff wurde als ungeeignet eingestuft, wenn:

- die Probe verformungslos getrennt wurde durch Risse im Schweißgut, die über den Querschnitt bei Fortsetzung des Biegevorganges über die gesamte Dicke ohne Verformung durchschlug oder
- nur ein Teil der Probe verformungslos durchschlug und der Riss z.B. durch Schlackenzeilen in einer Schichtung aufgefangen wurde (Kommerell 1940).

Da der Einfluss von Phosphor und Schwefel auf die Schweißbeignung der Stähle nicht vollständig bekannt war, handelte es sich bei den beschriebenen Konsequenzen aus den Schadensfällen um vorläufige Regelungen (Kommerell 1940).

In Bezug auf den höherwertigen Baustahl **St 52** war es gelungen, die Herstellung derart anzupassen, dass dieser Stahl in der Aufschweißbiegeprobe nicht durchschlug (Kommerell 1940).

Mit Erlass vom 29. Dezember 1939, welcher bahn- und straßenseitig herausgegeben wurde, wurde den Baustahl St 52 betreffend folgendes festgelegt (Kommerell 1940):

- der Baustahl St 52 wurde neuartig auf Mangan-Silizium-Basis hergestellt.
- Die Mindeststreckgrenzen der Walzerzeugnisse St 52 mussten folgende Werte erreichen:
 - 36 kg/mm² bei Dicken ≤ 18 mm,
 - 34 kg/mm² bei Dicken $> 18 \leq 30$ mm und
 - 32 kg/mm² bei Dicken $> 30 \leq 50$ mm.
- Für genietete Brücken sollten vorläufig keine Walzerzeugnisse mit Dicken > 30 mm zur Anwendung kommen.
- Zum Nachweis der Schweißbeignung konnte vorläufig nur die Aufschweißbiegeprobe als Kriterium herangezogen werden (Kommerell 1940).

In der Konsequenz wurde unter Abwägung der Erkenntnisse für die Lieferung des höherwertigen Baustahl St 52, welcher für geschweißte Stahlbauten zur Anwendung kommen sollte, nachfolgende Bestimmungen herausgegeben (Kommerell 1940):

- Der Siemens-Martin-Stahl musste ein einwandfreies Gefüge besitzen und frei von Schlackeneinschlüssen sein.
- Stabstähle und Bleche mit Dicken ≥ 30 mm waren normal gegläht zu liefern.
- Die Verwendung dickerer Walzerzeugnisse > 50 mm war vorläufig nicht gestattet.
- Die Walzerzeugnisse mussten beim Aufschweißbiegeversuch einen zähen Verformungsbruch zeigen.
- Die Schweißraupenbiegeprobe sollte vorläufig bei Dicken ≤ 30 mm durchgeführt werden.
- Brücken aus St 52 durften wieder in geschweißter Form ausgeführt werden, wenn der Stahl St 52 seitens des Reichsbahn-Zentralamtes in Berlin zugelassen wurde.
- Die Bestellung für die Walzwerke musste die Angabe enthalten, ob der bestellte Stahl für eine genietete oder geschweißte Konstruktion zur Anwendung kommen sollte (Kommerell 1940).

Bezüglich des Thomasstahls wurden keine Anforderungen definiert, wodurch dieser gemäß den vorherigen Ausführungen bis 20 mm Dicke für geschweißte Konstruktionen verwendet werden durfte.

In Bezug auf die Bemessung von geschweißten Eisenbahnbrücken wurde die folgende Vorgehensweise favorisiert. In der Berechnung von Brücken in der E- und G-Streckenategorie (Lastenzüge N und E, siehe Kap. 3.4.2) sollten weiterhin die zulässigen Spannungen bei tragenden Bauteilen mit Dicken $30 < t \leq 50$ mm nicht reduziert werden. Sollte in der Abnahmenachweisung festgestellt werden, dass die erforderliche Streckgrenze in einzelnen Teilen unter 34 kg/mm² liegt, sollte die Brückenklasse um eine Stufe herabgesetzt werden. Bei einer Höherstufung der Brückenklasse sollten Verstärkungen nur in den Bereichen zu niedriger Streckgrenze ausreichen (Kommerell 1940).

Die verwendeten **Schweißdrähte** sollten möglichst geringe Anteile an Phosphor und Schwefel enthalten. Man hoffte mit reinen Schweißdrähten die Probleme, die in Zusammenhang mit einem hohen Phosphorgehalt bei Anwendung von Thomasstahl entstehen konnten, zu eliminieren. Hohe Schwefelgehalte konnten zur Warmrissigkeit führen (Rotbruch). Hingegen konnten hohe Phosphorgehalte zu Grobkornbildung in der Nähe der Schweißnaht führen, was eine Rissinitiierung neben der Schweißnaht nach sich ziehen konnte (Kommerell 1940).

Zu b.) Konsequenzen für die konstruktive Ausbildung

Die bei den Schadensfällen verwendeten Profile stellten sich aufgrund der schnellen Wärmeableitung beim Schweißvorgang als ungünstig heraus. T-förmige Querschnitte sollten stattdessen bevorzugt werden (Kommerell 1940).

An der Dickenbegrenzung für Gurtplatten bei 50 mm wurde festgehalten. Bei Erfordernis von größeren Dicken wurde das Aufplatten durch weitere Gurtplatten, welche mittels durchgängiger Kehlnähte über die gesamte Länge angeschweißt wurden, als unkritisch angesehen (Kommerell 1940).

Zu c.) Konsequenzen für die technische Ausführung in der Schweißtechnik

Im Ergebnis der umfangreichen Untersuchungen wurden folgende neue Regelungen für die technische Ausführung des Schweißens als Konsequenz aus den Schadensfällen festgelegt (Kommerell 1940):

- Während des Schweißvorgangs mussten die zu verschweißenden Stahlbauteile vor Zugluft und großer Kälte geschützt werden. Da kleine Mengen an Stickstoff im Schweißgut die Haltbarkeit beeinträchtigen konnten, wurde bei Verwendung nackter Schweißdrähte auf die Gefahr der Stickstoff- und Sauerstoffaufnahme aus der Luft hingewiesen. Bei Verwendung von umhüllten Schweißdrähten hatte die Umhüllung den vorrangigen Zweck den Lichtbogen inklusive des übergehenden flüssigen Metalls vor Zutritt des Sauerstoffs und des Stickstoffs aus der Luft zu schützen. Durch die Umhüllung bildeten sich Gase, welche den Lichtbogen umgaben.
- Vor Beginn der Schweißarbeiten mussten Rost- und Zunderschichten und die Walzhaut gründlich entfernt werden. Die Schweißdrähte mussten vollständig trocken sein.
- Das Vorwärmen der Schweißkanten auf 200° bis 300° Celsius wurde bei Querschnittsdicken > 30 mm empfohlen.
- Aufgrund des Wärmeflusses durften die Schweißdrähte nicht zu dünn gewählt werden. Die Dicke musste anhand der zu verschweißenden Stahlbauteile bemessen werden.
- Infolge der zu beachtenden Kerbwirkung von Ansatzstellen, welche im Brückenbau von Relevanz waren, musste darauf geachtet werden, dass beim Ansatz des Folge-Schweißdrahtes das Schweißgut nicht erkalten durfte. Für den Fall, dass es erkaltet war, war das Schweißgut vor dem weiteren Schweißvorgang zu erhitzen. Da die Ansatzstellen als besonders gefährdet galten, mussten diese im Zuge der Qualitätssicherung gesondert geprüft und untersucht werden.
- Das Nachbessern von Fehlstellen im Grundwerkstoff anhand von Aufschweißungen sollte untersagt werden, da diese bei dickeren Querschnitten zu gefährlichen Aufhärtungen führen konnten. Dagegen war erlaubt, solche Stellen sorgfältig auszuschleifen, so lange die Vertiefung nicht grösser war als die zulässigen Dickenabweichungen des Bleches.

- Bei Vorkommen von Schweißspritzern waren diese sorgfältig zu entfernen. Danach mussten die Stahlbauteile an den beschädigten Stellen örtlich erwärmt werden.
- Bei notwendigen Drehungen und Verschiebungen der Stahlbauteile während des Schweißvorgangs sollte darauf geachtet werden, dass die ausgeführten Schweißnähte nicht auf Biegung beansprucht werden. Dies galt für Verbindungsnahte der Gurtungen mit dem Stegblech, insofern die Stegblechsaussteifungen noch nicht eingeschweißt waren.
- Bei Ausführung von geschweißten Brücken mit Blechdicken über 30 Millimeter sollte grundsätzlich eine Probelastung als Vorbelastung vor Inbetriebnahme erfolgen, bei welcher die Lasten und Laststellungen möglichst derjenigen der Annahmen der Festigkeitsberechnung entsprachen (Kommerell 1940).

Aus den aufgezeigten Konsequenzen werden die hohen Anforderungen an die Schweißverfahren deutlich. Die teilweise strengen Vorgaben werden heute nicht mehr in der Form berücksichtigt, wobei ein Teil der Schweißarbeiten im Werk automatisiert ablaufen und die Unterschiede in der Handwerklichkeit ausgeschlossen werden. Es erfolgte der wichtige Hinweis der Probelastung, auch wenn die Gründe nicht angegeben waren, kannte man den Vorteil zum Abbau der Spannungsspitzen bei korrekter Ausführung, die sich im Zuge des Erkaltes nach dem Schweißvorgang vorrangig ausbilden.

Anfang der 1940er Jahren wurden wertvolle Erkenntnisse und Verbesserungen in folgenden Gebieten erzielt:

- in Bezug auf die Unterschiede des Einflusses statischer und dynamischer Beanspruchung zwischen Stahlbauten des Hochbaus und des Brückenbaus,
- zu Schweißdrähten,
- Schweißverfahren,
- Schrumpf- und Schweißspannungen und
- zu zerstörungsfreien Prüfmethode.

Auswertung

Im Ergebnis zeigt sich, welcher grundlegenden Einfluss das Material haben kann, wenn die technologischen Eigenschaften oder die chemische Zusammensetzung für die Anwendung im geschweißten Stahlbrückenbau nicht vorteilhaft sind. Es wurde als glücklicher Umstand bei den betrachteten Schadensfällen bezeichnet, dass das Schweißgut und der Werkstoff an den Bruchstellen in Ordnung war. Es wurde erkannt, dass durch das Zusammenwirken mehrerer ungünstig wirkender Faktoren die Schäden eintraten, auch wenn nicht alle Ursachen eindeutig geklärt werden konnten (Kommerell 1940).

In den Ausführungen von (Kommerell 1940) fehlte eine wichtige Information, dass ein Schadensfall bei einem außergewöhnlichen Temperaturereignis eingetreten ist, bei dem innerhalb kürzester Zeit (ca. einer Stunde) die Temperatur um 10 K in den Minusbereich abgefallen ist. In dieser Nacht hat es infolgedessen an mehreren Brücken in Europa Schäden gegeben (Sahling, Latzin 1952).

Diese Fälle haben in der Konsequenz zu wichtigen Anpassungen geführt, die teilweise noch heute Gültigkeit besitzen. Dadurch wurden wichtige Einflussfaktoren (wie u. a. der mehrachsige Spannungszustand) identifiziert, die die Schweißtechnik infolge der umfangreichen europaweiten

mehnjährigen Forschungen schneller voranbrachten trotz der zeitweiligen Einschränkungen und Konsequenzen. Im Nachgang können die beiden Schadensfälle (und weitere, die es gegeben hat, die aber nicht näher ausgeführt wurden) als Glücksfall betrachtet werden. Es ist kein vollständiges Versagen einer Brückenkonstruktion in Folge der Risse eingetreten, was für eine hohe Redundanz des Gesamtsystems spricht. Es kamen keine Personen oder Fahrzeuge zu Schaden. Dennoch haben die intensiven Forschungen die Schweißtechnik sicherer gemacht und dies innerhalb kürzester Zeit.

Eine gesonderte Thematik stellten Fachwerkbrücken dar. Die Erfahrungen waren nicht so weit gediehen, die feingliedrigen Elemente dieses Brückentyps in der Form anzupassen und zu vereinfachen, so dass vollständige Schweißnähte möglich waren. Zum anderen fehlten die Berechnungsgrundlagen, welche sich in der Entwicklung befanden. So wurden anfangs nur einwandige leichte Binder geschweißt (Sahling, Latzin 1952). Aufgrund der Notwendigkeit der zügigen Wiederherstellung von überwiegend großen Fachwerkbrücken nach dem 2. Weltkrieg, wo 1945 viele mit strategischer Bedeutung über Flussläufe gesprengt wurden, ging man dazu über, die Stäbe geschweißt und die Anschlüsse alt herkömmlich in Niettechnik auszuführen, was dazu führte, dass alle Anschlüsse im Werk geschweißt und nur die Baustellenstöße genietet wurden. Unabhängig davon wusste man damals, dass eine kombinierte Ausführung beider Verbindungstechniken innerhalb eines Konstruktionsdetails nachteilig für die Dauerhaftigkeit der Brücke sein kann. Noch heute existieren viele dieser Bauwerke in gemischter Ausführung aus den Jahren 1946 bis in die 1960er Jahre. In der nachfolgenden II. Generation wird auf diese Thematik eingegangen.

3.2 II. Generation von 1940 - 1950

Die als 2. Generation definierte Gruppe von geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken fällt politisch, wie wirtschaftlich gesehen in eine äußerst schwierige Zeit. Während des zweiten Weltkrieges (1939 – 1945) wurden verhältnismäßig wenige Stahlbrücken neu erstellt. Insbesondere in den letzten Kriegsjahren ruhten zusätzlich die wissenschaftlichen Tätigkeiten in Bezug auf den Stahlbau weitestgehend (Oelert 1947).

Warum Stahlbrücken, die diesen Zeitraum betreffen zu einer Generation zusammengefasst werden können, wird im Ergebnis der nachfolgenden Ausführungen deutlich.

Grundsätzlich sind zwei wesentliche Gruppen zu unterscheiden und differenziert zu betrachten. Erstens, neu erstellte Stahlbrücken und zweitens wiederaufgebaute stählerne Eisenbahnbrücken, die im Zuge des Krieges beschädigt oder zerstört wurden. Vor allem die Kriterien und Festlegungen zur Wiederverwendung der Altstahlkonstruktionen sind von Interesse, da ein nicht unwesentlicher Anteil dieser Brückenbauwerke noch heute in Betrieb sind.

3.2.1 Kriterien zum Wiederaufbau von Eisenbahnbrücken

Gegen Ende des Krieges wurden zahlreiche Eisenbahnbrücken zerstört, der größte Anteil durch Sprengungen, insgesamt 1453 Eisenbahnbrücken in der britischen Zone (nördlicher Bereich, Bezirke Köln und Hamburg). Dieser Wert entspricht rund 11,5 Prozent aller Eisenbahnbrücken der damaligen Reichsbahn (gesamtddeutsch). In der amerikanischen Zone (südlicher Bereich, u. a. Bezirke Stuttgart, Kassel, Frankfurt) wurden 885 zerstörte Eisenbahnbrücken erfasst, was rund 8,7 Prozent der Brückengesamtheit der Reichsbahn entsprach. Darunter wurden innerhalb der vereinigten britisch-amerikanischen Zone alle 14 großen Brücken über den Rhein (mit Ausnahme der Gitterfachwerkbrücke über den Rhein zwischen Waldshut und Koblenz), alle 14 Donaubrücken und alle 11 Bauwerke über die Weser zerstört. Von den drei Elbbrücken konnte eine beschädigte

Konstruktion behelfsmäßig weiter genutzt werden, während die anderen beiden ebenfalls nicht mehr nutzbar waren. Am 1. Juli 1947 waren in der britischen Zone 86 Prozent der zerstörten Brückenbauwerke wieder befahrbar und in der amerikanischen Zone lag der Anteil bei 96 Prozent. Rund zwei Drittel der Brücken wurden nur behelfsmäßig instandgesetzt und ein Drittel als endgültige Konstruktion (Ernst 1947, Oelert 1947).

Die Zahlen belegen, welche enorme Ingenieurleistung und Manpower erforderlich waren (trotz der Nachkriegsumstände), um dies unter den Rahmenbedingungen der Stahl-, Holz- und Zementknappheit zu bewerkstelligen (Ernst 1947, Oelert 1947). Auf der anderen Seite stellt sich die Frage, ob daraus Nachteile für die Konstruktionen resultieren in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit, da viele zerstörte Stahlkonstruktionen wieder verwendet wurden und ein gewisser Anteil dieser Bauwerke heute noch in Betrieb ist.

Gerade in der Stahlbauweise wurden große Vorteile gesehen, wie die Anpassungsfähigkeit der Konstruktion an örtliche Gegebenheiten, sowie die Eignung für Behelfsbauweisen gepaart mit einer kurzen Bauzeit, welche jahreszeitenunabhängig ist. Als weitere Vorteile wurden vermerkt, dass Stahlbrücken mit kleinen Stützweiten komplett im Werk (wieder)hergestellt und mittels verschiedenster Methoden (Längsverschiebung, Einschwimmen etc.) in Endposition gebracht werden konnten (Ernst 1947).

Der Umbau vorhandener, teils zerstörter und/ oder deformierter Stahlkonstruktionen birgt mehrere Risiken. Der Hitzeeintrag bei der Zerstörung (z.B. durch Brandbomben oder Sprengung) kann je nach Temperatureintrag und -höhe zu Gefügeänderungen und Rissen führen, welche sich nachteilig auf die Lebensdauer auswirken können (Bierett 1947).

Dennoch war die Wiederverwendung der alten Stahlkonstruktionen oder Teilen davon von großer Wichtigkeit, da in der Nachkriegszeit im geringen Umfang Stahl erzeugt wurde, woraus eine Baustahlknappheit resultierte. Es gab kritische Stimmen, die die zerstörten Konstruktionen als „Schrott“ ansahen und Bedenken hatten, die den hohen Temperaturen ausgesetzten Stahlteile wiederzuverwenden. Die erforderlichen Maßnahmen der Kalt- und Warmverformung zur Wiedereinsatzfähigkeit des Stahls wurden kritisch bewertet. Fachexperten hielten dagegen und argumentierten, dass der nach damaliger Begriffsdefinition verwendete Flussstahl als Siemens-Martin- oder Thomasstahl erzeugt per Definition gemäß DIN 1612 (3. Ausgabe März 1943) als Handelsbaustahl oder St 37 bezeichnet wurde und aufgrund seines Kohlenstoffgehaltes von circa 0,10 Prozent sich gut kalt oder warm verformen lässt (Bierett 1947). Dieser Aussage liegt eine Pauschalisierung zugrunde. Einerseits bestanden wesentliche Unterschiede in der chemischen Zusammensetzung zwischen Siemens-Martin-Stahl und Thomasstahl und zweitens wurden die Grenzwerte der chemischen Zusammensetzung erstmalig in der Nachfolgenorm DIN 17100 im Jahr 1957 festgeschrieben, so dass eine pauschale Annahme von 0,1 Prozent Kohlenstoffanteil nicht zutrifft. Weiterhin verallgemeinernd wurde die Alterungsempfindlichkeit des Stahls problematisch gesehen, da die Kaltverformung zu einer Abnahme der (damals verwendeten Begrifflichkeiten) Verformungsfähigkeit und Kerbzähigkeit innerhalb mehrerer Jahre allein bei Raumtemperatur führt (Bierett 1947). Die brandbedingte Altersversprödung des Werkstoffes und die zeitabhängige Stickstoffversprödung des aus der Thomasbirne gewonnenen Stahls waren bekannt. Wobei die Neigung je nach Herstellungsverfahren und chemischer Zusammensetzung variiert und differenziert betrachtet werden muss. Um diese wieder aufgearbeiteten Brückenbauwerke in Bezug auf ihre Restnutzungsdauer besser einordnen und bewerten zu können, sollen die damalige Vorgehensweise und die gewählten Kriterien nachfolgend betrachtet werden.

Kriterien der Wiederverwendung von Altstahl

Die durch Wärme bis starker Hitze ausgesetzten Konstruktionsteile, welche die mechanischen Eigenschaften des Stahls beeinflussen, wurden im Wesentlichen in vier Temperaturzonen unterteilt und differenziert betrachtet und bewertet (Bierett 1947).

a.) Temperaturen bis ca. 400° Celcius des Stahls

Man ging von einer natürlichen Alterung des Stahls im Temperaturbereich zwischen 200° bis 300° Celcius in beschleunigter Form aus. Die vorausgesetzte, vorangegangene Kaltverformung (z.B. durch Detonation – Absturz von Tragwerksteilen oder des gesamten Überbaus) bewirkt eine Herabsetzung der Kerbzähigkeit und Verformungsfähigkeit des Werkstoffes, bei gleichzeitigem Anstieg der Streckgrenze. Nach dem Abkühlvorgang bleibt die Altersversprödung des Stahls bestehen. Die Wiederverwendbarkeit wurde für vorwiegend statische Beanspruchungen als gegeben angesehen (Bierett 1947).

b.) Temperaturen von ca. 500° bis 650° Celsius des Stahls

Bei einem weiteren Anstieg der Temperaturen nehmen sowohl die Streckgrenze als auch Bruchgrenze ab bei gleichzeitiger Zunahme der Dehnung. Im Temperaturbereich von etwa 600° Celsius sinkt die Streckgrenze in den erlaubten Spannungsbereich und wird tiefer, was dazu führt, dass sich stark beanspruchte Konstruktionsteile stärker verformen. Der Stahl erhält nach dem Abkühlen seine ursprüngliche Streck- und Bruchgrenze wieder. Kerbzähigkeit und Dehnung können gleichzeitig etwas höher sein. Unter der Annahme, dass eingangs größere Kaltverformungen eintraten, welche im Material zu Grobkornbildungen (Rekristallisation) führten, geht die daraus resultierende Versprödung einher mit einer Verminderung der Kerbzähigkeit. Bei Stählen, deren Konstruktion eine Kaltverformung von circa 5 bis 10 % erfahren haben, konnte diese Thematik eindeutig beobachtet werden. Die Versprödungszustände werden nicht nachteilig eingestuft, da bei Neuwalzungen in dieser Zeit unter bestimmten Kriterien ähnliche Zustände auftreten konnten, die zu keiner Nutzungseinschränkung des Neumaterials führten (Bierett 1947).

c.) Temperaturen von ca. 650° bis 900° Celsius des Stahls

Im oberen Temperaturbereich zwischen ca. 650° bis 750° Celsius ist nach Einwirkung eine weitere Absenkung der Festigkeit und Streckgrenze zu beobachten, was sich in verlangsamer Form bis 800° Celsius fortsetzt. Zudem kann es verstärkt zur Grobkornbildung kommen. Sind Tragstrukturen im längeren Maße Temperaturen von ca. 830° bis 900° Celsius ausgesetzt, tritt Normalglühen ein, da die Temperaturen oberhalb des oberen Umwandlungspunktes liegen unter der Voraussetzung, dass keine schnelle Abkühlung stattfand. Dieses Szenario ist bei größeren Bränden gegeben und resultiert in starken Verformungen einzelner und gesamter Brückenbauteile. Derartig verformte Konstruktionen wurden als nicht wiederverwendbar eingestuft, auch nicht durch Richten (Bierett 1947).

d.) Temperaturen von 900° Celsius und höher des Stahls

Es wurde postuliert, dass derartig hohe Temperaturen im Stahl in Brandsituationen nur selten erreicht werden. Bei Temperaturen über 1050° Celcius wird von Überhitzungsszenarien im Stahl gesprochen, welche eine weitere Versprödung des Materials nach sich ziehen. Bei längerer Einwirkung treten Verbrennungen des Stahls auf, die zu Korngefügelockerungen führen. Das Schadensbild ist geprägt durch Brandrisse und sichtbaren Verzunderungen, so dass Konstruktionen mit derartigen Schäden nicht wiederverwendet werden können.

Zusammenfassend wurde davon ausgegangen, dass ein brandbeanspruchter Stahl, welcher nicht durch Verbrennungen gekennzeichnet ist, keine wesentlich schlechteren Festigkeitseigenschaften aufweist. Die eingeprägte Versprödung des Materials wurde toleriert und als nicht einschränkend beurteilt bei normaler statischer Belastung (Bierett 1947).

Auswertung

Die Ausführungen zeigen, wie sorgfältig auf der einen Seite in den Entscheidungen zur Wiederverwendung des Altstahls vorgegangen wurde unter den speziellen Umständen der Personal- und Materialknappheit, sowie der zeitlichen Zwänge. Andererseits wurden die Sachverhalte verallgemeinernd betrachtet.

Es wurde nicht vermerkt, aus welchen Untersuchungen die Temperaturbereiche und deren Auswirkungen abgeleitet wurden. Dabei wurde weder nach Werkstoff, nach Herstellungsverfahren, Konstruktionsart oder Fügetechnik unterschieden. 1947 gab es noch zahlreiche schweißseiserne Brückenbauwerke und Konstruktionen aus Thomas-Stahl, die beide durch ihr geringes bis kaum vorhandenes Verformungsvermögen des Werkstoffes gekennzeichnet waren, weshalb u. a. Anfahrtschäden an bestimmten Bauteilen zum Versagen der Gesamtkonstruktion führen konnten, so dass hier von einer geringen Redundanz des Gesamttragwerks ausgegangen werden kann. Zudem muss die Frage genauer beleuchtet werden, welche Auswirkung die Altersversprödung des Materials durch Brandeinwirkung hat. Ein Gleichsetzen im Temperaturbereich b.) von Zuständen aus Neuwalzungen unter bestimmten Kriterien, die nicht beschrieben wurden, ist stark pauschalisiert.

Es ist nicht dokumentiert, ob die Arbeiten überwacht wurden oder eine Abnahme erfolgte. Zudem gibt es bei den wiederhergestellten Brückenbauwerken, welche noch in Betrieb sind, keine bekannten Aufzeichnungen in den Bauwerksakten zu den durchgeführten Maßnahmen. Einzig zusammenfassende Darstellungen mit Bildnachweisen (z.B. Heft 2 Stahlbau-Tagung Hannover 1947) oder Sonderdrucke zu prädestinierten Bauwerken, wie z.B. die Hohenzollernbrücke in Köln existieren.

In diesem Zuge müssen neben den Auswahlkriterien zur Wiederverwendung und zum Richten auch die Fügetechniken betrachtet werden, da diese ebenfalls Einfluss auf die Betriebsfestigkeit und somit auf die Restlebensdauer der Brückenbauwerke haben.

Ausbesserung durch Schweißen oder Nieten von beschädigten Altstahl

Durch die Notwendigkeit von Ausbesserungsarbeiten an vielen Eisenbahnbrücken sollten auf Basis der anerkannten Regeln des Stahlbaus Vorgaben zu den verschiedenen möglichen Fügearten erfolgen. Die verantwortungsvolle Aufgabe gepaart mit einem hohen erforderlichen Maß an Fachwissen wurde hier ebenfalls herausgestellt. Durch Richtlinien sollten einheitliche Vorgaben geschaffen werden, wohlwissend dass dadurch nur ein gewisser Prozentsatz an Ausgangssituationen abgedeckt wird (Bierett 1947).

Zusammenwirken von Niet- und Schweißverbindungen

Die Idee genietete Stahlbrücken mittels Schweißnähte zu reparieren oder zu verstärken, stammte aus den 1920er Jahren mit Aufkommen der Schweißverfahren für den Brückenbau, wo Forschungen über das Zusammenwirken von Niet- mit Schweißverbindungen betrieben wurden (Kayser 1932). Dabei wurde einerseits die neue Schweißtechnik vorsichtig getestet, so dass man vor Ausführung einer vollständig geschweißten Eisenbahnbrücke Feldversuche an bestehenden genieteten Stahlbrücken vollzog mit dem vorrangigen Ziel diese zu verstärken. Man wollte konkret das

Zusammenwirken von Niet- mit Schweißverbindungen untersuchen. Die ersten Veröffentlichungen (Adrian 1929, Stahlbau 1930, S. 35/121/145 und Stahlbau 1931, S.36) haben zu geteilten Meinungen geführt, so dass sich *Kayser* in (Stahlbau 1932, Heft 19) dazu gezwungen sah einige Aussagen klarzustellen bzw. zu konkretisieren. Die Verbindung beider Fügearten wurde als komplex und schwierig angesehen und die Untersuchungen sollten einen Beitrag zur Problemlösung leisten (Kayser 1932). Diese Aussagen lassen erkennen, dass es sich bei der Paarung der beiden Fügearten Niet-Schweißen um keine ideale Verbindung handelt.

Eingangs wurden dabei materialeitig Versuche mit St 37 und St 52 durchgeführt, welche später auf Schweißseisen ausgeweitet wurden, da der überwiegende Teil der Brücken aus Schweißseisen bestand. Auf die Untersuchungen der hybriden Verbindungstechniken in Zusammenhang mit dem Material Schweißseisen wird hier nicht eingegangen. Es wird auf die Veröffentlichung (Kayser 1932) verwiesen.

Aufgrund fehlender theoretischer Erkenntnisse auf diesem Gebiet und dem Nichtvorhandensein zufriedenstellender Ergebnisse im elastischen Bereich sollten als Basis der Vergleich der Bruchlasten zugrunde gelegt werden. Hierüber sollte die Mitwirkung der Niete mit dem Wirkungsgrad der Verstärkung der vollständigen geschweißten Ausführung gegenübergestellt werden (Kayser 1932).

Es wurde darauf hingewiesen, dass nur bei korrekter Anordnung der Schweißnähte zu den Nieten beide an der Kraftübertragung beteiligt sind, wobei die Niete zu ca. zwei Drittel ihrer Tragfähigkeit und die Schweißnähte voll ausgenutzt wurden (Kayser 1932).

3.2.2 Neue Konstruktionstypen

Laut Brückenbestand der DB AG (DB SAP-R/3) sind von den zwischen 1940 bis 1950 hergestellten Stahlbrücken 192 noch heute in Betrieb. Die Mehrheit dieser Brücken ist in der Nachkriegszeit erbaut worden, vermutlich als Ersatzneubauten für vollständig zerstörte Brückenbauwerke. Davon sind (siehe Abb. 33) 133 Brücken in Niettechnik dokumentiert und 19 Bauwerke, als vollständig geschweißte Konstruktion und 4 vollständig verschraubte Stahlbrücken (Dauerbehelfe). Weiterhin sind 27 Brücken in hybrider Fügeart ausgeführt als genietet-geschweißt, genietet-geschraubt oder geschweißt mit gleitfesten Schraubverbindungen. Auf die hybriden Verbindungen und ihre Auswirkungen wird nachfolgend noch detaillierter eingegangen. Mitunter findet man tribride Verbindungen, wo alle drei möglichen Fügearten in einer Konstruktion vorzufinden sind. Systemseitig lässt sich dies nicht abbilden, weshalb die Abb. 33 maximal hybride Verbindungsmöglichkeiten aufzeigt. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass für die 9 übrigen Stahlbrücken keine Verbindungsart im System hinterlegt ist. Insgesamt bestätigen diese Zahlen, dass nur wenige Eisenbahnbrücken neu erstellt wurden, wenngleich dies nur einen Ausschnitt der Brückengesamtheit im Eisenbahnverkehr darstellt, welcher die reinen Stahlbrücken beleuchtet. Im Vergleich fällt auf, dass die in der ersten Generation bevorzugte neue Bauart der geschweißten Brücken sich in der II. Generation noch nicht durchgesetzt hat. Der Großteil der Brücken (69 Prozent) wurde als Nietkonstruktionen ausgeführt, bedingt durch die Verfügungen zur Rückkehr zur Niettechnik nach den Schadensfällen geschweißter Konstruktionen.

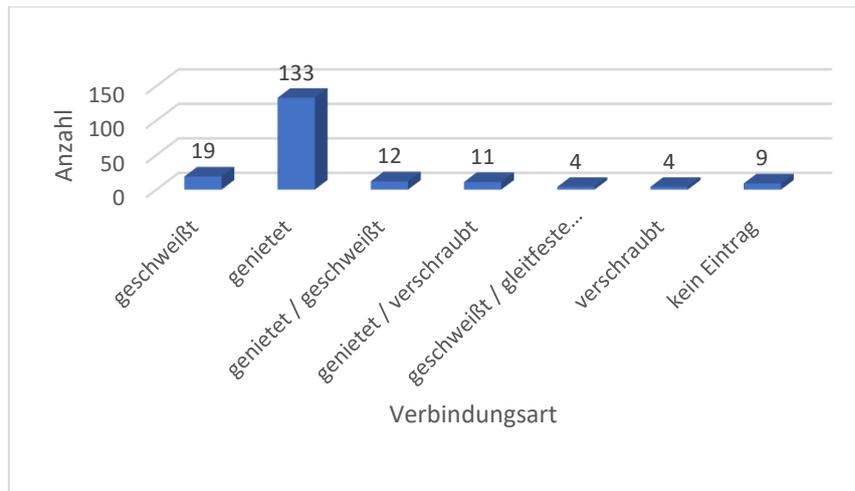


Abb. 33: Darstellung der geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken in Deutschland, zwischen 1940 – 1950 in Betrieb gegangen (DB-SAP R/3 2023)

Gemäß der für diese Generation gültigen Vorschriften, unter anderem der (GE) DV 805 vom 1. November 1938, welche die „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken“ beinhaltet, sollten folgende konstruktive Vorgaben eingehalten werden.

- Bei der Anwendung von St 52 für stählerne Eisenbahnbrücken sollten wirtschaftliche Gründe in Betracht gezogen werden. In diesem Zuge sollte für das Fahrbahntragwerk, die Gehwege und Verbände der St 37.12 zur Anwendung kommen. Untergeordnete Bauteile, wie Geländer oder Futterstücke sollten ebenfalls aus St 37.12 hergestellt werden (DV 805 1938).

Mit Einführung der ersten endgültigen „Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken“ (BE) 1925 wurden die Vorgaben für die Nietberechnung vereinheitlicht, da diese innerhalb der früheren Staatsbahnen stark voneinander abwichen. Dabei variierten die zulässigen Scherspannungen von $\tau = 0,6 \text{ t/cm}^2$ bis $\tau = 0,8 \sigma_z$. Diese entsprach in etwa der Belastung eines Niets unter ruhender Verkehrslast und vor Überschreitung des Gleitwiderstandes unter Berücksichtigung der früher zulässigen niedrigen Spannungen σ_{g+p} . Aus diesem Grund konnte der rechnerische Nachweis der Lochwandpressungen meist entfallen (Karig 1934).

Aufgrund guter Erfahrungen, welche u. a. mit höher beanspruchten Niets vorlagen, konnten in der BE 1925 die zulässigen Spannungen unter Hinzunahme der Stoßwirkungen aus der Verkehrslast wie folgt erhöht werden (BE 1925; Karig 1934):

- die zulässige Scherspannung auf $\tau_{zul} = 0,8 \sigma_{zul}$,
- der zulässige Lochwanddruck für:
 - Bauteile aus St 37 auf $\sigma_{l,zul} = 2,5 \sigma_{zul}$
 - und für Bauteile aus St 52 auf $\sigma_{l,zul} = 2,0 \sigma_{zul}$.

Dabei entsprach der Lochwanddruck unter voller Ausnutzung der zulässigen Scherspannung τ_{zul} folgender Wandstärke der zu verbindenden Teile (BE 1925; Karig 1934):

- für St 37 bei einschnittigen Niets $s_1 = \frac{0,8 d \pi}{2,5 \cdot 4} = rd. 0,25 d$,
 - bei zweischnittigen Niets $s_2 = 2 s_1 = rd. 0,50 d$,
- für St 52 bei einschnittigen Niets $s_1 = \frac{0,8 d \pi}{2,0 \cdot 4} = rd. 0,31 d$,
 - bei zweischnittigen Niets $s_2 = 2 s_1 = rd. 0,63 d$.

Aufgrund des Verfestigungsverhaltens der Niete beim Schlagen wurde als Neuerung festgelegt, dass die Niete aus einem weicheren Baustahl bestehen sollen als das Tragwerk selbst. Daraus ergaben sich die in Tabelle 16 zulässigen Spannungswerte (BE 1925; Karig 1934).

Für Bauteile aus		St 37	St 52
mit einer Streckgrenze	$\sigma_s =$	2400	3600 kg/cm ²
und zulässiger Spannung	$\sigma_{zul} =$	1400	2100 kg/cm ²
sind zu verwenden Niete aus		St 34	St 44
mit der zulässigen Scherspannung	$\tau =$	1120	1680 kg/cm ²
und einer zul. Lochwandpressung	$\sigma_{l,zul} =$	2,5 $\sigma_{zul} = 3500$	2,0 $\sigma_{zul} = 4200$ kg/cm ²
Erforderliche bei einschnittiger Nietung	$s =$	0,25 d	0,31 d
Wandstärke: bei zweischnittiger Nietung	$s =$	0,50 d	0,63 d

Tabelle 16: Zulässige Spannungen für Nietverbindungen nach BE (1925)

Die in der BE (1925) festgelegten zulässigen Lochwandpressungen wurden als zu hoch kritisiert, da diese über der Streckgrenze lagen. Infolgedessen wurde über Versuche nachgewiesen, dass nach Überwinden des Gleitwiderstandes eine bleibende Formänderung der Niete erst bei Belastungen auftrat, die über der Streckgrenze lag. Dies wurde zurückgeführt auf die Klemmwirkung der Nietköpfe, welche in Folge einer Reibung an den aufeinander gepressten Stabflächen erzeugt mit dem Vorteil, dass diese nach dem erstmaligen Gleiten wirksam blieb. Nur unter der Voraussetzung, dass die Niete vollkommen festsitzen, konnte der Gleitwiderstand gewährleistet werden. Zudem erwiesen sich dünnwandige zu verbindende Bauteile als vorteiliger. Dennoch wurde bei derartigen Belastungen eine korrekte Nietung nicht als gleicher Sicherheitsgrad gegen bleibende Formänderungen angesehen, wie bei anderen tragenden Bauteilen. Aus diesem Grund wurde empfohlen, hoch ausgelastete Niete nur in Bereichen anzuordnen, wo ein zuverlässiges Schlagen der Niete gewährleistet werden konnte. Auch sollten solche Bereiche in regelmäßigen Abständen begutachtet werden. Aus den damals vorliegenden Erfahrungen waren keine Schadensereignisse bekannt, die infolge einer zu hohen Lochwandpressung zu einer vorzeitigen Sanierung oder einem Versagen des Bauwerkes geführt hatten (Karig 1934).

Zur Erzielung einer Spannung τ und σ_{zul} , die in der Berechnung mit der für die Stahlbrücke maßgebenden Grundspannung σ_{zul} als vergleichbar angesehen werden konnte, wurden für die Querschnittswerte der Nieten zulässigen Spannungen wie folgt abgemindert (Karig 1934):

- für die vorhandene Scherfläche eines Nietquerschnittes $F_s = 0,8 \cdot \frac{d^2 \pi}{4}$,
- und für die Leibungsfläche eines Nietes $F_n = 2,5 d \cdot s$ bzw. $2,0 d \cdot s$.

Trotz der kritischen Bewertung der gewählten Vorgehensweise unter den schwierigen Umständen, muss angemerkt werden, dass ein gewisser Anteil wieder aufgebauter Brücken- und Dauerbehelfsbrückenkonstruktionen noch in Betrieb ist, teilweise über große Flussläufe. Seit diesem Zeitpunkt sind 76 Jahre vergangen, in denen diese Bauwerke unter Betrieb waren bzw. dies weiterhin sind.

Vorgaben während und nach der Erstellung einer stählernen Eisenbahnbrücke

Früh wurde der Einfluss des Herstellungsprozesses und die Wichtigkeit von Überwachung und Abnahmen erkannt. Aus diesem Grund gab es festgeschriebene Vorgaben, die während der Bauphase und danach zwingend zu beachten waren. Bevor der Stahl im Walzwerk verarbeitet werden durfte, waren Analysen und Festigkeitsversuche Voraussetzung. Dabei wurde die

bedingungsgemäße oder ungleichmäßige Beschaffenheit durch eine Abnahmebescheinigung festgestellt. Im Umgang mit hochwertigen Stählen war man vorsichtig. Um eine Verwechslung zu vermeiden, wurden diese gesondert gekennzeichnet. Die Reichsbahn hatte eigens Abnahmebeamte in der Stahlbauanstalt, die unter anderem zur Aufgabe hatten, die zu verwendenden Baustoffe zu prüfen und nur geeignetes und zulässiges Material zum Einbau freizugeben. Dabei sollte sichergestellt werden, dass die Fertigungsvorschriften eingehalten werden, getrennt nach Grundmaterial und den unterschiedlichen Fügetechniken Nieten und Schweißen waren je eigene Vorgaben zu beachten. Unter anderem war vorgegeben, dass Nietlöcher nicht gestanzt, sondern gebohrt werden mussten und die Kanten nachgearbeitet. Bezüglich der Ebenheit und Parallelität sowie der Plus- und Minustoleranzen waren eindeutige Grenzkriterien gesetzt, die damals Passungen und Passgenauigkeiten genannt wurden (Schaper 1949; Pfennigs 1951; Sahling, Latzin 1952).

Worin wurden in der Nachkriegszeit aus damaliger Sicht die Vor- und Nachteile in der Stahlbauweise für Eisenbahnbrücken gesehen?

In der Nachkriegszeit, Ende der 40er Jahre des letzten Jahrhunderts wurden in der Stahlbauweise für die Anwendung von Eisenbahnbrücken überwiegend Vorteile gesehen. Jeder Baustoff ist für seine bestimmten Anwendungsgebiete prädestiniert, hat seine technische Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit, aber auch Grenzen. Unter diesen Aspekten sollte die ästhetische Wirkung nicht vernachlässigt werden. Dabei ist zu beachten, dass sich die Grenzen der einzelnen Gebiete verschieben können unter bestimmten Kriterien und Umständen. Im Brückenbau galt die Stahlbauweise als hochentwickelt unter Berücksichtigung, dass Stahl kein natürlicher Werkstoff ist und einen Herstellungsprozess und einer gewissenhaften Überwachung bedurfte. Man ging von einer gleichmäßigen und vorschriftsmäßigen Güte der Walzerzeugnisse aus (Schaper 1949), wobei die chemische Zusammensetzung der jeweiligen Stahlsorten noch nicht vorgeschrieben war. Dies erfolgte erst mit Einführung der DIN 17 100 (1951). Weiterhin kann festgestellt werden, dass der Stahl ein Baustoff ist, der gleichwiderstandsfähig Zug, Druck und Biegung übertragen kann und zudem außerordentlich zähe Eigenschaften aufweist. Damit ist die Duktilität des Werkstoffes und somit sein Verformungsvermögen bei höheren Beanspruchungen über die Entstehung plastischer Zonen gemeint. Dadurch kann der Stahl örtliche Überbeanspruchungen und wechselnde Kräfteinflüsse gut aufnehmen. Zu dieser Zeit war man der Ansicht, dass die Eigenschaften des Stahles genau erforscht waren und die Baustatik wurde als hochentwickelt angesehen, welche eine besonders zuverlässige bauliche Durchbildung ermöglichte, so dass die Festigkeitseigenschaften des Stahls weitgehend ausgenutzt werden konnten und dem Kräftespiel im Besonderen bei Brücken, welche nicht nur statisch, sondern dynamisch beansprucht werden (Schaper 1949). Hierbei ist anzumerken, dass für alle Eisenbahnbrücken, welche vor 1951 erstellt wurden, das erhöhte Sicherheitsniveau galt, welches mit Einführung der neuen BE und DV 848 (1951) abgesenkt wurde (siehe Kap. 4.1).

Ein weiterer Vorteil wurde in der weitestgehenden Unabhängigkeit der Bauzeit von der Jahreszeit und den Witterungseinflüssen gesehen (Schaper 1949, Pfennigs 1951). Aus heutiger Sicht würde dies differenzierter betrachtet werden, da u. a. Schweiß- und Korrosionsschutzarbeiten auf der Baustelle teils mit aufwendigen Einhausungen in der kalten Jahreszeit verbunden sind.

Zudem war es möglich Eisenbahnbrücken kleiner Stützweite gesamthaft in der Werkstatt zu fertigen, auf die Baustelle zu befördern und innerhalb kürzester Zeit in Endposition zu bringen. Dadurch waren nur minimale Störungen des Eisenbahnbetriebes notwendig und nur kurze Sperrpausen erforderlich (Schaper 1949).

Bei größeren Bauwerken mit mehreren Öffnungen konnten diese im freien Vorbau zusammengebaut oder in der Längsachse der Brücke am Ufer hergestellt und anschließend durch Verschieben in Position gebracht werden. Vorteilhaft wurde ebenfalls gesehen, dass ausgebaute Brücken unter Wiedergewinnung einzelner Teile, sofern diese im unverletzten Zustand waren, an einem anderen Ort erneut verwendet werden konnten (Schaper 1949; Sahling, Latzin 1952). Hier kann man von einer innovativen anfänglichen Form des Recyclings und der Ressourcenschonung sprechen, was unter den heutigen Umständen ebenfalls mehr wünschenswert wäre, aber mit dem gültigen Regelwerk aufwendig ist. In diesem Zuge muss der eingetragene Ermüdungszustand der Konstruktion im neuen Kontext mitberücksichtigt werden, so dass die Einwirkungen in veränderter Lage und Beanspruchungshöhe auch den Anforderungen gerecht werden. Dabei war es schon damals möglich die wiederverwendeten Stahlbrücken in geänderter Stützweite neu einzubauen. Durch die stetige Steigerung der Betriebslasten wurden komplette Stahlbrücken, welche ursprünglich für den Eisenbahnverkehr erstellt wurden, an anderer Stelle wieder eingebaut und zu Straßenbrücken umfunktioniert. Weiterhin konnten stählerne Eisenbahnbrücken bei Bedarf unter relativ einfachen Verhältnissen durch Hinzufügen neuer Teile verstärkt oder verbreitert werden, wobei hier die Fügearten bzw. Verbindungstechniken und die Verträglichkeit untereinander zu beachten sind. Es war möglich, die Überbauten in erhöhter Position zu verändern, so dass eine größere Durchfahrtshöhe zur Verfügung stand, wenn Anpassungsbedarf bestand. Vor allem im Vergleich zu massiven Brücken wurde der Vorteil nicht nur in einer geringeren Bauhöhe gesehen, sondern in dem geringeren Gesamtgewicht der Brücke (Schaper 1949). Zu dieser Zeit traf das Argument der geringeren Bauhöhe zu. Mit dem Aufkommen von z.B. Spannbetonkonstruktionen waren schlankere Ausführungen möglich. Bei schwierigen Baugrundverhältnissen wurde eine bessere Eignung der Stahlbrücken gesehen, da diese unempfindlicher gegenüber Baugrundsetzungen waren. Durch das geringere Gewicht der Stahlkonstruktion waren zudem notwendige Berichtigungen in der Lage leichter möglich. Dadurch wurde eine besondere Eignung für Bergsenkungsgebiete (Absenkungen infolge des Bergbaus) gesehen (Schaper 1949; Sahling, Latzin 1952).

Schaut man sich die Nachteile des Materials Stahl an, wird vorrangig die Korrosionsempfindlichkeit angeführt. Schon damals wurden intensive Forschungen auf diesem Gebiet betrieben, die zu der Einführung von Vorschriften für die verwendeten Bezeichnungen Entrostung und Rostanstrichsysteme führten, so dass man davon ausging, dass bei Erfüllung der Bedingungen und regelmäßiger Erneuerung der Anstrichsysteme der Stahl gegen Rost ausreichend geschützt war. Die damaligen Rostschutzsysteme waren für 20 bis 30 Jahre ausgelegt (Schaper 1949), was in etwa den heutigen neuwertigen Korrosionsschutzsystemen entspricht. Für das Herstellungsverfahren wurden weitere Nachteile gesehen. Wie erwähnt, ist Stahl kein Naturprodukt. Es wird ein gewisser Vorrat an Erzen erforderlich. Gerade hier stand in Deutschland in der Nachkriegszeit nur eine beschränkte Menge zur Verfügung. Positiv wurde im Gegenzug die langsam gesteigerte Stahlerzeugung gesehen. Dennoch war man in der Nachkriegszeit dazu gezwungen, nur die Konstruktionen in Stahl auszuführen, die zwingend notwendig waren, aufgrund der Materialknappheit oder was mit anderen heimischen Baustoffen wirtschaftlich nicht vertretbar war. Hier waren die Themen Materialeinsparung und Ressourcenschonung vorrangig, die aus zwingenden Spargründen vorgegeben waren. Das gleiche galt in der Planungsphase, beim Konstruieren selbst, wo durch Materialeinsparung über eine wirtschaftliche Ausnutzung der Konstruktion ein Gesamtersparnis in Kosten und Tonnage erzielt werden sollte (Schaper 1949). Dieser Aspekt bedarf einer genaueren Prüfung, ob diese Stahlersparnis wie sie zuvor beschrieben wurde, konstruktiv Nachteile in Bezug auf die Restlebensdauer der Bauwerke hat. Aufgrund dessen, dass die Tragwerksquerschnitte vermutlich stark ausgenutzt waren und somit die Konstruktion weniger Tragreserven aufweist.

Entwicklung neuer Bauweisen

a.) Hohlquerschnitte

Mit der Weiterentwicklung der Schweißverfahren setzte eine Neuentwicklung der Konstruktions-typen ein, die nun möglich waren und unter der Niettechnik nur umständlich und aufwendig herstellbar waren. Das Schweißverfahren bietet herstellungstechnisch und konstruktiv neuartige Möglichkeiten, die unter anderem zur Entwicklung und Weiterentwicklung von Hohlquerschnitten führten, beziehungsweise diese begünstigten. Der wesentliche Vorteil wurde darin gesehen, dass in geschweißter Ausführung sich beliebige Abmessungen herstellen lassen. Die Schweißnähte erfolgten nur von außen, so dass eine einwandfreie Ausführung sichergestellt werden konnte. Weiterhin wurden Vorteile in der Möglichkeit von Ausbesserungsarbeiten gesehen und in der Wasserdichtigkeit der geschweißten Konstruktion. In diesem Zuge wurden u. a. Hohlstäbe, Hohlsteifen, Hohlgurte, Hohlbalken und Hohlbögen entwickelt. Insbesondere Hohlbalken und Hohlbögen erlangten Bedeutung für die Erweiterung von Brückenkonstruktionstypen (Schaper 1940 u. 1949).

Bereits 1932 hat *Schaper* mit einem kleineren hergestellten Überbau die Anwendung geschweißter Hohlbalken aufgezeigt. Die damalige Reichsbahn war maßgebend an der Entwicklung beteiligt. Hierbei wurde eine Variante entwickelt, bei der ein durchgehendes Schotterbett möglich war. Der Entwässerungsthematik wurde über ein Gefälle zu den Enden des Deckbleches hin konstruktiv begegnet. Das auf Druck und Biegung beanspruchte Deckblech, welches gleichzeitig als Obergurt des Balkens ausgeführt wird, ist nur in Punkten gestützt. Dies erfordert eine Sicherung mittels zusätzlicher Steifen, um der Beulproblematik zu begegnen. Eine bessere Lösung wurde in der Stützung auf ebenen Stegblechen gesehen (Schaper 1940).

Balkenbrücken wurden auch ohne durchgehendes Schotterbett mit direkter Schienenbefestigung ausgeführt. Bei größeren Stützweiten wurden die Hohlkästen ca. alle 10 Meter mit Schotten oder gegliederten Scheiben ausgesteift. Zusätzlich wurden die Deck- und Stegbleche mit Hohlsteifen gegen Beulen konstruktiv gesichert. Die Längsstreifen werden dabei vollständig durchgeführt beziehungsweise sind vollwertig gestoßen. Bei hoher Konstruktionshöhe der Überbauten konnten die Seitenwände des Hohlbalkens schräg gestellt werden. Weiterhin war es möglich die Mannlöcher zu schließen, so dass die Überbauten schwimmfähig waren und auf dem Wasserweg zum endgültigen Bestimmungsort gebracht werden konnten (Schaper 1949).

Hohlbögen waren für Bogentragwerke, z.B. bei Stabbogenkonstruktionen mit Langerbalken als Hohlquerschnitt von Bedeutung. Unter Anwendung von Schweißverfahren wurde die Ausführung als biegefesten Bögen mit Gelenken gegen die Versteifungsträger als vorteilhaft angesehen (Schaper 1949).

3.3 III. Generation von 1951 - 1979

Die Neueinführung der DV 848 (1951) markiert den Beginn der dritten Generation, da aufgrund umfangreicher Änderungen, u. a. mit der Neueinführung der neuen Lastenzüge und der Anpassung im Dauerfestigkeitsnachweis ein markanter Wendepunkt in der Bemessung und Ausführung der Stahlbrücken zu sehen ist. Gleichzeitig wurde der in den Richtlinien zugrundeliegende globale Sicherheitsfaktor γ von 1,75 auf 1,5 abgesenkt (siehe Kap. 4.1.1), was sich heutzutage in den aktuellen Nachrechnungen der Konstruktionen bemerkbar macht. Zudem kam es zu vielen Neuentwicklungen von Konstruktionstypen bzw. -teilen, wie z.B. die orthotropen Fahrbahnplatten und die Hohlkastenkonstruktionen, die hier nicht näher betrachtet werden können, aufgrund der Umfanglichkeit. Im Zuge der Weiterentwicklung der Vorschriften und Anpassung an aktuelle

Erkenntnisse wurden zahlreiche Untersuchungen in Bezug auf die Neuausrichtung der DV 848, der DV 804 und DV 805 durchgeführt. Hierfür wurden unter anderem Schadensfälle und deren Konsequenzen sowie amtliche Verfügungen überprüft auf ihre notwendige Einarbeitung. Es sei nochmal darauf hingewiesen, dass ab diesem Zeitpunkt nur die stählernen Eisenbahnbrücken auf dem Gebiet der ehemaligen Deutschen Bundesbahn betrachtet werden.

3.3.1 Untersuchungen/ Anpassungen

Aufgrund der vorliegenden Erfahrungen der ersten und zweiten Generation geschweißter Stahlbrücken wurde bezüglich der Vorgaben für die darauffolgenden Bauwerke differenziert vorgegangen. Es wurden Vorschläge in Bezug auf notwendige Anpassungen, Verbesserungen der bahninternen Regelwerke betrachtet (bahninterne Unterlage vom 12.03.1952 zur DV 848, unveröffentlicht).

Folgende Überlegungen sollten Eingang in die neuen Vorschriften finden mit einer Gültigkeit ab 1955.

Grundsätze:

Es bestand schon damals der Grundsatz, dass die Vorschriftenlage die normale Standardbrücke abdecken sollte, aber besondere Bauaufgaben besondere Lösungen erforderten. Dazu zählten die Neuerstellung von Stahlbrücken großer und größerer Stützweite, wo allgemeine Regeln in Teilen nicht anwendbar oder nicht von Vorteil waren, so dass eigens für das Bauwerk definierte Vorgaben zu ermitteln waren.

Im Zuge der Erstellung größerer Bauwerke sollten im Vorweg und im Nachgang die Übereinstimmung zwischen Bemessung und Ausführung durch Versuche überprüft werden. Es ging vor allem um die Frage, ob für große Tragwerke die zulässigen Spannungen herabgesetzt oder sogar heraufgesetzt werden konnten. Bei einer versuchsbestimmten Bemessung ging man von günstigeren Werten aus. Die technischen Möglichkeiten wurden als gegeben angesehen (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Stahlsorten:

Bezüglich der Stahlsorten sollte der St 50 neu ins Regelwerk aufgenommen werden. Dabei galt es zu beachten, dass bei Ausführung von Haupttraggliedern in hochwertigem Baustahl, deren Aussteifungen, Schotte etc. in St 37 hergestellt werden sollten.

Da in den 1940er Jahren bei wichtigen Straßenbrücken St 52 und St 37 in den Haupttraggliedern kombiniert wurden, sollte überlegt werden, ob für Eisenbahnbrücken dieses Prinzip ebenfalls zur Anwendung kommen soll, in dem Stegbleche aus St 37 in Blechträgern und Druckstäbe aus St 37 in Fachwerkträgern und die übrigen Konstruktionsteile aus St 50 oder St 52 hergestellt werden sollten. Probleme wurden diesbezüglich in der Kennzeichnung der unterschiedlichen Stahlsorten im fertigen Bauwerk gesehen, was heute ein Problem darstellt, wenn keine Konstruktionsunterlagen mehr vorhanden sind (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Bauliche Durchbildung:

Für die wirtschaftliche Ausbildung der Konstruktion wurde es als wesentlich angesehen eine Mindestträgerhöhe zu berechnen, da die Bauhöhe der Brücke von der der Hauptträger abhängig war. Für die Berechnung der Mindestträgerhöhe h für vollwandige oder gegliederte Träger unter Berücksichtigung der Durchbiegung und des Baustoffes in zulässiger Beanspruchungshöhe wurde folgender Vorschlag unterbreitet:

$$\frac{h}{l} = 0.2 \cdot \frac{\sigma_{zul}}{E} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{M_p}{\max M}$$

Wobei l für die Stützweite, f für die zulässige Durchbiegung, M_p für das größte Moment aus Verkehr (einschließlich dem Schwingbeiwert (früher Stoßziffer genannt)) und $\max M$ für das größte Moment aus ständiger Last und Verkehr steht. Die Anwendung der Gleichung setzte voraus, dass die zulässige Durchbiegung bekannt war. Das Verhältnis von Höhe zur Stützweite fällt mit zunehmender Bauwerkslänge und war stark von der zulässigen Biegespannung des gewählten Stahls abhängig. Weiterhin stellte sich die Frage, ob diese Formel ihre Gültigkeit behält bei Mitrechnung der Fahrbahn und einen daraus resultierenden hohen Schwerpunkt. Zudem wurde nicht untersucht, ob sich für jede Stützweite und Bauform die optimale Trägerhöhe ergibt (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Die Handhabung von Fachwerken mit vielfacher innerer statischer Unbestimmtheit führte zu Diskussionen, ob die Wahl der Trägerart vorzuschreiben ist oder nicht. Dem Ingenieur sollte die Vielfältigkeit der stählernen Fachwerkbrücken und ihre Ausfachung überlassen bleiben. Ein weiterer Diskussionspunkt war in diesem Zuge die Ausbildung der Anschlüsse und der erforderlichen großen Reserven für die zulässigen Spannungen der Verbindungsmittel.

Bezüglich der baulichen Durchbildung sollten Querschnitte nicht nur über einige Hauptsymmetrieachsen verfügen, sondern möglichst viele symmetrische Nebenachsen beinhalten, so dass weitgehend nur einschnittige Niete, Schrauben etc. vermieden werden konnten.

Die Zahl der verwendeten unterschiedlichen Profile und verschiedenen Durchmesser von Nieten oder Schrauben sollte eingeschränkt werden, da man der Überzeugung war, dass bei weniger verwendeten ungleichartigen Bauelementen dieses günstiger erstellt und unterhalten werden konnte (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Überführungen über städtische und verkehrsreiche Straßen sollten im Allgemeinen mit einer geschlossenen Fahrbahn ausgebildet werden, für welche Betonplatten als wirtschaftlichste Lösung gesehen wurden (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Verbindungsmittel:

Tragende Elemente sollten aus wirtschaftlichen Gründen, welche aus St 37, St 50 bzw. St 52 bestehen konnten, durch Stumpfnähte miteinander verbunden werden. Bei der Köln-Mülheimer-Brücke wurde dies bei den Stegblechen umgesetzt, wo die obere Hälfte der Hauptträger aus St 37 und die untere aus St 52 bestand. Die Fahrbahn wurde aus St 37 gefertigt (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Bei der Anwendung von Schweißverfahren an genieteten Brückenbauwerken sollte gewährleistet werden, dass die Niet- und Schweißverbindung je für sich wirksam waren.

Es wurde in Teilen als zweckmäßig angesehen, für genietete Eisenbahnbrücken zeitgleich Schweißnähte mit den Nieten zu verwenden. Es wurde ein Vorteil für Bindebleche bei mehrteiligen Zug- und Druckstäben gesehen diese durch Schweißnähte anzuschließen, welche parallel im Kraftfluss liegen oder Flachstähle als Ersatz für Beiwinkel an Stäbe mit abstehenden Teilen anzuschweißen. In der gleichen Anschlussebene sollte es nicht erlaubt sein, einen Teil der Niete durch Schweißnähte zu ersetzen, da die Niete erst zur Wirkung kommen, wenn die Schweißnaht gebrochen ist. Nur wenn zu verstärkende genietete Teile während der Schweißarbeiten unter Spannung stehen, übernehmen diese Nähte die spätere Mehrbelastung, tragen somit gleichzeitig mit den Nieten (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Parallel gab es konträre Meinungen, die der Ansicht waren, dass bleibende Niete und Schweißnähte bei der Übertragung von Kräften unter keinen Umständen gleichzeitig zusammenwirken dürfen (u. a. Sahling, Latzin 1952). Dabei sollte es erlaubt sein, ein Konstruktionsglied in seiner

Gesamtheit, wie z.B. eine Diagonale eines Fachwerkes in der Werkstatt zu schweißen, um es anschließend wie ein gewalztes Profil in die Brücke einbauen zu können. Es wurde untersucht, ob z.B. Buckelbleche oder Tonnenbleche auf genieteten Trägern aufgeschweißt werden dürfen (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht). Dies wurde später vielfach umgesetzt, wie sich heute an Bestandsbauwerken feststellen lässt.

Der Anschluss von Kräften gemeinsam durch Nietung und Schweißnähte sollte nicht umgesetzt werden. Hingegen wurde die Verwendung beider Verbindungsmittel am gleichen Bauwerk als empfehlenswert und üblich angesehen. Es wurde die Gefahr gesehen, dass Niete durch die Schweißwärme locker werden, was mehrfach beobachtet wurde. Zudem wurde bei bestehenden Brücken die Forderung gestellt, dass bei genieteten Tragwerken, an denen nachträglich geschweißt werden sollte, zuerst die Schweißreignung des Materials festzustellen ist. Es bestand Klärungsbedarf bzgl. der konstruktiven Ausbildung bei genieteten Baustellenstößen bei einer sonst geschweißten Brücke in Bezug auf die Grenze der Versetzung von Stegblech- und Gurtstoß (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Einzelne Beschränkungen bezüglich der Ausbildung hybrider Verbindungstechniken wurden formuliert, so dass bei stählernen Eisenbahnbrücken genietete Verbindungen nur derart angeordnet wurden, dass die Verbindungen sich über den ganzen Querschnitt des Trägers erstreckten. Es sollte vermieden werden, dass die Gurtstöße genietet ausgebildet wurden, während die Stegbleche ungestoßen durchgehend oder in den Stößen verschweißt wurden (bahninterne Unterlagen zur DV 848, unveröffentlicht).

Bewertung

Die Diskussion aus der Zeit zwischen 1950 bis 1955 wurden bewusst ausgewählt, um zu zeigen, welche fachlichen Themen von Relevanz waren und aufgrund von Problemen der Überarbeitung bedurften oder aufgrund von aktuellen Erkenntnissen überarbeitet werden sollten. Die Diskussionen um die Anwendbarkeit hybrider Verbindungen lassen erkennen, dass sich in diesem Punkt die Fachmeinungen weit auseinander bewegten.

Es gab umfangreiche Diskussionen zu den Abständen und Randabständen und zur Einordnung der Niete. Dieser Punkt überraschte, aufgrund der hohen Relevanz der Nietverbindungen zu dieser Zeit, da 20 Jahre lang geschweißte Stahlbrücken ausgeführt wurden. Die Schadensfälle der I. Generation hatten zu einem Rückschritt temporärer Art geführt. Die Niettechnik war Anfang der 1950er Jahre noch präsent und wurde ausführlich behandelt, so dass aus den Diskussionen zum Vorschriftenwerk nicht vermutet werden konnte, dass diese in kürzester Zeit keine Rolle mehr spielen würde.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass es nicht um die Konstruktion selbst, sondern vielmehr um die Reglements für Ingenieure ging, welche Vorgaben in welcher Tiefe vorzugeben und relevant waren. Dabei standen die Verbindungstechniken im Vordergrund.

Wichtige umgesetzte Neuerungen in den Bundesbahn-Regelwerken (1951/55)

Aus den zuvor betrachteten Überlegungen wurden folgende Neuerungen in der grundlegenden Überarbeitung der Druckvorschriften der Bundesbahn für geschweißte Eisenbahnbrücken aufgenommen.

Auswahl der wichtigsten Neuerungen:

- die neuen Lastenzüge S und L (siehe Kap. 3.4.2),

- die Überarbeitung des Dauerfestigkeitsnachweises (DV 848 1951/ 55),
- für einzelne Konstruktionslieder der Stahlbrücke, wie z.B. vollwandige oder Fachwerkhauptträger bzw. Querträger konnten verschiedene Stahlsorten St 52, HSB 50, St 37, St 34 und St 44 verwendet werden, wenn dadurch eine Kostenersparnis möglich war, insbesondere für vollwandige Träger, wo die Schwerachse stark exzentrisch verläuft, wurde dies als vorteilig beurteilt,
- die maximale Durchbiegung aus ungünstigster Verkehrslast ohne Berücksichtigung der Stoßeinwirkung durfte in keiner Öffnung grösser als $1/500$ ihrer Stützweite sein,
- zusätzlich sollte der Tangens des Drehwinkels bei den Widerlagern oder bei Gelenken des Tragwerkes aus ungünstigster Verkehrsbelastung nicht grösser als 0,006 sein, wobei unter dem Drehwinkel bei Gelenken der Knickwinkel der Biegelinie beim Gelenk verstanden wurde,
- die Kräfte von Anschlüssen sollten nicht gemeinsam durch Nietung und Schweißung aufgenommen werden, der gleiche Grundsatz galt für zu verstärkende Bauwerke, grundsätzlich war es aber dennoch möglich Nietung und Schweißung in einem Bauwerk und in einzelnen Baugliedern auszuführen, so dass zu Beginn der 1950er Jahre die Ausführung von hybriden Verbindungstechniken nach wie vor erlaubt war,
- die DV 805 von 1938 besagte, dass bei zu verstärkenden Bauwerken die Kräfte von Anschlüssen nicht gemeinsam durch Niete und Schweißung aufgenommen werden sollten. Innerhalb eines geschweißten Bauwerkes durften genietete Konstruktionen zur Anwendung kommen, wenn sie an ihrer Tragwirkung an dieser Stelle von Vorteil waren, für statisch unbestimmte Tragwerke, bei welchen Kostenersparnisse eine wesentliche Rolle spielten, wurden im Nachgang die eventuellen Stützensenkungen oder andere Veränderungen zurückgenommen, da grundsätzlich das Auftreten dieser im Vorweg nicht abschließend beurteilt werden konnte,
- die Ausbildung allseits geschlossener Kastenträger (Hohlkästen) sollten derart ausgeführt werden, dass sie für die Bearbeitung zugänglich waren,
- bei Ausbildung von allseits geschlossenen Kastenträgern in geschweißter Form, die nicht zugänglich waren, mussten die Räume luftdicht durch Schotte abgeschlossen sein,
- sollten mehr als zwei Hauptträger durch Querträger miteinander verbunden, so sollte das Tragwerk als Trägerrost gerechnet und konstruiert werden,
- allgemein sollten die Abmessungen und Höchstmaße für Haupttragglieder von Stahlbrücken aus Kostengründen entfallen, da die Festlegung nach statisch konstruktiven Erfordernissen in Abhängigkeit von der Stahlsorte erfolgen sollte,
- Stegblechaussteifungen sollten bei statischem Erfordernis aus demselben Werkstoff gefertigt werden wie das Stegblech selbst,
- geringe Abstände der Aussteifungen sollten entfallen, so dass größere möglich waren, wenn diese statisch nachgewiesen wurden,
- bei Ausführung von Gelenkträgern sollten die einspringenden Ecken der Kragträger und der eingehängten Träger mit möglichst großem Halbmesser ausgerundet werden, um so der Entstehung von Rissen vorzubeugen mit Ausrundung und glatten Kanten,
- anstelle von Buckelblechen konnten Tonnenbleche oder ebene Bleche zur Abdeckung der Fahrbahn verwendet werden, da Buckelbleche zu dieser Zeit teurer waren und schwieriger zu beschaffen,
- geschlossene Fahrbahnen, für welche Tonnenbleche oder ebene Bleche verwendet wurden, konnten für das Haupttragwerk als mittragend herangezogen werden,
- bei Anordnung der Windverbände in der Nähe der Fahrbahn waren diese nur bei offenen Fahrbahnen erforderlich und wenn Abdeckungen gewählt wurden, die nicht in der Lage waren, die Windkräfte auf die Pfeiler zu übertragen,

- Abkantungen sollten mit einem Innenradius von mindestens der 1,5-fachen Blechstärke ausgeführt werden, als Stahlgüte durfte nur der Siemens-Martin-Stahl verwendet werden und
- jede Schraube war mit einer Muttersicherung auszuführen (DB-Archiv München, unveröffentlicht).

Orthotrope Fahrbahnen

Nachfolgend soll die Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatten betrachtet werden, da die Erkenntnisse in der Bewertung bestehender Tragwerke berücksichtigt werden sollten. Orthotrope Fahrbahnen wurden Mitte bis Ende der 1950er Jahre entwickelt. Der MAN-Forschungsbericht von 1957 (Albrecht 2005) war dafür wegweisend. Das Wort „orthotrop“ steht als Abkürzung für „orthogonal -anisotrop“ und besagt, dass die unterschiedlichen Steifigkeiten rechtwinklig zueinanderstehen. Der Konstruktionstyp setzt sich zusammen aus einem Fahrbahnblech, welches durch längsorientierte Rippen unterstützt wird, die übergeordnet durch Querträger gehalten werden. Die Ausbildung der Rippen als offene und torsionsweiche Konstruktion benötigt dabei rund alle 1,50 bis 2,50 m eine Unterstützung. Daraus resultiert, dass der Querträgerabstand mit den Querstreifen für die Stege bzw. bei Anwendung in Hohlkästen die Querschotte ebenfalls auf diese Abstände zu begrenzen sind. Aufgrund wirtschaftlicher Überlegungen wurde versucht diese Abstände zu vergrößern. Als Resultat ging die Lösung der torsionssteifen Fahrbahnrippe hervor. Diese ermöglichte Querträgerabstände zwischen 3,0 bis ca. 5,0 m (Albrecht 2005).

Für die orthotrope Fahrbahnplatte, welche als Unterkonstruktion die Trapezhohlsteife aus gekantetem Blech mit 6 bis 10 mm Dicke bestehend beinhaltete, gab es ein Patent (siehe Abb. 34). In der Folge wurde versucht, im Zuge der Ausführung das Patent zu umgehen, da Lizenzgebühren fällig waren, indem andere konstruktive Lösungen geschaffen wurden. Dazu zählten u. a. sogenannte Sektkelchprofile, V-Profile und U-Profile, welche allesamt ermüdungstechnisch gesehen schlechtere Lösungen darstellten als die Trapezhohlsteife. Diese benötigte nur zwei Schweißnähte für die Anbindung an das Deckblech und ermöglichte Querträgerabstände mit bis zu 5 m. Im Gegenzug benötigte das Sektkelchprofil doppelt so viele Schweißnähte zum Anschluss an die Fahrbahn (Albrecht 2005).

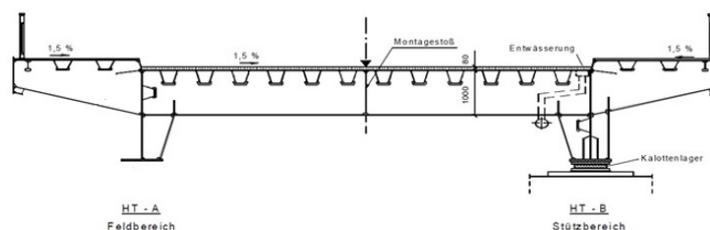


Abb. 34: Beispiel einer Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte (Albrecht 2005)

Ein Berechnungsverfahren für die Konstruktion hatte sich in den 1960er Jahren etabliert über die Aufteilung des vielschichtigen Brückenquerschnittes in Teilsysteme, deren Reaktionskräfte zum nächsten System übertragen wurden. Dabei wurde die Kompatibilität der einzelnen Systeme vorausgesetzt. Im Zuge der stetigen Zunahme der Verkehrsbelastung (siehe Kap. 3.4.2) zeigte sich innerhalb von Jahren eine Häufung von Schäden an orthotropen Fahrbahnplatten. Es konnte eine Systematik festgestellt werden durch wiederholte Risse in den Schweißnähten zwischen Rippens-teg und Deckblech sowie in den Durchdringungen der Rippen zu den Querträgerstegen (Albrecht 2005). Infolgedessen wurde Ende der 1990er Jahre ein Expertenteam zusammengestellt, welches

Regeln für die orthotropen Fahrbahnplatten unter dem Hauptaspekt des ermüdungsgerechten Konstruierens aufstellte. Die Ergebnisse wurden in den Eurocode 3 aufgenommen.

Die orthotrope Fahrbahnplatte findet heutzutage Anwendung bei exponierten Brückenbauwerken (Albrecht 2005). Im Zuge der Bewertung bestehender Eisenbahnbrücken ist bei den frühen Konstruktionen bis in die 1970er Jahre der orthotropen Fahrbahnplatten darauf zu achten, ob diese gemäß Patent mit Trapezprofilen ausgeführt wurden oder Varianten zur Ausführung kamen. In diesem Zuge sollte die Fahrbahn auf Schäden geprüft werden. Es wird empfohlen für Brückenbauwerke, die nicht nach Patent gebaut wurden, gesondert zu prüfen, ob eine Fortführung der bestehenden Brücke sinnvoll ist.

Auswertung

Die Neuerungen in den Vorschriften, welche Anfang der 1950er Jahre herausgegeben wurden lassen erkennen, dass dem Ingenieur mehr Eigenverantwortung zugeschrieben wurde, da u. a. Höchstmaße und Abmessungen entfielen und diese nach statisch konstruktivem Erfordernis selbst festzulegen waren in Abhängigkeit von der Stahlsorte. Kritik an den festen Vorgaben in den früheren Vorschriften, die wenig Eigenverantwortung und Bemessungsspielraum zuließen, wurden unter anderem auf der Stahlbau-Fachtagung in Hannover 1947 (Klöppel 1947) klar zum Ausdruck gebracht. Aus bahninternen alten Ausführungen (unveröffentlicht) wird deutlich, dass die Bundesbahndirektionen diese Auffassung teilten und eine freiere Bemessung befürworteten. Dies setzte aber voraus, dass auf Ingenieurseite ausreichende Fachkenntnis vorhanden war.

Der deutsche Stahlbauausschuss begrüßte vor allem die Anpassung in der DV 848 (Ausgabe 1955) zur Besserstellung von blechen bearbeiteten Stumpfnähten (Kollmar 1958).

Bezüglich der Mischung der Stahlsorten unter anderem der gleichzeitigen Anwendung von St 37 und St 52 in einem Haupttragglied sollte eigenverantwortlich bemessen und konstruiert werden. Weiterhin zeigt sich, dass der Fokus auf das ermüdungsgerechte Konstruieren über das Nachbearbeiten, Nachschleifen, Herstellen von glatten Kanten und Oberflächen sowie der Schaffung großzügiger Ausrundungen zu berücksichtigen waren. Nachteilig wird bewertet, dass für Anschlüsse zwar die Mischung der Verbindungstechniken aus Nietung und Schweißungen untersagt wurden, aber dennoch diese innerhalb eines Haupttraggliedes ausgeführt werden konnten.

3.4 Einflussfaktoren

3.4.1 Werkstoff/ Thomasstahl

Einführung

Rund 100 Jahre lang (1878 – 1975) wurde Thomasstahl hergestellt und war für viele Jahrzehnte eines der führenden Herstellungsverfahren. Aus der umfangreichen Literatur zu diesem Werkstoff lässt sich ableiten, dass Thomasstahl Verfechter wie Kritiker gleichermaßen hatte und das über viele Jahrzehnte. Ab 1889 wurden die ersten Brücken (Weichselbrücken) in Thomas-Güte hergestellt. Die letzte Thomasbirne in Deutschland ging 1975 außer Betrieb (Rasch et al. 2009). Begründend auf Aussagen in Publikationen (u. a. Bucak 2010) bestand die Annahme, dass Thomasstahl nur bis 1940 in Eisenbahnbrücken verbaut wurde. Entsprechende Primärquellen, die diese Feststellung stützen, konnten nicht eruiert werden. Ganz aktuell wurden bei einer nicht unwesentlichen Anzahl von stählernen Eisenbahnbrücken über Materialanalysen und Abnahmenachweisungen Thomasstähle identifiziert, welche aus den 1950er bis 1970er Jahren stammen. Das jüngste (aus den durchgeführten Untersuchungen) bekannte Brückenbauwerk stammt aus dem Jahr

1967. Dabei ist auffällig, dass die Verwendung mehrerer verschiedener Thomasstähle aus unterschiedlichen Hüttenwerken eine standardmäßige Vorgehensweise war. Maximal wurden bis dato zwölf verschiedene Thomas-Güten aus neun Werken in einem Brückenbauwerk identifiziert, welche über vorliegende Abnahmenachweisungen nachvollziehbar dokumentiert wurden. Es können aber Thomas-Güten und Siemens-Martin-Güten gemischt in einer Konstruktion auftreten, was Gründe hat, die erläutert werden. Identifiziert wurden die Bauwerke durch zum Beispiel vorhandene Abnahmenachweisungen, welche die chemische Zusammensetzung des Stahls beinhalteten. In den Bestandsunterlagen sind in einigen Statiken die Thomas-Güten namentlich vermerkt. Sollten keine Unterlagen vorhanden sein und verformungsarme Kerben am Bauwerk vorliegen und das Tragwerk älter als 60 Jahre alt sein, so dass das Grenzkriterium gemäß Ril 805 zur Nachrechnung erreicht ist, sind mittels Materialanalysen Werkstoffidentifikationen möglich, auf welche thematisch eingegangen wird.

Weiterhin können bei diesen Bauwerken hybride/ tribride Verbindungstechniken (siehe Kap. 3.2) vorliegen. Im Wesentlichen sind sie geschweißt-geschraubt und genietet-geschraubt ausgeführt. Bei Sanierungen oder durchgeführten Verstärkungen an geschweißt-genieteten Stahlbrücken wurden diese meistens geschraubt, so dass tribride Verbindungen entstanden. Allgemein ist Thomasstahl auch heute mit der Aussage verbunden, als nicht schweißgeeignet oder nur geringfügig schweißbar zu gelten, unabhängig davon, dass es weiterentwickelte Stahlsorten gab zur Verbesserung der Schweißignung. In diesem Kontext soll der Einfluss der Thomas-Güte bei Vorliegen von hybriden/ tribriden Fügearten untersucht werden.

Eine der Hauptthematiken des Thomasstahls ist die mit dem Alter fortschreitende Stickstoffversprödung des Materials bedingt durch das Herstellverfahren und die chemische Zusammensetzung. Eine der Grundvoraussetzungen im Brückenbau für die Anwendung und Auswahl der Stähle ist der Nachweis der ausreichenden Werkstoffzähigkeit zur Vermeidung eines spröden Versagens, insbesondere eines Versagens ohne Vorankündigung. Daher bestehen Unsicherheiten, wie das Materialverhalten im Gesamtkontext zur Bewertung der Restnutzungsdauer von Eisenbahnbrücken einzustufen ist.

Aufgrund der beschriebenen Thematiken im Umgang mit Eisenbahnbrücken, welche in Thomas-Güte hergestellt wurden, werden in chronologischer Reihenfolge die Untersuchungen zu Thomasstahl genauer betrachtet und bewertet. Vorweggenommen werden kann, dass sich damals die Ingenieure umfangreich mit dieser Thematik auseinandergesetzt, zahlreiche Untersuchungen durchgeführt haben und umsichtig agierten, denn wie erwähnt, gab es in nahezu jedem Jahrzehnt kritische Stimmen. Warum Thomasstahl im Brückenbau zur Anwendung kam und auch für geschweißte Konstruktionen, wird ebenfalls beleuchtet. Die Analyse ermöglicht es, für zukünftige Bewertungen Empfehlungen im Umgang mit Thomasstahl geben zu können und wie diese im Gesamtkontext zu betrachten sind bzw. wann die Materialkomponente ausschlaggebend sein kann. Diese können als Basis dienen für die Entscheidung von eventuell durchzuführenden Instandhaltungs- oder Verstärkungsmaßnahmen an bestehenden Brückenbauwerken. Vorgehensweisen zum Auffinden und Identifizieren von Thomasstahl werden ebenfalls aufgezeigt (Fettke 2021).

Entwicklung Thomasstahl - Abgrenzung zum Bessemer- und Siemens-Martin-Stahl

Für geschweißte Stahlbrücken ist u. a. die Erfüllung der Güteanforderungen der Stähle maßgebend. Hütten- und Walzwerke zählen mit zu den ältesten Industriezweigen in Deutschland. Zur Herstellung von Stahl werden die Rohstoffe Erze, Kohle, Koks und Schrott benötigt (s. Abb. 35) (Siedler 1951; Petersen 2013).

I. EISENERZE		
Magnet Eisenstein, Roteisenstein, Brauneisenstein, Spateisenstein, Raseneisenstein und andere mit Ton, Quarz, Kalk und anderen Zuschlägen im Hochofen geschmolzen		
<i>Roheisen</i> (Eisenkohlenstofflegierungen) Kohlenstoffgehalt 1,7 bis 5 v.H. leicht schmelzbar, spröde, lässt sich nicht schmieden, walzen, hämmern, pressen und schweißen	<i>Schlacke</i> (glasiges Kalziumsilikat) Flüssige Schlacke, nochmals im Flammofen durchgeschmolzen und zu Pflastersteinen vergossen, Schlackensand mit Bindemitteln zu Hüttenstein gebunden, geschäumte Hochofenschlacke, Hüttenbims, mit Bindemitteln zu Hüttenschwemmsteinen gebunden	
II. ROHEISEN		
In Masseln vergossen und den Eisengießereien geliefert. Nach der Farbe der Bruchfläche zu unterscheiden:		
<i>Grauroheisen</i> Kohlenstoff als Graphit eingelagert	<i>Weißroheisen</i> Kohlenstoff als Karbid eingelagert	<i>Halbiertes Roheisen</i> Kohlenstoff als Graphit und Karbid eingelagert
Im Kupol-, Elektro-, und Flammofen umgeschmolzen zu <i>Gußeisen</i> , und zwar zu Grauguß, Halbgrauguß, Weißguß, Schalen- oder Hartguß, Perlit- und Sternguß, und durch besondere Verfahren in legiertes Gußeisen umgewandelt		Durch Glühverfahren entkohlt und in Temperguß (schmiedbares Gußeisen) umgewandelt
III. STAHL		
Roheisen, flüssig in Pfannenwagen den Stahlwerken geliefert und in verschiedenen Verfahren entkohlt (Kohlenstoffgehalt unter 1,7 v.H.), dadurch in Stahl umgewandelt, lässt sich walzen, pressen, schmieden		
<i>Schweißstahl oder Puddelstahl</i> (schlackenhaltig) Im Puddelofen, teigig, als sogenannte Luppe gewonnen; diese in Rohschienen geformt und in Weißglut zu Stahlkörpern zusammenschweißt (Schweißstahl)	<i>Flußstahl</i> schlackenarm, in flüssigem Zustand, in folgenden Formen gewonnen: <i>Bessemerstahl</i> , in Bessemerbirne mit saurer Ausfütterung; <i>Thomasstahl</i> , in Bessemerbirne mit basischer Ausfütterung; <i>Siemens-Martin-Stahl</i> , im Siemens-Martin-Ofen; <i>Tiegelstahl</i> , in Tiegeln erschmolzen; <i>Elektrostahl</i> , durch den elektrischen Strom (Lichtbogen oder Induktion) erschmolzen	
<i>Zementstahl</i> Schweißstahl in Holzkohle eingepackt und in Glühkästen oder -öfen 8 Tage geglüht		

Abb. 35: Eigenschaften und Arten des Eisens (Siedler 1951)

Das Thomasstahl-Verfahren wird auch als Windfrisch- oder Birnen-Verfahren bezeichnet. Entwickelt 1879 durch *Thomas* und *Gilchrist* (Schaper 1949). Beim Frischen werden unerwünschte Beimengen im Roheisen eliminiert. Das Birnen-Verfahren leitete sich aus der Form des Konverters ab, welcher der Form einer Birne ähnelte. Später setzte sich die Bezeichnung Thomasbirne durch. Mittels starken Druckes wurde Luft über Bodendüsen in den Konverter (Birne) durch das flüssige Roheisen geblasen, dadurch wurden die Nebenbestandteile oxydiert. Je nach Auskleidungsart des feuerfesten Futters in der Birne wurde zwischen dem sauren oder Bessemer-Verfahren (1855) und dem basischen oder Thomas-Verfahren unterschieden. Die Bessemer-Birne war mit kieselensäurehaltigen Stoffen und die Thomas-Birne mit Dolomit ausgekleidet. Für das Bessemer-Verfahren konnten nur phosphorarme Erze verwendet werden, da aufgrund der Auskleidung die Bildung einer basischen Schlacke nicht möglich war. Dies war jedoch die Vorbedingung für die Verschlackung des Phosphors. Bei dem Thomas-Verfahren entstand aufgrund der basischen Auskleidung der Birne und durch die Hinzugabe von Kalk zum flüssigen Eisen eine basische Schlacke. Das Verfahren setzte voraus, dass der Phosphorgehalt des flüssigen Roheisens bei mindestens 1,8 % lag. Somit war Phosphor der wichtigste Brennstoff innerhalb dieses Verfahrens (Schaper 1949, Rasch et al. 2009). Deutschland wies vorwiegend phosphorreiche Erze auf, welche erst mit dem Aufkommen des Thomas-Verfahrens vorteilhaft genutzt werden konnten (Krusch 1913). Dies ist einer der

Gründe, warum Thomasstahl sich durchsetzte. Ein zusätzlicher Vorteil bestand darin, dass aus der anfallenden Schlacke das sogenannte Thomasmehl als Nebenprodukt entstand, welches durch seinen Phosphorreichtum für die Landwirtschaft als gutes Düngemittel diente (Schaper 1949).

Aus einer Charge von ca. 25 bis 55 Tonnen Roheisen in der Thomasbirne wurden in etwa 12 bis 18 Minuten der Stahl gewonnen. Dem gegenüber war eine Behandlungszeit von mindestens 6 Stunden erforderlich im Siemens-Martin-Ofen, um eine Charge von etwa 50 bis 200 Tonnen SM-Stahl herzustellen. Daraus leitet sich ab, dass das Thomas-Verfahren als einfach und leistungsfähig eingestuft wurde. Als Folge stieg zwischen 1880 bis 1933 der Anteil des Thomaseisens auf 27% der weltweiten Erzförderung (Schaper 1949).

Aufgrund dessen, dass Phosphor beim Thomas-Prozess als letztes von allen Nebenbestandteilen verbrennt, wurde ein stark entkohltes Eisen erzielt. Durch das Rückkühlen zur Erzielung des gewünschten Kohlenstoffgehaltes wurde flüssiges Mangan oder manganreiches Roheisen zugesetzt. Durch das gleichzeitige Blasen konnten der Sauerstoffgehalt (Eisenoxydul) und der Stickstoffgehalt, welche ebenfalls aus dem Gebläsewind stammten, ansteigen. Zur Vermeidung dieser Anstiege gab es u. a. die Möglichkeit der schnellen Entphosphorierung. Weiterhin wurde durch das Windfrischen ein hoher Gehalt an chemisch nicht gebundenen Gasen im flüssigen Stahl erzeugt, welche durch den Gießvorgang teilweise entwichen. Da diese Gasblasenbildung nach dem Vergießen sich im erstarrenden Stahl fortsetzte, sprach man vom unberuhigt vergossenen Stahl (Ristow et al. 1936, Schaper 1949).

Nachteilig einzustufen sind die zusätzlichen starken Seigerungen, welche örtliche Anreicherungen von Beimengungen enthielten. Zudem war die Alterungsempfindlichkeit des Thomasstahls bekannt. 1949 wusste man, dass diese Alterungsempfindlichkeit durch den Zusatz von Silizium oder der wirksamer eingestuft Zugabe von reduzierendem Aluminium oder durch Verkürzung der Blasezeit (Kohlenstoff-Desoxydation), die alle eine weitgehende Desoxydation bewirkten, herabgesetzt werden konnte. Wurde der Stahl anhand einer dieser Möglichkeiten behandelt, sprach man vom beruhigt vergossenen Thomasstahl (Schaper 1949).

Es war ebenfalls bekannt, dass der durch das Windfrischen aufgenommene Stickstoff negativen Einfluss auf die Stahleigenschaften hatte und dies zu einem harten und spröden Stahl führte. Diese Feststellung führte u. a. dazu, dass der Thomasstahl schon damals als nicht gleichwertig zum Siemens-Martin-Stahl angesehen wurde, da seine technologischen Werte nachteiliger waren und im verstärkten Maße streuten, wofür in Teilen der hohe Stickstoffgehalt ursächlich war (Ristow et al. 1936, Schaper 1949).

Entphosphorung und Desoxydation

Unter anderem hat *Bading* (Bading 1947) ausführlicher zu den Möglichkeiten zur Verbesserung der technologischen Eigenschaften des Thomasstahls publiziert. Darin wird das Thomasverfahren gegenüber dem Siemens-Martin-Verfahren ebenfalls nachteilig eingestuft, aufgrund der höheren Gehalte an Phosphor, Stickstoff und Sauerstoff. Ziel war es, diese Elemente im Thomasstahl weitgehend zu eliminieren, um eine Gleichwertigkeit in den Güten zum Herdofenstahl, wie SM-Stahl auch bezeichnet wurde, zu erreichen. In erster Linie sollten die Phosphorgehalte gesenkt werden. Die damals bekannten Verfahren zur Entphosphorung und zur Desoxydation beruhten auf *Perrin* (Bading 1947), welche den Ansatz verfolgten im fertig geblasenen Stahl die unerwünschten Begleitelemente zu entfernen. Dieser weist in der Regel entweder einen hohen Phosphorgehalt auf oder hohe Sauerstoffgehalte, wenn der Thomasstahl tiefer herunter geblasen wurde. Als ideal wurde angesehen, dass die notwendigen Stoffe zur chemischen Reinigung gut reagierbar sind und

diese Reaktionen in kürzester Zeit ablaufen. In der Umsetzung zeigte sich vorteilhaft, wenn die Reaktionsstoffe flüssig waren und der Thomasstahl aus möglichst großer Höhe in bzw. durch diese Schlacke gegossen wurde. Durch die dadurch erzielte große Reaktionsoberfläche gingen die Umwandlungen schnell von statten und bei Vorliegen einer dünnflüssigen ausreagierten Schlacke konnte diese schnell aus dem Stahl ausgeschieden werden. Daher rührte der Name Schlackenreaktionsverfahren. Wobei zwei Arten unterschieden wurden: die Entphosphorung und die Desoxydation. Die Entphosphorung wurde als wichtiger erachtet. Bei dieser wurde der vorgeblasene Thomasstahl durch eine erschmolzene Schlacke im Elektroofen gegossen mit dem Ergebnis der vollständigen Entphosphorung. Während bei der Desoxydation gelöstes Eisenoxydul in einem Eisenbad an den Hauptreaktionsträger Kieselsäure gebunden wurde. Dabei wurde der Stahl vor der Behandlung mit Kohle, Silizium, Aluminium und Mangan vorbehandelt, sozusagen vordesoxydiert (Bading 1947). Durch die Vorbehandlung war dieses Verfahren aufwendiger.

Ob die so entphosphorten Thomasstähle den Siemens-Martin-Stählen gleichzusetzen waren oder es sich um eine qualitätsmäßig gute Thomas-Güte handelte, blieb dabei offen. Herausgestellt wurde, dass wirtschaftliche Aspekte eine Rolle spielten und das Verfahren nur dort sinnvoll war, wo der elektrische Strom günstig war. Die Höhe der Energiekosten war ein entscheidender Faktor. Es wurde darauf hingewiesen, dass das basische Windfrischverfahren auf dem damaligen technologischen Stand eine gleichmäßige Thomas-Güte gewährleisten konnte (Bading 1947). Diese Aussage steht im Widerspruch zu vorherigen Ausführungen von *Schaper* (Schaper 1949).

Herstellung von stickstoffarmen Thomasstählen

Früh war der Einfluss des Stickstoffgehaltes bekannt, welcher den Stahl hart und spröde machte (Schaper 1949). Dabei wurde unterschätzt, welche Wichtigkeit dieser für die Qualitätseinstufung der Stähle hatte. Der Siemens-Martin-Stahl wies von Beginn an geringere Stickstoffwerte auf als der Thomasstahl. Es wurden ebenfalls die stark schwankenden technologischen Kennwerte des Thomasstahls nachteilig herausgestellt (Bading 1947). Zudem werden Qualitätsunterschiede in der Thomas-Güte in Bezug auf die Verarbeitbarkeit genannt, was dazu führte, dass die Güten regional als verschieden eingestuft wurden. Aufgrund der geringeren Verfügbarkeit des Siemens-Martin-Stahls in Frankreich, Luxemburg und Belgien, waren die dort ansässigen Stahlwerke gezwungen Thomasstähle nicht nur mit einem geringeren Phosphorgehalt herzustellen, sondern bezüglich der Verarbeitbarkeit höhere Qualitätsmaßstäbe anzusetzen. Dass diese Thomasstähle besserer Qualität waren, ist dokumentiert. Im Gegensatz zu diesen Ländern waren Hütten und Stahlwerke in Nordrhein-Westfalen nicht diesen Zwängen ausgesetzt, da dort ausreichend SM-Stahl parallel hergestellt werden konnte. Dennoch initiierten die dortigen Werke Untersuchungen zur Festschreibung der Bedingungen, um die Thomas-Güten denen des SM-Stahls anzugleichen. Wie ausgeführt, war ein erster Ansatz die Phosphorgehalte zu senken. Im weiteren Schritt widmete man sich den Stickstoffgehalten. Die Auswertungen ergaben, dass die Stickstoffgehalte des Siemens-Martin-Stahls im Bereich von 0,004 bis 0,008 Prozent lagen und die des Thomasstahls eine größere Streubreite von 0,01 bis 0,03 Prozent aufzeigten (Bading 1947).

Daeves und *Holtmann* untersuchten diese Verteilungen genauer (siehe Abb. 36) mit dem Ergebnis, dass sich die Häufigkeitskurven des Stickstoffs der Thomasschmelzen in vier Teilkollektive aufteilen lassen. Am häufigsten lagen die Stickstoffgehalte zwischen 0,008 bis 0,012 Prozent. Interessant sind die Teilkollektive III und IV mit Spitzenwerten bis zu 0,026 Prozent (Bading 1947).

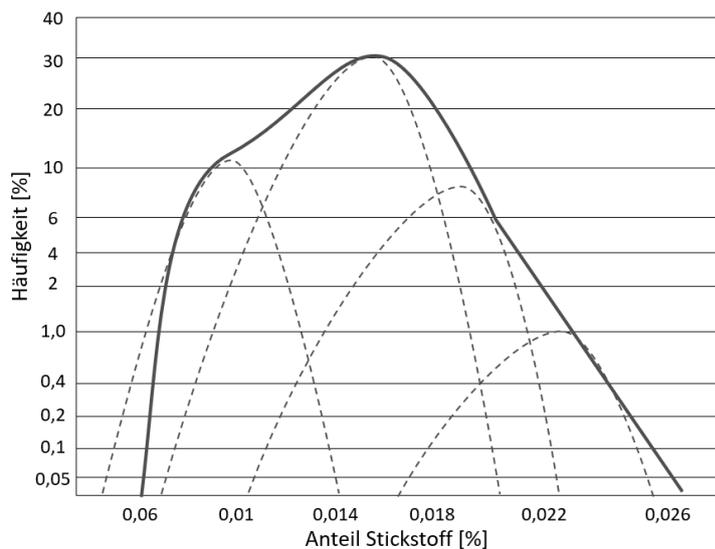


Abb. 36: Stickstoffkollektive nach Thomasschmelzen eines Werkes nach K. Daeves (Bading 1947)

Erst mit Bekanntwerden des Einflusses der hohen Phosphorwerte konnten die Bedingungen festgelegt werden, da ein Zusammenhang bestand und niedrige Phosphorgehalte in Abhängigkeit zu niedrigen Stickstoffwerten standen, um die basischen Windfrischstähle den technologischen Eigenschaften des Herdofenstahls anzugleichen. In diesem Zuge wurde erkannt, dass geringe N₂-Gehalte u. a. vom Konverteralter und den Hochofenverhältnissen abhingen. So konnten einige Hüttenwerke bei optimalen Bedingungen die Stickstoffgehalte bei 0,01 Prozent halten, während andere Werke es nicht schafften diese unter 0,015 Prozent zu bringen (Bading 1947).

Windgefrischte Austauschstähle - HPN-Stähle, MA-Stähle und Althostähle

Die Untersuchungen zur Verringerung der Phosphor- und Stickstoffgehalte der Thomasstähle führten zur Einführung der windgefrischten Austauschstähle (Schaper 1949), welche mit dem Ziel die Güten zwischen basischen Windfrischstählen und Herdofenstählen anzugleichen, aufwendiger herzustellen waren. Eine 30-t-Thomasschmelze normaler Güte erforderte inklusive aller Nebenarbeiten einen Zeitaufwand von ca. 45 Minuten, während für die Herstellung der Siemens-Martin-Schmelze mindestens 3 Stunden benötigt wurden (Bading 1947). In (Schaper 1949) wurde die Verfahrensdauer mit mindestens 6 bis maximal 8 Stunden angegeben. Die steigende Wärme der Schmelze, die Größe und Anzahl der Luftblasenbildung, die Blasezeit bedingt durch die Aufnahme von Stickstoff aus dem Gebläsewind und in Abhängigkeit von der Länge des Vorganges wurden räumlich wie zeitlich durch das Schmelzbad als die wesentlichen Faktoren zur Erhöhung des Stickstoffgehaltes identifiziert. Wenn beim Windfrischen die durch das Schmelzbad durchgeführte Luft noch Sauerstoff enthielt, konnten niedrigere Stickstoffwerte erzielt werden. Es war ein Sauerstoffüberschuss nach Beendigung des Vorgangs erforderlich. Dies konnte durch eine geringe Schmelzbadhöhe im Konverter, durch eine veränderte Form des Einblasens der Luft, welche nicht wie üblich vom Boden aus erfolgte, sondern von den Seitenflächen unter Beachtung, dass die Düsen ebenfalls richtig eingestellt und in der Form bemessen wurden. Weiterhin war es in diesem Zuge wichtig, die Schmelze beim Nachblasen zu kühlen. Bei derartig hergestellten Stählen sprach man von **HPN-Stählen**, welche durch verringerte Phosphor- und Stickstoffgehalte gekennzeichnet waren. Folgende Vorgaben unterteilt in zwei Varianten mussten für diese Einstufung einhalten werden. Die Kriterien sahen entweder einen höheren N-Gehalt kleiner 0,016 Prozent mit einem niedrigerem P-Gehalt kleiner 0,045 Prozent vor oder andersherum N-Gehalte kleiner 0,012 Prozent und P-Gehalte kleiner 0,06 Prozent (Schaper 1949).

Bei angewandeter Methode des Sauerstoffüberschussblasens konnte ohne weitere Kühlung des Schmelzbades unter zusätzlicher seitlicher Windzuführung in den Konverter gearbeitet werden. Eine Erhöhung der Stickstoffwerte war in dieser Kombination nicht zu erwarten. Die nach dieser Methodik hergestellten Stähle wurden **MA-Stähle** bezeichnet (Schaper 1949).

Wurden unberuhigt vergossene Thomasstähle, welche zu einer Trennbruchempfindlichkeit neigten durch eine Desoxydation mit Silizium und Aluminium hinreichend behandelt, so wurde für diese Stähle die Begrifflichkeit der **Althostähle** (oder Sialthostähle) verwendet (Schaper 1949).

Die derart behandelten Stähle (HPN-Stähle, MA-Stähle, Althostähle), welche durch ihre gegenüber den normalen unberuhigt vergossenen Thomasstählen verbesserte Eigenschaften aufwiesen und den Siemens-Martin-Stählen gleich oder nahezu gleichgesetzt werden konnten, wurden zur Abgrenzung und Identifikation als **windgefrischte Austauschstähle** bezeichnet. Im Jahr 1943 wurden bereits 15 Prozent der gesamten deutschen Thomasstahlproduktion in diesen Qualitäten ausgeführt (Schaper 1949).

Vergleich der verschiedenen Stähle

Innerhalb der damaligen Untersuchungen zum Verhalten von stickstoffarmen Stählen wurden u. a. die Kerbschlagzähigkeit der neu entwickelten HPN- und MA-Stähle mit derer von Thomas- und SM-Stählen verglichen. Eine wichtige Erkenntnis war, dass beim Thomasstahl bei Vorhandensein von höheren Stickstoffwerten der Steilabfall bereits im höheren Temperaturbereich erfolgt. Über weitere Untersuchungen wurde nachgewiesen, dass dieses Verlagerungsverhalten hin zu höheren Temperaturen auch beim Phosphor beobachtet wurde (Bading 1947).

Da (1947) bekannt war, dass die Ergebnisse der Kerbschlagzähigkeit nicht immer eindeutige Rückschlüsse auf die technologischen Eigenschaften der Stähle erlauben, wurden für bestimmte Anwendungsgebiete eigene zusätzliche Verfahren entwickelt, u. a. eine Alterungs-Biegeprobe und Schweißraupen-Biegeprobe für Bleche. Diese und weitere Proben wurden vergleichend an den stickstoffarmen HPN- und MA-Stählen getestet und zeigten im Ergebnis eine gute Übereinstimmung mit den Siemens-Martin-Stählen, so dass zusammenfassend betrachtet die Stahlsorten als nahezu gleichwertig eingestuft werden konnten (Bading 1947).

Die Entwicklung zeigte, dass die im basischen Konverter hergestellten Sonderstähle (HPN, MA) für die gleichen Anwendungen wie der Siemens-Martin-Stahl in Betracht kamen. Ferner wurde der Konverter als zuverlässige Schmelzvorrichtung herausgestellt, was in den Jahrzehnten davor nicht immer der Fall war, in dem die verschiedensten Legierungselemente, wie Chrom, Mangan, Phosphor und Vanadin abgeschieden werden konnten (Bading 1947). Hier ist erkennbar, dass man der Nachrangigkeit des Thomasverfahrens zum Siemens-Martin-Verfahren begeben wollte.

Abgrenzung zum Siemens-Martin-Verfahren und zum Elektroverfahren

Ergänzend, um die Thematiken des Thomasstahls genauer abgrenzen zu können, sollen kurz die Vor- und Nachteile der ebenfalls wichtigen Herstellungsverfahren des Siemens-Martin-Stahls und des neu aufkommenden Elektrostahls aufgezeigt werden. Da die zwischen 1930 bis ca. 1975 hergestellten stählernen Eisenbahnbrücken von Interesse sind, wird auf ältere Verfahren, wie z.B. das Puddelverfahren nicht eingegangen, sondern nur auf die für diesen Zeitraum relevanten.

Das Herdfrischverfahren, wie das Siemens-Martin-Verfahren auch bezeichnet wurde, galt neben dem Thomasverfahren als zweite wichtigste Produktionsweise der Stahlerzeugung. Die Anfänge gehen 1864 auf *Martin* zurück, welcher im französischen Werk Sireuil das Verfahren entwickelte. Im Gegensatz zu den Windfrischverfahren ist hier eine externe Wärmezuführung erforderlich. Zur

Verarbeitung kamen phosphorarmes Roheisen, aber auch Stahlschrott, welcher einen wesentlich höheren Schmelzpunkt aufweist als Roheisen. Aus diesem Grund mussten im Ofen sehr hohe Temperaturen bis 2000 Grad erzeugt werden. Diese wurden mittels der Siemens'schen Regenerativ-Feuerung erreicht, was im Zusammenspiel zur Namensgebung führte. Je nach Ausgestaltung der feuerfesten Verkleidung des Ofens mit kieselensäurehaltigen (wie beim Thomasverfahren) oder mit basischen Stoffen wurde unterschieden nach dem sauren oder basischem S-M-Verfahren, wobei sich das basische Verfahren durchsetzte. Zur Erzeugung des Stahls wurde das Eisen zunächst vollständig entkohlt, anschließend rückgekohlt und dann desoxydiert. Wie erwähnt, lag die Verfahrensdauer mit 6 bis 8 Stunden weit über der des Windfrischens mit ca. 45 Minuten. Dennoch wurden die Vorteile mehrheitlich im S-M-Verfahren gesehen und deren Bedeutung in der Industrie. Durch den langsamen Prozess konnte die chemische Zusammensetzung des Eisenbades besser reguliert und gesteuert werden. Zusätzlich kam es hier nicht zu der problematischen Blasenbildung, welche einhergeht mit einem erhöhten Gasgehalt. So galt die Erzeugung von Siemens-Martin-Stählen mit bestimmten Eigenschaften als leichter umsetzbar. Dass für die Herstellung phosphorarme Erze zum Einsatz kamen, konnte vor- und nachteilig gesehen werden, da Deutschland überwiegend über phosphorreiche Erze verfügte. Dafür konnte der Siemens-Martin-Ofen große Anteile an Schrott und Altstahl verwerten, was in der Thomasbirne nur geringfügig möglich war (Schaper 1947). Während und nach dem 2. Weltkrieg (siehe Kap. 3.2) fielen große Mengen an Schrott an, so dass das Herdfrischen den Vorteil eines umfangreichen Recyclings von Stahl ermöglichte. Wie erwähnt, wurde der Siemens-Martin-Stahl durch seine besseren technologischen Eigenschaften mit geringen Phosphor- und Stickstoffwerten und einer hohen Duktilität immer als höherwertig im Vergleich zum Thomasstahl angesehen. Preislich war der SM-Stahl teurer, worauf teilweise in Normen hingewiesen wurde.

Bessemerstahl	Siemens-Martin-Stahl	Thomasstahl
<ul style="list-style-type: none"> • 1855 Erfindung des Windfrischverfahrens durch Bessemer • 1862 aus phosphorarmen Roheisen Flusseisen (saurer Bessemer-Eisen) • Saurer, aufgrund kieselensäurehaltiger Auskleidung der Bessemer-Birne • Mglk. gr. Mengen an schiedbaren Eisen herzustellen • Einsatz erst für Handelsschiffe, Kessel, Lokomotiven • Ab 1862 für Brücken (nur wenige) • Zu hart und ungleichmäßig • Gr. Misstrauen • Bes. reines Erz erf. – nur geringe Vorkommen 	<ul style="list-style-type: none"> • 1866 per Vertrag Siemens-Martin-Verfahren • Wie bei Bessemer, wird auch hier flüssiges (saurer) Eisen – Flusseisen - gewonnen • 1880 erster Einsatz bei Straßenbrücken • 1890 erste gr. EBR über Firth of Forth, Schottland • Misstrauen saurer Eisen • Ab 1880 Entwicklung des basischen Siemens-Martin-Stahls – Flammofen mit basischem Futter 	<ul style="list-style-type: none"> • 1878 Patent Verfahren der Entphosphorung durch Auskleiden des Konverters mit (basischem) stark gebranntem Dolomit • 2. Patent f. das zusätzl. Nachblasen nach Beendigung der Entkohlung • Über Zusätze steuerbar – Endprodukt mit geringerem o. höherem C-Gehalt → weiches Flusseisen o. härterer Flussstahl • Ab 1889 ersten Brücken (Weichsel)

Abb. 37: Zusammenfassung – Entwicklung der Stahlsorten nach Herstellungsverfahren (Bading 1947, Schaper 1949)

In Abb. 37 ist vergleichend die Entwicklung der Stahlsorten nach Herstellungsverfahren dargestellt, wobei das Verfahren nach Bessemer der Vollständigkeit halber aufgeführt wird. Der Bessemerstahl konnte sich im konstruktiven Ingenieurbau nicht durchsetzen.

Es gab die Variante, bei der in der Thomasbirne vorgeblasenes Eisen, welches als Thomasvormetall bezeichnet wurde, anschließend im Siemens-Martin-Ofen fertig erzeugt wurde, um den erwähnten Nachteilen des Thomasstahls über eine Gütesteigerung zu begegnen (Schaper 1949).

Zu dieser Zeit setzte sich der im neu entwickelten **Elektroverfahren** erzeugte Stahl zunehmend durch. Im Jahr 1944 betrug der Anteil derartig produzierter Stähle bereits 10 Prozent mit steigender Tendenz. Bei diesem Verfahren wurde der Stahl im Elektroofen durch Lichtbogen oder Induktion unter Luftabschluss hergestellt, wobei der Induktionsofen ein reineres Arbeiten erlaubte

gegenüber dem Lichtbogenofen. Der Name des Elektroverfahrens wurde abgeleitet durch die Anwendung der elektrischen Heizung, welche den Vorteil hatte, dass sie bei sehr hohen Temperaturen genau geregelt werden konnte. Dadurch konnte man auf gasförmige Brennstoffe komplett verzichten. Aufgrund sinkender Strompreise zur damaligen Zeit war das Verfahren schnell konkurrenzfähig gegenüber den etablierten Herd- und Windfrischverfahren. Die Auskleidung der Öfen erfolgte basisch, anfänglich in geringen Teilen auch sauer. Da die Legierungszuschläge (insbesondere für legierte Stähle) im festen Zustand beigegeben wurden, bestand die Hauptaufgabe des Elektroofens darin den Stahl umzuschmelzen und zu verfeinern. Aufgrund der guten Wärmeregelung ließen sich die Legierungszusätze gut regeln und sparsamer einsetzen auch wegen des geringeren Abbrandes im Vergleich zu anderen Verfahren. Im Ergebnis wurde ein guter fester und zäher Stahl erzielt, welcher nach dem Herstellungsverfahren als **Elektrostahl** bezeichnet wurde (Schaper 1949). Wie wir heute wissen, hat sich der Elektrostahl durchgesetzt und sowohl das Siemens-Martin- als auch das Thomasverfahren abgelöst.

Auswertung

Aus den Abnahmenachweisungen nach Herstellung der Brücken, welche ab den 1950er Jahren gut dokumentiert sind, aber auch aus durchgeführten chemischen Analysen ist bekannt, dass für stählerne Eisenbahnbrücken sowohl unberuhigt als auch beruhigt vergossener Thomasstahl zum Einsatz kam. Unberuhigt vergossene Thomasstähle kamen bei hybriden Verbindungstechniken zur Ausführung.

Weiterentwickelte Thomas-Güten, wo Phosphor und Stickstoff begrenzt wurden, sind bei bestehenden Bauwerken mittels Materialanalyse identifiziert worden.

Interessant ist der Fakt, dass Thomasstahl schon vor Jahrzehnten immer wieder zu Kontroversen führte, welche jeweils umfangreiche Forschungen nach sich zogen mit dem Ziel diese einerseits auszuräumen und andererseits die Thomas-Güten zu verbessern und weiterzuentwickeln, um vorrangig die genannten Nachteile weitestgehend zu eliminieren. Dennoch stellt sich die Frage, warum der Stahl im Ingenieurbrückenbau zum Einsatz kam. Österreich hatte im Jahr 1907 (wie alte bahninterne unveröffentlichte Unterlagen zeigen) die Anwendung von Thomasstahl im Eisenbahnbrückenbau untersagt. Ob diese Anordnung über die Jahrzehnte aufrechterhalten wurde, ist nicht bekannt. Es zeigt, wie sehr dieses Material polarisiert hat und doch hielt sich das Verfahren ca. 100 Jahre. Es wurden immer wieder die Verwendung der phosphorreichen Erze Deutschlands und das im Vergleich zu anderen günstige Herstellungsverfahren vorteilig genannt. Sicherlich kann eine gewisse Lobbyarbeit unterstellt werden, auch wenn die damaligen Publikationen sehr um Neutralität bemüht waren, so lassen sich Tendenzen herauslesen. Zurück zur Frage, ob bestehende Thomasstahlbrücken ein Risiko darstellen, kann nicht generell beantwortet werden, aber grundsätzlich sind sie kein Problem. Hierfür ist eine weitere Clusterung erforderlich, die in Kap. 5 erfolgt, und die eine Bewertung nach ausgewählten Kriterien ermöglicht und Empfehlungen gibt, unter welchen Randbedingungen die Eisenbahnbrücke weiter im Betrieb bleiben kann oder Maßnahmen empfohlen werden. Für einen Ersatzneubau müssen ausgeprägte Kriterien und ein vorhandenes Schadensbild der bestehenden Brücke vorliegen. Hierzu muss festgestellt werden, dass bis dato kein Teilversagen von Brückenstrukturen oder Brückeneinstürze im Zusammenhang mit Thomasstahl bekannt sind. Zu dieser Thematik wurde explizit u. a. im umfangreichen Archiv der DB AG nachgeforscht.

Identifizierung von Thomasstahl

Die Identifizierung von Thomasstahl kann sich u. U. aufwendiger gestalten, wenn keine Brückenbauwerksunterlagen vorhanden sind. Bei Vorhandensein dieser, vor allem bei Eisenbahnbrücken aus den 1950er bis 1970er Jahren, welche umfangreich dokumentiert sind, ist zu beachten, dass nur einzelne Bauteile oder die gesamte Konstruktion diese Stahlgüten beinhalten können. Es können aus verschiedenen Hütten verschiedene Thomas-Güten vorliegen, aber auch eine Mischung mit Siemens-Martin-Güten. Folgende Kurzbezeichnungen für Thomasstahl wurden bis dato in Brückenunterlagen vorgefunden, wie sie in Tabelle 17 dargestellt sind.

ThSt	TUSt	TSt	St Th	z.B. ThSt 37-2
------	------	-----	-------	----------------

Tabelle 17: Verschiedene Abkürzungen für Thomasgüten (aus DB-Bestandsunterlagen)

Vor allem in der Ursprungsstatik, in der Zusammenstellung der Materialliste oder in Abnahmenachweisungen, welche vielfach chemische Analysen enthielten, waren Thomasstähle verzeichnet. Zur Identifizierung der Stähle ist dies ein erster Schritt.

Sollten z.B. infolge von Anfahrtschäden verformungsarme Kerben während der Begutachtung am Bauwerk festgestellt werden und zusätzlich eine Anprallgefährdung durch kreuzende Verkehrswege (mit verringerten Durchfahrtshöhen) und/oder alte/ sanierte Anfahrtschäden vorliegen, ist es sinnvoll, über Materialanalysen (Bohrkerne mit 10 mm Durchmesser) chemische Analysen durchführen zu lassen. Diese sind relativ kostengünstig (ca. 1.200 bis 1.800 EUR) und schnell durchgeführt. Wichtig ist, darauf zu achten, ein Labor zu beauftragen, welches Stickstoff nachweisen kann. Die durchgeführten Analysen haben gezeigt, dass nicht jedes Labor diese Möglichkeit hat. Bei der Probenentnahme ist darauf zu achten, dass diese möglichst an den freien Enden (hinter dem Lagerbereich) und/oder in Punkten des Momentennulldurchganges oder aus Druckbereichen entnommen werden. Die Entnahmestellen sind in Absprache mit dem Fachbeauftragten Konstruktiver Ingenieurbau und dem Fachbeauftragten für Brückenbelastbarkeit und ggf. mit einem Statiker oder Prüfsachverständigen festzulegen. Bei Probeentnahmen wurde festgestellt, dass die Zugänglichkeit bei Brücken über Wasser eine Thematik sein kann. Mittels einer Magnetbohrmaschine mit einer Bohrkronen von 13 mm werden Proben mit 10 mm Durchmesser erzielt. Im Vorweg sollte die Walzrichtung gekennzeichnet werden und auf eine ausreichende Fläche zum Aufsetzen der Magnetbohrmaschine geachtet werden.

In den durchgeführten Analysen ist die Weiterentwicklung der Thomasstähle erkennbar. Einige Analysen konnten nicht zweifelsfrei einer bestimmten Thomasgüte zugeordnet werden. Für ein besseres Verständnis wurden und werden die Daten gesammelt und ausgewertet.

Es gibt mittlerweile zerstörungsfreie Prüfmethode zur Identifizierung der Stähle, welche noch nicht vollständig ausgereift und zudem nicht komplett zerstörungsfrei sind. Nachfolgend wird das Verfahren der Funkenemissionsspektrometrie vorgestellt.

Funkenemissionsspektrometrie (OES)

Die Funkenemissionsspektrometrie ist ein modernes Verfahren der optischen atomemissionspektroskopischen Analyseverfahren, welches u. a. zur Identifizierung der Legierungen von Metallen angewendet werden kann. Dabei wird die charakteristische Emissionsstrahlung von angeregten Atomen oder Ionen detektiert und anschließend ausgewertet. Über die Ausnutzung der Proportionalität zwischen der Anzahl der vorhandenen Atome und der Strahlungsintensität, ist eine quantitative und qualitative Ermittlung möglich. Hierfür müssen feste Proben, wie Metalle in einen gasförmigen Zustand überführt werden mit Hilfe von elektrischen Funken (elektrische

Entladung zwischen zwei Elektroden) zur Energiebereitstellung. Der Werkstoff Stahl erfüllt die Voraussetzungen der elektrischen Leitfähigkeit und Homogenität zur Anwendung des Verfahrens. Anhand eines optischen Gitters zur Separierung in Spektrallinien gelangt die erzeugte Emissionsstrahlung in ein optisches System. Über sogenannte Photomultiplier wird die elementspezifische Strahlung detektiert. Das Verfahren beruht auf einem längeren Abfunkprozess, so dass nicht nur einzelne Funkenentladungen betrachtet werden. Zu Beginn wird der Bereich zwischen der Gegenelektrode und dem Probenstück der Korrosionsschutz entfernt und mit Argon gespült und anschließend mit einer Frequenz bis zu 1000 Hz in der Vorfunkzeit über mehrere tausende Funkenentladungen zur Aufschmelzung und Homogenisierung der Probenoberfläche gebracht. Im Anschluss erfolgt die eigentliche Messung, bei welcher die emittierte Strahlung erneut über mehrere Tausend Einzelfunkenentladungen erfasst, aufintegriert und über eine Kalibrierfunktion letztlich in Massenanteile umgerechnet wird. Die Messung sollte an mindestens zwei Stellen erfolgen zur Erfassung von möglichen Inhomogenitäten. Das Verfahren ermöglicht aufgrund der schnellen Analysezeiten direkt vor Ort Ergebnisse, hinterlässt aber einen Brennfleck und der Bereich bedarf einer Überarbeitung des Korrosionsschutzes (Niederstraße 2020). Im Vergleich zum herkömmlichen Verfahren bestehen in der Fachwelt unterschiedliche Meinungen und eine gute Übereinstimmung der Massenanteile der Legierungselemente wird nicht immer als gewährleistet angesehen.

Stahlart	% C	% Si	% Mn	% P	% S	% Cr	% Cu	% N
Thomasstahl	0,03 - 0,05	0,0 - 0,2	0,3 - 0,6	0,06 - 0,14	0,02 - 0,07	-	0,04	0,0065
Thomasstahl	0,04 - 0,06	0	0,3 - 0,5	0,04 - 0,15	0,03 - 0,07	-	0,36 - 0,53	0,0122
Thomasstahl	0,1 - 0,18	0,16	0,9	0,05 - 0,11	0,03 - 0,06	0,35 - 0,44	0,55 - 0,65	0,008
S.-M.-Stahl	0,05 - 0,13	0,0 - 0,13	0,3	0,01 - 0,03	0,02 - 0,03	-	0,04 - 0,1	0,0024
S.-M.-Stahl	0,03 - 0,11	0,0 - 0,4	0,26 - 0,42	0,01 - 0,16	0,02 - 0,03	-	0,28 - 0,53	0,002
S.-M.-Stahl	0,21	0,03 - 0,12	0,58 - 0,71	0,03 - 0,18	0,03	-	0,04	0,0041
S.-M.-Stahl	0,12 - 0,24	0,2	0,5 - 0,9	0,01 - 0,1	0,03	0,2 - 0,5	0,4 - 0,6	0,0019

Tabelle 18: Vergleich Thomasstahl vs. Siemens-Martin-Stahl (DB-interne Auswertung)

Umgang mit Thomasstahl

Dass unberuhigt vergossene Thomasstähle nach 1930 in Verbindung mit der Fügetechnik des Schweißverfahrens zusammen ausgeführt wurden, gilt aufgrund durchgeführter chemischer Analysen als bestätigt. Dass die dabei erwähnten sehr hohen Stickstoffgehalte auftreten, ist nicht zu erwarten, da man sich der Thematik und des Einflusses der Stickstoffgehalte, insbesondere auf die technologischen Eigenschaften des Thomasstahls, die zu einer Versprödung führen, bewusst war. Im Zuge der aufgetretenen Schadensfälle im Zusammenhang mit St 52 bei vollständig geschweißten Eisenbahnbrücken 1936 und 1938, trat aufgrund dieser Ereignisse eine weitere Sensibilisierung bezüglich der Versprödung des Materials ein, so dass angenommen werden kann, dass dies Auswirkungen in der Anwendung des Thomasstahls hatte. Infolgedessen wurden die Randbedingungen für die Anwendung der Schweißtechnik und von höherfesten Stählen konkretisiert und an enge Randbedingungen geknüpft, die es einzuhalten galt.

Stickstoffgehalte: In den bis dato vorliegenden Analysen sind Stickstoffgehalte bis 0,016 Prozent bekannt. Darüber hinausliegende N-Gehalte, wie sie teils in der Literatur (Stahl und Eisen) zu finden sind, konnten nicht bestätigt werden. Die Entnahmestelle spielt eine entscheidende Rolle, da die Stickstoffgehalte in den Seigerungszonen zu daneben liegenden Bereichen innerhalb eines Bauteils stark streuen. Die Begrenzung der N-Gehalte bei den verbesserten Thomasstählen (vor

allem ab dem 1950er Jahren) spiegelt sich nur teilweise in den Analysen wider. Wobei nur aktuelle Materialproben zur Auswertung herangezogen wurden.

Einfluss tiefer Temperaturen mit und ohne zusätzliche Beanspruchungen aus Verkehr: Offen bleibt die Frage nach den Auswirkungen eines raschen Temperaturabfalls in den niedrigen zweistelligen Minusbereich innerhalb weniger Stunden mit und ohne eine zusätzliche Beanspruchung aus Verkehr. Im Jahr 1938 hat ein solches Ereignis zu Schäden an Brücken in Deutschland und im umliegenden Ausland geführt (Sahling, Latzin 1952), ohne das Vorhandensein von Thomas-Stahl. Ähnliche Temperaturszenarien in den Folgejahrzehnten wird es mit Sicherheit gegeben haben, aus denen zumindest keine bekannten Schäden dokumentiert oder publiziert sind.

Wann ist Thomasstahl ein Problem in der heutigen Zeit?

Stoßartige Belastungen: Der Einfluss zusätzlicher Beanspruchungen aufgrund von Oberbaufehlern (Schiene, Schotter, Schwellen), welche zu einem „Pumpen“ des Gleises führen, woraus weitere Schäden, wie z.B. Lagerschäden resultieren, können sich auf die Ermüdungsfestigkeit von stählernen Eisenbahnbrücken auswirken. Dies wurde schon frühzeitig erkannt und anfangs über die sogenannte Stoßzahl (später Schwingbeiwert Φ) in der Festigkeitsberechnung erfasst. Dabei sollten bewegliche Lasten, die in höheren Geschwindigkeitsbereichen als stoßweise Lasten auftreten können, abgedeckt werden, aber auch Auswirkungen von Unebenheiten, wie Stoßlücken oder ausgefahrene Stellen der Schiene. Nicht nur infrastrukturseitig, sondern auch aus dem überrollenden Verkehr können zusätzliche Beanspruchungen entstehen, die u. a. durch unausgeglichene Massen von damaligen Lokomotivtriebbrädern, unrunder Räder oder Fehlstellen/ Schäden in der Radlauffläche hervorgerufen werden können. Es war bekannt, dass die Einwirkungen nicht nur einen reinen statischen Einfluss in gewisser Größenordnung haben. Die daraus entstehenden Schwingungen bewirken erhöhte Spannungen in den Baugliedern, wenn der Zeitabstand der aufeinanderfolgenden Stöße und die Eigenschwingungsdauer gleich sind oder ein Vielfaches vom anderen (Schaper 1934). Schiefwinklige Überbauabschlüsse, wie sie vielfach aus Kostengründen früher ausgeführt wurden, haben u. a. den Nachteil, dass die Lager bei Zugüberfahrt unsymmetrisch beansprucht werden. Dies führt zu zusätzlichen Zwangsbeanspruchungen, die einen unterschiedlichen Verschleiß der Lager nach sich ziehen können. Ein bekannter Folgeeffekt dieser Thematik ist das sogenannte Schlagen eines Lagers bei Zugüberfahrt, welches wiederum Zusatzbeanspruchungen in den Quer-, Längs- und Hauptträgern der Fahrbahn hervorruft.

Übertragen auf den Thomasstahl können heute außergewöhnliche Beanspruchungen unter folgenden Randbedingungen Einfluss haben. Dazu zählen u. a.:

- schiefe bis stark schiefwinklige Brückenabschlüsse, wenn zusätzlich ein Schlagen der Lager hinzukommt,
- „Pumpen“ des Oberbaus (Fehlstellen im Schotterbett unter den Schwellen, woraus senkrechte Verformungen bei Zugüberfahrt resultieren), vor allem in den Fahrbahnübergängen der Brücke,
- bei vorhandenen Anfahrschäden,
- Fehlstellen/ Schäden an der Schiene und/ oder der Lauffläche der Räder und
- defekte (oder festgestellte) Bremsen an Güterzügen.

Anfahrschäden

Aktuell ist eine Zunahme der Anfahrschäden durch Straßenfahrzeuge an darüberliegende Eisenbahnbrücken festzustellen. Die Gründe können in der Erhöhung der Transporte auf der Straße mit

Zunahme von Schwerlast- und Lkw-Verkehr liegen, aber auch auf der menschlichen Seite. Oftmals weisen die Brücken die vorgegebene Standard-Durchfahrtshöhe von 4,50 m auf. Dennoch verursachen durch z.B. auf Tiefladern beladene Baumaschinen, die nicht in abgesenkter Position diese Brücken passieren, die Schäden. Als Hauptursache ist in diesen Fällen der menschliche Fehler zu sehen.

Bei kleineren Eisenbahnbrücken, die oft Wirtschaftswege überführen, werden diese Unfälle überwiegend durch landwirtschaftlichen Verkehr verursacht, z.B. durch Traktoren mit hochgefahrener Gabel oder voll beladene Anhänger mit Überhöhe. Sollten diese Brücken Thomasstahl enthalten oder komplett aus Thomasstahl bestehen, ist dieses am Schadensbild meist sofort ersichtlich, aufgrund des verformungsarmen Bruchbildes oder durch Kerben, die kaum oder ohne zusätzliche Verformung auftreten. Die bis dato untersuchten Anfahrschäden an verschiedenen Brücken, die aus Thomasstahl bestehen, ergaben keine signifikanten Schäden. In allen bekannten Fällen waren die Brücken sanierbar, so dass ein Nachteil gegenüber den Brücken aus duktilen Stählen (z.B. Siemens-Martin- oder Elektro Stahl) nicht festgestellt werden konnte. Insgesamt lässt sich sagen, dass ein massiver Anprallschaden unabhängig vom Material, meist zur Brückensperrung, aufwendigen Sanierung bis hin zum Neubau führt. In diesen Fällen muss der Eisenbahnverkehr temporär über Hilfsbrücken überführt werden. Dann spielt das Material, der Werkstoff Stahl mit seinen Eigenschaften eine untergeordnete Rolle. In Bezug auf die Redundanz des Gesamtsystems, wenn ein Bauteil versagt und die Schadenstoleranz gegeben ist, kann ein Gesamtversagen das Überbaus verhindert werden. Lässt man die außergewöhnliche Einwirkung, welche einen Anfahrschaden darstellt, außen vor und betrachtet das Material Thomasstahl im Zuge der Ermittlung der Restnutzungsdauer bestehender stählerner Eisenbahnbrücken, kann der Werkstoff dennoch eine entscheidende Rolle spielen. Hier kommt es auf das Zusammenspiel der vorliegenden Faktoren an, welche sich ungünstig auf die Konstruktion auswirken können, z.B. eine hohe Schiefwinkligkeit oder wenn die Anprallgefahr nicht ausgeschlossen werden kann, zudem Konstruktionen, welche rein konstruktiv nicht vorteilhaft bemessen wurden oder Konstruktionsfehler beinhalten. Hier kann es Sinn machen, diese Bauwerke zu erneuern trotz einer positiv ermittelten Restnutzungsdauer von z.B. mehr als 20 Jahren. In diesem Fall spielen weitere Faktoren eine Rolle, wie u. a. die Streckenkategorie und die Belastung. Wenn es sich um ein hoch ausgelastetes Streckennetz handelt unter der Vorgabe der Verfügbarkeit der Infrastruktur diese sicherzustellen, so dass dieser Parameter ausschlaggebend sein kann. Die gegebenen Beispiele zeigen, dass unter den einwirkenden und vorliegenden Faktoren immer in sinnvoller Art und Weise und mit Ingenieurverstand abgewogen werden muss, ob Bauwerke, welche anteilig oder vollständig aus Thomasstahl bestehen, im Betrieb bleiben können oder erneuert werden müssen. Unter der Berücksichtigung der Vorgehensweise nach der Risikoakzeptanzanalyse wird in Kap. 5 eine Lösung aufgezeigt.

Hochwasser

Extremwetterereignisse, die in immer häufigerer Form auftreten, wie z.B. in Slowenien/ Österreich und Norwegen/ Schweden im August des Jahres 2023, welche mit Überschwemmungen und Brückenstürzen (z.B. Randklev-Eisenbahnbrücke in Ringebu/ Norwegen) einhergingen sind zukünftig in größerer Intensität zu erwarten. In Deutschland sind ebenfalls mehrere Ereignisse zu verzeichnen, wie die Flutkatastrophe im Ahrtal (2021), das Oderhochwasser (1997, 2010) und das Elbehochwasser (2002). Menschlich gesehen, berühren die vielen davon betroffenen persönlichen Schicksale. Technisch betrachtet, waren u. a. zerstörte oder beschädigte Eisenbahnbrücken zu verzeichnen. Hochwasser, Überschwemmungen und Fluten sind mittlerweile in Europa eine der Hauptursachen für Brückeneinstürze. Sie können alleinige Ursache sein oder im Zusammenwirken mit weiteren Faktoren. Dabei wirken hohe Seitenstoßkräfte auf die Über-/ Unterbauten und

Pfeiler, für die das Brückenbauwerk nicht bemessen wurde und es derzeit keine Bemessungsgrundlage gibt. Durch das Mitführen von Treibgut (Geröll, Schlamm, Ästen oder ganzen Bäumen) werden die außergewöhnlichen Kräfte nochmals erhöht. Wobei sich die Frage stellt, unter welcher Einwirkungskombination und in welcher Höhe solche Kräfte berücksichtigt werden können oder sollten, da nicht jedes Risiko absicherbar ist. Vereinzelt ist im Zuge der Neuplanung von Brücken über Flussläufen der Strömungsdruck auf Überbauten zur Abdeckung von Hochwasserszenarien in der Bemessung zu berücksichtigen. Alternativ ist zu beobachten, dass bei technischer Möglichkeit Überbauten im Zuge von Ersatzneubauten höhergelegt werden. Für den Ansatz des Treibgutstoßes sind erste Regelungen vorhanden, wie z.B. in der ZTV-TB HPA (2022). Derzeitig bedürfen diese Bemessungsansätze einer gutachterlichen Stellungnahme im Rahmen von UiG und/ oder ZiE.

Die oben genannten außergewöhnlichen Ereignisse sind im Mittel ca. alle 10 Jahre aufgetreten. Setzt sich dieser Trend fort oder sind solche Phänomene in Zukunft noch häufiger und intensiver zu erwarten? Allgemein betrachtet, ist nicht jedes Risiko abdeckbar, sonst würde man technisch gesehen an die Grenze der Machbarkeit kommen, was bedeutet, dass es immer aufwendiger oder schwieriger wird Brücken zu bauen. Hier wird Diskussions- und Forschungsbedarf gesehen.

Übertragen auf bestehende Bauwerke wird zukünftig die Frage interessanter werden, wenn Brücken diese Einwirkungen überstehen und weiter im Betrieb bleiben, welche Auswirkungen solche Flutereignisse auf die Restlebensdauer haben. Erstens, unabhängig betrachtet von der Werkstoffseite und zweitens unter Hinzunahme der Materialeigenschaften. In den bis dato ausgewerteten Fällen von Stahlbrücken im Ahrtal war in den meisten Fällen die Standsicherheit der Widerlager und Pfeiler maßgebend. Zu den Auswirkungen auf Materialeseite oder auf hybride Verbindungen in diesem Zusammenhang kann keine Prognose abgegeben werden. Hier besteht auf dem Gebiet der Brücken, aber auch für hybride bzw. tribride Verbindungen weiterer Forschungsbedarf. Bekannt ist, dass Stickstoffnitride sich in deformierten Bereichen anreichern und dort zu einer Konzentration und zusätzlichen Versprödung des Materials führen können. Eine Versprödung geht immer einher mit der Erhöhung der Festigkeitseigenschaften (Baer 2007). Wenn Eisenbahnbrücken sich über nicht schiffbaren Flussläufen befinden, wird per se von keiner Anprallgefahr ausgegangen. Bei Annahme der regelmäßigen Unterhaltung der Gleise und des Schotterbettes können in der Regel stoß- oder schlagartige Belastungen aus dem Eisenbahnverkehr ausgeschlossen werden. Zudem wird davon ausgegangen, dass sich ein Brückensystem in Wirklichkeit steifer verhält. Dies wurde anhand von Messungen an bestehenden Bauwerken nachgewiesen. Außer für schlanke Zugglieder, z.B. Hänger von Stabbogenbrücken oder schlanke Trägerroste aus S355 trifft dies auf viele robuste Stahlbrückentypen zu.

Auswertung der einzeln untersuchten Brücken in Verbindung mit Thomasstahl

Bei Vorfinden von Thomasstahl ist eine Unterscheidung nach

- ursprünglich und weiter entwickelten Thomasstahl und
- nach unberuhigt und beruhigt vergossenen Thomasstahl angebracht.

Unberuhigt vergossene Thomasstähle sind anhand von verformungslosen Kerben (z.B. aus kleinen Anfahrtschäden) oder glatten Trennbrüchen, z.B. aufgrund einer Anpralleinwirkung, klar zu identifizieren. Bei Vorliegen von vielen Schrammen am Untergurt ist keine Ableitung der Stahlgüte möglich.

Sollte sich die Brücke in einem guten Gesamtzustand zeigen, ohne markante Korrosionsschäden, ohne erkennbare Risse, Kerben, alte Deformationen oder Änderungen im Tragsystem

(Sanierungen/ Verstärkungen) und der Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805 eine ausreichende Anzahl an Jahren (> 15 Jahre) ergeben, spricht gemäß den hier durchgeführten Untersuchungen nichts gegen eine weitere Nutzung des Brückenbauwerkes. Für den Fall, dass eine Anprallgefährdung infolge des darunter liegenden Verkehrsweges aufgrund einer zu geringen (vom Standard abweichenden) Durchfahrtshöhe vorliegen sollte, sind zusätzliche Kennzeichnungen oder Anprallschutzkonstruktionen vorteilig. Wobei sich gezeigt hat, dass zusätzliche externe Anprallschutzkonstruktionen, z.B. in Form von Rahmen vor dem Brückenbauwerk sich schwierig umsetzen lassen, da sie einerseits teuer und aufwendig sind und zweitens außerhalb des Bahngeländes stehen, was zusätzliche Kreuzungsvereinbarungen nach sich ziehen würde, weshalb diese Variante nur bei exponierten oder besonders gefährdeten Bauwerken in Betracht käme. An dieser Stelle wird eine Mitverantwortung beim Kreuzungspartner gesehen.

3.4.2 Einfluss des Lastenzuges

Allgemeines

Züge weisen über die Jahrzehnte betrachtet unterschiedliche Achslasten, Achslastkonfigurationen, verschiedene Bremssysteme und Zuggeschwindigkeiten auf. Die Variation der Eisenbahnverkehre würde zu einer Vielzahl an Betriebslastenzügen führen, die jeweils einzeln in der Bemessung anzusetzen wären, da die maßgebende Zugkonfiguration nicht ohne weiteres bestimmbar ist. Die Stützweite des Tragwerkes hat hier ebenfalls Einfluss, aufgrund der statisch konstruktiven und mathematischen Abhängigkeiten (Stier, Schacknies 1987). Eine Vereinheitlichung, auch zur Vergleichbarkeit der Brücken war notwendig. Der Einfluss der Belastung statisch, wie dynamisch wurde früh erkannt. Da Brückenbauwerke immer als langlebige Investitionen gesehen wurden, kam der Berücksichtigung der aktuellen und zukünftigen Verkehrsbelastung eine große Bedeutung zu. Es vollzog sich eine Entwicklung von konkreten Zügen, über Regellastenzüge bis hin zu Lastbildern und Lastmodellen. Über die Idealisierung von wirklichen Lasten der Triebfahrzeuge inkl. Wagen hin zu vereinfachten Lastbildern, die als ausreichende Lastannahmen in der Bemessung von Brücken galten, wurden die ersten Regellastenzüge zur Berechnung von Brückenkonstruktionen definiert. Darüber sollten alle möglichen Lastfälle auf der Brücke und der ungünstigsten Laststellungen erfasst werden (Brückmann 1954; Quoos, Fila 1998). Der jeweils gültige und anzusetzende Regellastenzug in der Bemessung ist rückwirkend im Tragsicherheitsnachweis nach Ril 805 von Bedeutung, da je nach Wahl des Lastenzuges in Abhängigkeit von der historischen Streckeneinstufung und von den vergangenen und zukünftigen Verkehren Reserven in der Konstruktion bestehen können.

Ein Regellastenzug stand damals für konkrete Züge, welche als schwer, mittel oder leicht eingestuft wurden. Die Lastenzüge wurden später in Lastmodelle umgewandelt, die eine Umhüllende darstellen und somit verallgemeinert in der Bemessung der Brücken angesetzt wurden.

Entwicklung der Verkehrsbelastung und der Lastenzüge/ Lastmodelle

Mit Beginn des Eisenbahnbaus in Deutschland ab 1835 bestand die Notwendigkeit von Brückentragwerken. Aktiengesellschaften bauten die erste Strecke, die 6 km lange Eisenbahnverbindung zwischen Nürnberg und Fürth, welche 1835 eröffnet wurde. Mit Gründung des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen im Jahr 1847, begannen die Staats- und Privatbahnen sich erstmals über Normen in der Eisenbahntechnik auszutauschen. Für die statische Berechnung von Brücken wurden zwischen ca. 1845 bis 1876 tatsächlich verkehrende Betriebszüge für die Vertikallasten angesetzt. Diese bestanden aus einer etwa 7,0 m langen Lok mit einer Höchstgeschwindigkeit von 40 km/h (Schächterle 1929; Weber 1999). Aufgrund der ersten Schadensfälle, welche auch zu

Brückeneinstürzen führten, wurde in Untersuchungen erkannt, dass es die Schwingwirkung aus Zugüberfahrt zu berücksichtigen gilt. Infolgedessen wurde die dynamische Wirkung bei Überfahrt, welche zu dynamischen Spannungsüberhöhungen führte, frühzeitig erkannt und über eine Fahrziffer, dann Stoßzahl und heute Schwingbeiwert Φ erfasst (Schaper 1949; Weber 1998).

Mit Gründung des Deutschen Reiches 1871 befanden sich fast alle Eisenbahnstrecken in staatlicher Hand. Die verschiedenen Staatsbahnen entwickelten ihre eigenen ersten Lastenzüge, wie z.B. die Preußische Staatsbahn mit dem Lastenzug Preußen II, welcher eine maximale Radsatzlast von 14 t und eine Meterlast der Wagen von 3,64 t/m berücksichtigte. Dies entsprach in etwa den tatsächlichen Verkehren, so dass eine weitere Verkehrsentwicklung mit höheren Lasten nicht in Ansatz kam (Quoos, Fila 1998). Bis zur Gründung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hatten die einzelnen Staatsbahnen jeweils ihre eigenen Lastbilder, die es in der Bemessung eines Brückenneubaus zu berücksichtigen galt.

Mit Einführung der vorläufigen Ausgabe der Berechnungsgrundlagen „Vorschriften für Eisenbauwerke – Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ (1922) wurden erstmalig einheitliche Lastenzüge festgelegt. Die Einigung der ehemaligen Staatsbahnen auf einen einheitlichen Standard wurde als wichtigste Grundlage für die neuen Vorschriften gesehen, da es bezüglich des schwersten neuen Lastenzuges N (vgl. Abb. 38) die meisten Diskussionen und Akzeptanzprobleme anfänglich gab, da dieser die vorherigen maßgebenden schwersten Belastungszüge einzelner Staatsbahnen, welche zwischen 13 bis 20 Tonnen Achslast berücksichtigten, um mehr als 50 bis 100 Prozent überschritt.

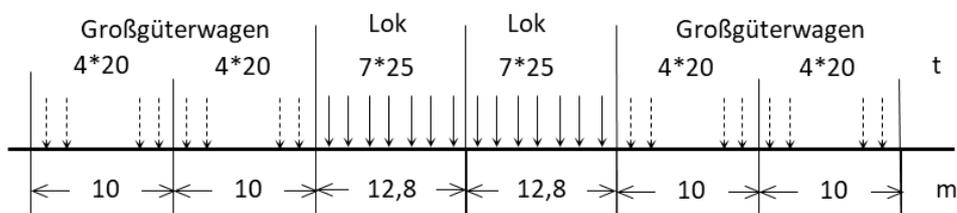


Abb. 38: schwerer Lastenzug N von 1922 (BE 1925)

Im Zuge von Untersuchungen (Karig 1934) wurde gezeigt, dass die Steigerung der Berechnungslasten über einen Zeitraum von 50 Jahren stetig zunahm, welche hauptsächlich in der Erhöhung der Lokomotivgewichte (Dampflok) begründet war. Dabei hatte die Erhöhung der Achslasten einen geringeren Einfluss für Brücken kleinerer Stützweite, da schon früher mit einzelnen Achslasten von 20 t gerechnet wurde. Mit Zunahme der Stützweite wurde der Einfluss der Erhöhung der Wagenlasten größer, da in früheren Modellen die Lokomotivgruppe immer an die Zugspitze gesetzt wurde und somit die Wagenlasten nur auf einer Seite anzunehmen waren. Nach der aktuellen BE (1922) mussten nun die Wagenlasten beidseitig der Lokomotivgruppe angeordnet werden. Zudem musste jeweils nach 10 Wagen eine weitere Lokomotivgruppe eingefügt werden. Bereits früher gab es eine Unterteilung der Strecken in Haupt- und vollspurige Nebenbahnen, welche nicht fortgeführt werden konnten, da auch für Nebenbahnen mit geringem Verkehr der Betrieb mit schweren Tenderloks als wirtschaftlicher angesehen wurde. Weiterhin ging man davon aus, dass die Elektrifizierung solcher Nebenbahnen, was vor allem Gebirgsstrecken betraf, zu einer weiteren Erhöhung der Achslasten führen würde (Karig 1934).

Mit Einführung der endgültigen Fassung im Jahr 1925 der „Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken“ (BE) waren die drei neuen Lastenzüge N, E und G endgültig festgeschrieben. Der schwerste Lastenzug N beinhaltete 25 Tonnen Achslast und 13,67 t/m. Der Lastenzug E wurde mit 20 Tonnen Achslast und 8,90 t/m festgelegt, während der leichteste Lastenzug G 18 Tonnen

Achslast und eine Meterlast von 8,18 t/m berücksichtigte (Karig 1934). Bei Anwendung des Lastenzuges N zeigen sich rückwirkend betrachtet in der Nachrechnung der Brückenbauwerke Reserven.

1950 wurde der schwere Lastenzug S eingeführt, wie in Abb. 39 dargestellt. Dieser wurde in den Berechnungsgrundlagen (DV 804) der Bundesbahn, welche am 1. Oktober 1951 neu herausgegeben wurden, verankert. Der Lastenzug S bildet ein allgemeines Lastbild ab und keine konkreten Betriebslasten, welches diese in der gewählten Form als „Umhüllende“ abdeckt. Es ist zu beachten, dass Kürzungen und Leichterungen möglich waren. Aus diesem Grund sollte in der Ursprungsstatik geprüft werden, ob das volle Lastbild zum Ansatz kam bei dem jeweiligen Brückenbauwerk. Parallel wurde ein leichter Lastenzug L eingeführt, welcher 75 Prozent der Lastwerte von S entspricht oder für kleine Stützweiten, wenn nach diesem Lastenzug sich ungünstigere Werte ergeben haben (DV 804 1951).

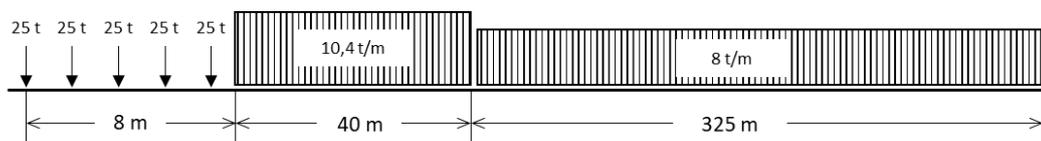


Abb. 39: schwerer Lastenzug S (BE 1951)

Eisenbahnbrücken wurden und werden mit Regellastenzügen berechnet und bemessen. Nach den aktuellen Vorschriften waren die neuen Lastenzüge S und L (1950) anzuwenden. Die Regellastenzüge wurden konzipiert, um:

- den Unsicherheiten in der Belastungseinwirkung und Berechnungsannahmen entgegenzuwirken und
- zur Berücksichtigung der zu erwartenden Entwicklung des Eisenbahnverkehrs, wobei eine Steigerung der Lasten der zukünftigen Verkehre vorausgesetzt wurde. Im Ergebnis statistischer Untersuchungen wurde nachgewiesen, dass die in den 1950er Jahre verkehrenden schwersten Lasten ca. 70 Prozent des Lastenzuges S betrug, diese aber nur sehr selten auftraten. Die tatsächliche durchschnittliche Belastung der Eisenbahnbrücken war wesentlich geringer (DB-Bericht Teil 3, 5.12.1953, unveröffentlicht).

Statistische Untersuchungen wurden ebenfalls für einen Teil der hoch belasteten Strecken durchgeführt zur Ermittlung der realen Belastung der Brückenbauwerke und der jeweils einzelnen Tragglieder. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass

- geringe Lasten sehr häufig,
- mittlere Lasten häufig und
- Höchstlasten relativ selten auftraten (DB-Bericht Teil 3, 5.12.1953, unveröffentlicht).

Bei Gleichsetzung der höchsten zulässigen Belastung mit der zulässigen Beanspruchung zeigte sich, dass die zulässige Beanspruchung nie erreicht wurde. Daraus wurde abgeleitet, dass die Spannung aus der stärksten Betriebslast weit unterhalb der zulässigen Spannung liegt. Zusätzlich lagen die ertragenen Spannungen weit unterhalb der zulässigen Beanspruchung. Dabei wurde die zulässige Beanspruchung derart gewählt, dass ein erheblicher Sicherheitsbereich bis zur maßgebenden Dauerfestigkeit berücksichtigt wurde. Dadurch wurde der Abstand zwischen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit nochmals erhöht (DB-Bericht Teil 3, 5.12.1953, unveröffentlicht).

Über die Einführung von Vorschriften wurde der Verkehr klassifiziert. U. a. wurden für Wagen die zulässigen Achsdrücke, Metergewichte, Achsabstände und zulässigen Lademaße für Vollspur- und

Schmalspurstrecken festgeschrieben (DV 307). Weiterhin wurden Beförderungsbedingungen und für die Strecken mit den jeweiligen Brückenbauwerken die Befahrbarkeit festgelegt. Zu diesen Druckvorschriften (DV) und Druckschriften (DS) zählten u. a.:

- die DV 307 „Verzeichnis der zulässigen Achs- und Meterlasten für Wagen (VAM) im Zusammenhang mit der „TE-Sammlung“ der RIV“,
- die DV 811 „Vorschriften für das Befördern von Schwerfahrzeugen“ und
- und die DS 3070 „Übersicht über die Befahrbarkeit der Strecken wegen Brücken und Oberbau“.

Ebenfalls in dieser Zeit vollzog sich der Wechsel von den Dampf-Lokomotiven hin zu Diesel- und Elektro-Lokomotiven mit anderer Achsfolge, welche mit Beginn der 1950er Jahre sich zunehmend durchsetzten und ab Mitte der 1960er anteilmäßig die Dampflok überholten bis der Betrieb dieser Mitte der 1970er eingestellt wurde. Heute verkehren Dampflokomotiven nur als Museumsbahnen. Die Bezeichnung Triebfahrzeuge (Tfz) für die neuen Antriebsformen Strom und Diesel setzte sich durch. Die neuen Triebfahrzeuge verfügten zusätzlich über höhere Zugkräfte, so dass sich die Zuglängen und damit das Gesamtzuggewicht in Abhängigkeit von der Kupplung (Schraubkupplung 3000 t Zugkraft, Mittelpufferkupplung 6000 t Zugkraft) erhöhte. In der Folge wurden durch die Einstellung der Dampf betriebenen Lokomotiven trotz größerer Zuglängen normale Standardbrücken häufig durch geringere Lasten beansprucht (DB-Archiv).

Der internationale Eisenbahn-Verband (UIC) hatte im Herbst 1973 einen neuen Infrastruktur-Leitplan für gesamt West- und Mitteleuropa vorgelegt, welcher die Grundlage für ein zukünftiges europäisches Schnellverkehrs-Eisenbahnnetz bilden sollte und ca. 6.000 Kilometer neue Eisenbahnstrecken umfasste. Zusätzlich sollten im Rahmen dieses Leitplans rund 13.000 Kilometer vorhandene Strecken begradigt und verbessert werden. In diesem Zuge wurde es notwendig zahlreiche neue Brückenbauwerke zu erstellen. Aufgrund dessen wurde es erforderlich, für Neubaustrassen einen gemeinsamen europäischen Lastenzug zu entwickeln, welcher die Betriebslasten aller Züge enthielt, die zukünftig mit Geschwindigkeiten von vorerst 250 km/h und später mit 300 km/h und darüber über diese Schnellfahrstrecken verkehren sollten. In einer mehrjährigen Zusammenarbeit der Bahnen Mittel- und Westeuropas wurde das neue Lastbild UIC (vgl. Abb. 40) entwickelt. Mit diesem Lastbild sollten nicht nur die verkehrenden Betriebslastenzüge erfasst werden, sondern es wurde Wert daraufgelegt, dass zukünftige Lastkombination von Schnelltriebwagen, Schnellzügen, Schwermwagen und Güterzügen berücksichtigt wurden (Hoffmann 1979). Als Basis des Lastbildes UIC 71 dient die größte Belastung der internationalen Festlegung der Klasseneinteilung der Strecken C4 mit 80 kN/m (Prommersberger, Siebke 1976). Dieses wurde auch innerhalb der Bundesbahn eingeführt. Zusätzlich wurden die Lastbilder SW (Durchlaufträger) und SSW (Schwermwagenverkehr) (DS 804) eingeführt, welche heute als Lastmodelle SW/0 und SW/2 bekannt sind.

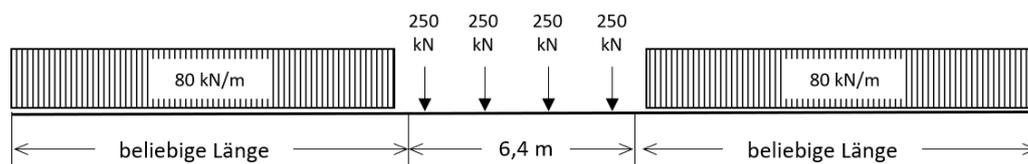


Abb. 40: Darstellung des Lastbildes UIC 71 (DV 804/ DS 804)

Im Vergleich der beiden Lastbilder fällt auf, dass das UIC-Lastbild 4 statt 5 Einzellasten beinhaltet und die Flächenlast um 20 kN/m schwächer gewählt wurde (Hoffmann 1979). Die Achskräfte mit 250 kN wurden im Gegensatz zum älteren Lastzug S symmetrisch angeordnet. Das neue Belastungsbild sollte die fiktiven Verkehrsbelastungen aus Idealtypen der Betriebslastenzüge abdecken

(Prommersberger, Siebke 1976). Dennoch sollte dieses Lastbild den vielseitigeren Anforderungen des damaligen und zukünftigen Schnellverkehrs und des schweren Güterverkehrs genügen. Ob die zu dieser Zeit überwiegend mechanisierte Gleisunterhaltung, welche hauptsächlich über Strecken im Schotterbett verfügte mit der zukünftigen im Einklang gebracht werden konnte, musste sich erst zeigen. Das Lastbild UIC 71 wurde in die BE der neuen DV 804 aufgenommen. Aufgrund der symmetrischen Flächenlasten von beiden Seiten der Einzellasten wurden Vorteile für die EDV-Programmierung gesehen (Hoffmann 1979).

In den 1980er verfolgte die Bundesbahn eine neue Strategie im öffentlichen Güterverkehr. Dieser wurde neu strukturiert (siehe Abb. 41). Mit verantwortlich für die vorgenommene Einteilung waren u. a. staatliche Auflagen, wie die Beförderungspflicht für Sendungen im Regelbetrieb. Auf der anderen Seite standen die außergewöhnlichen Sendungen, die nach betrieblichen Sonderbedingungen befördert wurden. Bei Lü-Sendungen handelt es sich um Transporte mit Lademaßüberschreitung. Die Schnittstelle wurde in der Schwerwagenrichtlinie DS 458/III definiert (Weber, Safian 1984).

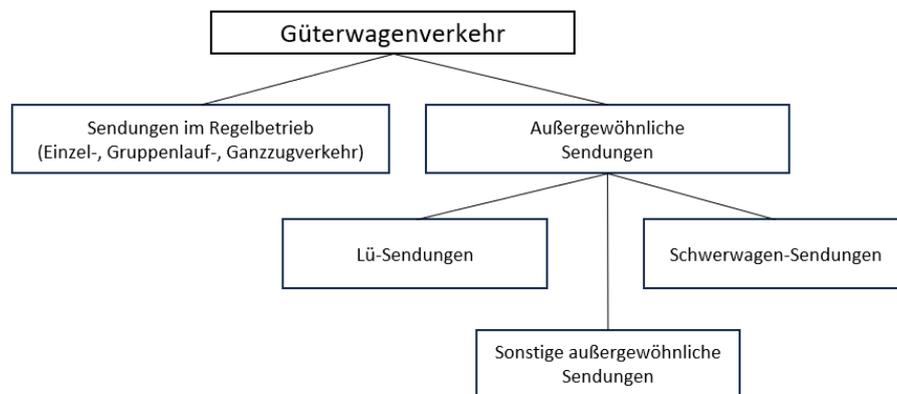


Abb. 41: Struktur des Güterverkehrs der Deutschen Bundesbahn (Weber, Safian 1984)

Bereits in den 1920er (nach Gründung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft) erfolgte die Vereinheitlichung der Radlast-Schemata für Güterwagen im Regelbetrieb über die Klassifizierung sogenannter UIC-Streckenklassen zur Gewährleistung des grenzüberschreitenden Verkehrs. Im November 1936 wurde in Paris per Beschluss seitens des geschäftsführenden Ausschusses der UIC (Union Internationale des Chemins de fer – Internationaler Eisenbahnverband) die Radsatzlast (RSL) mit 20,0 t für den Regel-Güterverkehr als obere Grenze eingeführt. Anfang der 1960er Jahre erfolgte die UIC-Streckenklassifizierung (siehe Tab. 19, ohne Streckenklasse D), welche für alle im UIC zusammengeschlossenen Eisenbahnverwaltungen in Europa galt. Die Kennwerte der Definitionsgüterwagen der UIC-Streckenklassen wurden im UIC-Merkblatt 700 zusammengefasst. Die Unterteilung erfolgte in Hauptstreckenklassen von A bis D. Ziel war es, im Voraus festlegen zu können, bis zu welcher Höhe die Güterwagen beladen werden konnten. Dadurch waren eine Planbarkeit und Sicherstellung der Beförderung (auch grenzüberschreitend) gegeben. Dem gegenüber standen mögliche Beschränkungen aus bautechnischer Sicht in Bezug auf bestehende Brücken und dem Oberbau (Weber, Safian 1984).

UIC - Strecken- klasse		UIC - Güterwagen					
		Last		Radsatzschema			
				b a c		↓a b	
RSL in [t]	m _L in [t/m]	a in [m]	b in [m]	c in [m]	LüP in [m]		
A		16,0	4,80	1,80	1,50	6,75	13,35
B	B1	18,0	5,00			7,80	14,40
	B2		6,40			4,65	11,25
C	C2	20,0	6,40			5,90	12,50
	C3		7,20			4,50	11,10
	C4		8,00			3,40	10,00
D	D2	22,5	6,40			7,45	14,05
	D3		7,20			5,90	12,50
	D4		8,00			4,65	11,25

Tabelle 19: Kennwerte der Definitionsgüterwagen der UIC-Streckenklassen (UIC-Merkblatt 700; Weber, Safian 1984)

Über die Größe der Radsatzlast in Kombination mit der Radsatzkonfiguration wurden die einzelnen UIC-Streckenklassen eindeutig definiert (siehe Tab. 19). Als Grundlage diente ein 4achsiger Güterwagen mit zwei 2achsigen Drehgestellen als sogenanntes Definitionsfahrzeug des Wagenverbandes. Innerhalb der Hauptklassen variiert die Größe der Radsatzlast. Bei den Nebenklassen (B1, B2 etc.) ist die Gesamtlänge jedes Definitionsfahrzeuges veränderlich. Neben dem UIC-Merkblatt 700 hatte die Deutsche Bundesbahn DB-eigene Streckenklassen, welche in der DS 457 „Übersicht über die Einteilung der Strecken der DB nach Streckenklassen“ definiert waren. Diese Druckschrift wurde auch unter dem Namen „Schwachstellen-Verzeichnis“ geführt (Weber, Safian 1984).

Seitens des Bundesamt-Zentralamtes (BZA) in München der Deutschen Bundesbahn kam es teilweise zu Kritik aufgrund eigener Untersuchungen. Bei der Beurteilung der Beanspruchungen der Überbauten wurde bei Ansatz des zusätzlich angegebenen bezogenen Fahrzeuggewichtes des UIC-Merkblattes 700 als Eingangsgröße im Standsicherheitsnachweis die Ergebnisse auf der unsicheren Seite liegend eingestuft. Einzelstützweiten bis 25,0 m von Einfeld- wie Durchlaufträgern waren davon betroffen. Innerhalb der Brückeninfrastruktur der Bundesbahn (1983) umfasste dies ca. 96% aller Brücken. Aus diesem Grund sollte das bezogene Fahrzeuggewicht zur Beurteilung der Beanspruchungen bestehender Eisenbahnbrücken nicht verwendet werden. Das von der Bundesbahn eingeführte λ/β -Verfahren sollte stattdessen zur Beurteilung der Betriebslastenzüge angewandt werden (Weber, Safian 1984). Weitere Informationen zu diesem Verfahren sind u. a. in Weber 1984, Weber 1999 und in Weber, Safian 1984 enthalten.

Aufgrund dessen, dass für die Festlegung der UIC-Streckenklassen nur 4achsige Güterwagen die Grundlage bildeten, schaffte die Bundesbahn eine Lösung, um auch die Überbaubeanspruchungen durch 6achsige Güterwagen mit 20,0t Radsatzlast, welche ursprünglich dem Schwerwagenverkehr zugeordnet waren, in den Regelbetrieb zu überführen. 1981 erfolgte der Vorschlag seitens des BZA aus brückentechnischer Sicht 2- und 4achsige Güterwagen mit Radsatzlasten von 22,5 t im Regelbetrieb verkehren zu lassen, welche zuvor ebenfalls dem Schwerwagenbereich zugeordnet waren. DB-eigene Untersuchungen bestätigten, dass bis auf wenige Ausnahmen diese Verkehre durch die neue DB-Streckenklasse CE (ab 1980) abgedeckt war, da diese über große Bereiche auch die Streckenklasse D4 abdeckte. Man ging von einer hohen Wirtschaftlichkeit und keinen zusätzlichen Investitionen aus. Trotz Erhöhung der Nutzlast der Verkehre wurden als weitere Gründe die

Verringerung des Unterhaltungsaufwandes, die Einsparung von Energiekosten und die Verbesserung der Wettbewerbsbedingungen genannt. Als größter Konkurrent galt die internationale Binnenschifffahrt. Mit 01.01.1984 führte die UIC in Paris die UIC-Streckenklasse D mit Radsatzlasten von 4 mal 22,5 t im Regelbetrieb (anfangs nur auf bestimmten Strecken) ein. Da in der DB-Infrastruktur nicht alle Strecken des CE-Netzes mit 20,0 t Radsatzlasten aus oberbautechnischen Gründen als D-fähig eingestuft werden konnten, welche mit Radsatzlasten von 22,5 t in beliebiger Schwingspielzahl beansprucht werden, wurde die Streckenklasse CE beibehalten (Weber, Safian 1984).

Mit Hilfe der definierten Lambda-Werte im λ/β -Verfahren erfolgte eine brückentechnische Untersuchung in Bezug auf die Auslastung unter Berücksichtigung der festgelegten Streckenklassen. Resümierend wurden Gebrauchsfähigkeitsreserven bei DB-Brücken kurzer Stützweiten ermittelt, so dass diese Brückenkonstruktionen als weniger ausgelastet galten gegenüber denen mit größeren Stützweiten (Weber, Safian 1984).

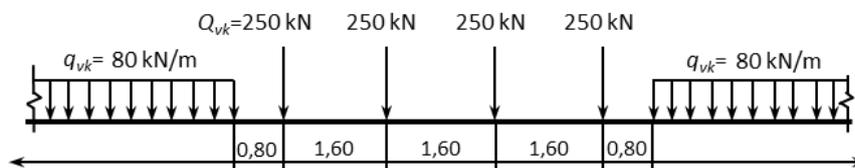


Abb. 42: Lastmodell (LM) 71 für die Anordnung der charakteristischen Vertikallasten, Längenangaben in [m] (DIN EN 1991-2)

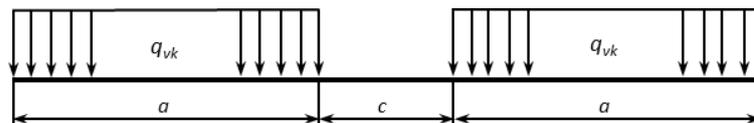


Abb. 43: Lastmodelle SW/0 und SW/2 (DIN EN 1991-2)

Lastmodell	q_{vk}	a	c
	[kN/m]	[m]	[m]
SW/0	133	15,0	7,3
SW/2	150	25,0	7,0

Tabelle 20: Erläuterung zu den Lastmodellen SW/0 und SW/0 (DIN-EN 1991-2)

Mit Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 war das Lastmodell im DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken verankert. Im Dezember 2012 wurden die Eurocodes für den Brückenbau eingeführt. Bei der DB AG erfolgte dies bauaufsichtlich durch das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) im Mai 2013. Die Lastannahmen sind seitdem ohne wesentliche Änderungen im DIN EN 1991-2 verankert. Für die darin gültigen Ansätze der vertikalen Einwirkungen werden folgende Lastmodelle für Verkehrslasten aus Eisenbahnverkehr angegeben (DIN EN 1991-2):

- das Lastmodell 71 für den Regelverkehr auf Hauptstrecken mit dem Lastmodell SW/0 für Durchlaufträger (siehe Abb. 42 u. 43),
- das Lastmodell SW/2 zur zusätzlichen Berücksichtigung des statischen Anteils der Vertikallast aus Schwerverkehr (siehe Tab. 20),
- das Lastmodell HSLM für den Personenzugverkehr mit Entwurfsgeschwindigkeiten größer 200 km/h und

- das besondere Lastmodell „unbeladener Zug“ zur Berücksichtigung der Auswirkungen aus einem unbeladenen Zug für spezielle Nachweise mit dem Ansatz einer gleichmäßig verteilten vertikalen Streckenlast von 10 kN/m.

Das heutige Lastmodell LM 71 (Abb. 43/44) mit SW/0 und SW/2 hat seit über 40 Jahren Bestand. Daraus kann die Frage abgeleitet werden, ob dieses noch zeitgemäß ist, insbesondere unter den Aspekten des Hochgeschwindigkeitsverkehrs, des aktuellen und zukünftigen Güterverkehrs (Freystein 2011) sowie den aktuellen Fragestellungen der Brückendynamik.

Lastklassenbeiwert α

Die Begrifflichkeit Klassifizierungsbeiwert, wie sie in den DIN-Fachberichten noch verwendet wurde, wurde mit Einführung der Eurocodes (2013) als Lastklassenbeiwert fortgeführt und die einzelnen Klassen erweitert (siehe Tab. 21). Für Brückenneubauten der DB AG wird der Beiwert zu Projektbeginn innerhalb der betrieblichen Aufgabenstellung festgelegt.

Lastklassenbeiwert α	0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33	1,46
-----------------------------	------	------	------	------	------	------	------	------

Tabelle 21: Zusammenstellung der einzelnen Klassen des Lastklassenbeiwertes (DIN EN 1991-2)

Die Streckenklasse E mit 25 t Achslast wurde und wird nach derzeitigem Kenntnisstand innerhalb der DB AG nicht eingeführt. Den Standard bildet nach wie vor die Streckenklasse D4 mit 22,5 t Achslast. Für Strecken mit höheren Anforderungen und hoher Lasttonnage (> 50 Mio. t/a) mit zusätzlichem Ganzzug- und Schwerverkehr wird der Lastklassenbeiwert je Brückenbauwerk individuell festgelegt, welcher in Abhängigkeit von der Stützweite zwischen 1,21 bis 1,46 liegen kann (zusätzlich ist der Anforderungskatalog AK 25 t zu beachten). Für Überbaulängen größer 120 m ist gemäß Ril 804.2101 eine UiG (unternehmensinterne Genehmigung) erforderlich, innerhalb welcher der Beiwert festgelegt wird. Bei Berücksichtigung des Ganzzugverkehrs muss das Lastmodell SW/2 nicht weiter betrachtet werden, da dieses über den Lastklassenbeiwert erfasst wird (Ril 804.2101). Zum Schwerverkehr, welcher durch LM SW/2 abgedeckt wird, zählen u. a. Schwerverwagen, Bauzüge oder Notfallzüge. Die Abgrenzung zwischen Schwerverwagen- und Ganzzugverkehr ist nicht immer eindeutig. Der Ganzzug ist charakterisiert als Triebfahrzeug (Tfz) mit einer Vielzahl an in etwa gleich schweren Schwerverwagen mit hohen Meterlasten (kN/m). In der Regel spricht man bei 25 t Achslast und ab 100 t Zuladung von einem Ganzzug.

Als Besonderheit gelten die beiden S-Bahn-Netze in Hamburg und Berlin. Hier kann α kleiner 1,00 gewählt werden, da auf diesen Strecken (aufgrund der Gleichstromschiene) keine anderen Fahrzeuge verkehren können, außer reiner S-Bahn-Verkehr. Dennoch wird empfohlen den Beiwert mit 1,00 zu wählen, aufgrund der ebenfalls erforderlichen Gleisunterhaltung mit schweren Baumaschinen (Stopfmaschinen etc.).

		Lastklassen- beiwert α	Schwing- beiwert ϕ	Exzen- trizität	Faktor f
Vertikal- lasten	LM 71	■	■	■	
	SW/0	■	■	■	
	SW/2		■		
	HSLM				
	Betriebszüge (BZ)				
	Züge der Ermüdungsberechnung				
	"unbeladener Zug"				
	Erdbauwerke/Erddrücke	■			
	Entgleisungslasten	■			
	Horizon- tallasten	Seitenstoß	■		
Bremsen/Anfahren		■			
Fliehkräfte		■			■
Zentrifugalkräfte		■			
Schienenspannung (Tragwerk - Oberbau - Interaktion)		■			

Tabelle 22: Zusammenstellung der anzusetzenden Lastfaktoren (Hennecke, Mölter 2012)

Der Lastklassenbeiwert wird in der Bemessung mit den charakteristischen Werten der Vertikal- und Horizontallasten multipliziert (siehe Tab. 22). Bahninterne Untersuchungen zeigen, dass sich in einem Stahlüberbau das Stahleigengewicht zwischen 5 bis 7% erhöht bei Ansatz von $\alpha = 1,21$ gegenüber 1,00.

Auswertung

In der Abb. 44 sind die Regellastenzüge für Eisenbahnbrücken vergleichend von 1859 bis 1950 und dazu im Vergleich das aktuelle Lastmodell LM 71 dargestellt auf Basis der größten Biegemomente für einfache Balken von 10 bis 150 m Stützweite. Die Thematik der Schwingbeiwerte (dynamische Beiwerte) wurde darin nicht berücksichtigt. Für eine Stützweite $l = 100$ m folgt in Bezug auf die Biegemomente (Kollmar, Jacoby 1954; Brückmann 1954; Quoos, Fila 1998):

$$\text{Lastenzug } N \approx 1,18 \cdot LM 71.$$

Daraus ist ableitbar, dass Brücken, welche nach dem Lastenzug N (1922) und S (1950) bemessen wurden, erschließbare Reserven aufweisen in der Nachweisführung zur Ermittlung der Restnutzungsdauer nach Ril 805. In Zusammenhang mit höherwertigen Stählen (St 52) können dennoch Probleme bei den Ermüdungsbetrachtungen auftreten (Nordmann, I.NAI 422, DB Netz AG).

Es zeigt auch, dass bei einigen Regellastzügen die Verkehrslastentwicklungen nicht ausreichend berücksichtigt wurden, so dass Brückenbauwerke mit Verkehrslastbeschränkungen belegt, aufwendig verstärkt oder vorzeitig erneuert werden mussten. Betrachtet man das eingangs genannte Beispiel des Lastenzuges Preußen II der Preußischen Staatsbahn mit max. 14 t Radsatzlast und 3,64 t/m Meterlast der Wagen zeigt sich, dass bei Zugrundelegung der heute zulässigen 22,5 t Achslast sich die Radsatzlasten um 8,5 t erhöht haben, was ca. 40% in einem Zeitraum von rund 125 Jahren entspricht. Die Meterlast für Güterwagen mit heute 8 t/m hat sich gegenüber damals mehr als verdoppelt. Erst mit Einführung des einheitlichen Lastenzuges N (1922) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft wurden ausreichend und langfristige Reserven für zukünftige Verkehrsentwicklungen berücksichtigt. Die nach diesem Lastenzug konzipierten Brücken zeigen im Zuge der Ermittlung der Restnutzungsdauer nach Ril 805 eine ausreichende Resttragfähigkeit unter der Voraussetzung einer guten Instandhaltung ohne Schädigungen (z.B. aus Anfahrtschäden oder Kriegseinwirkungen) (Quoos, Fila 1998). Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass es für Tragwerke, welche vor 1922 bemessen wurden, schwieriger ist eine ausreichende Restnutzungsdauer zu

ermitteln. Da diese rein genietete Konstruktionen betrifft, sind sie hier nicht weiter von Relevanz, da Eisenbahnbrücken ab 1930 in geschweißter, hybrider, tribrider Form betrachtet werden.

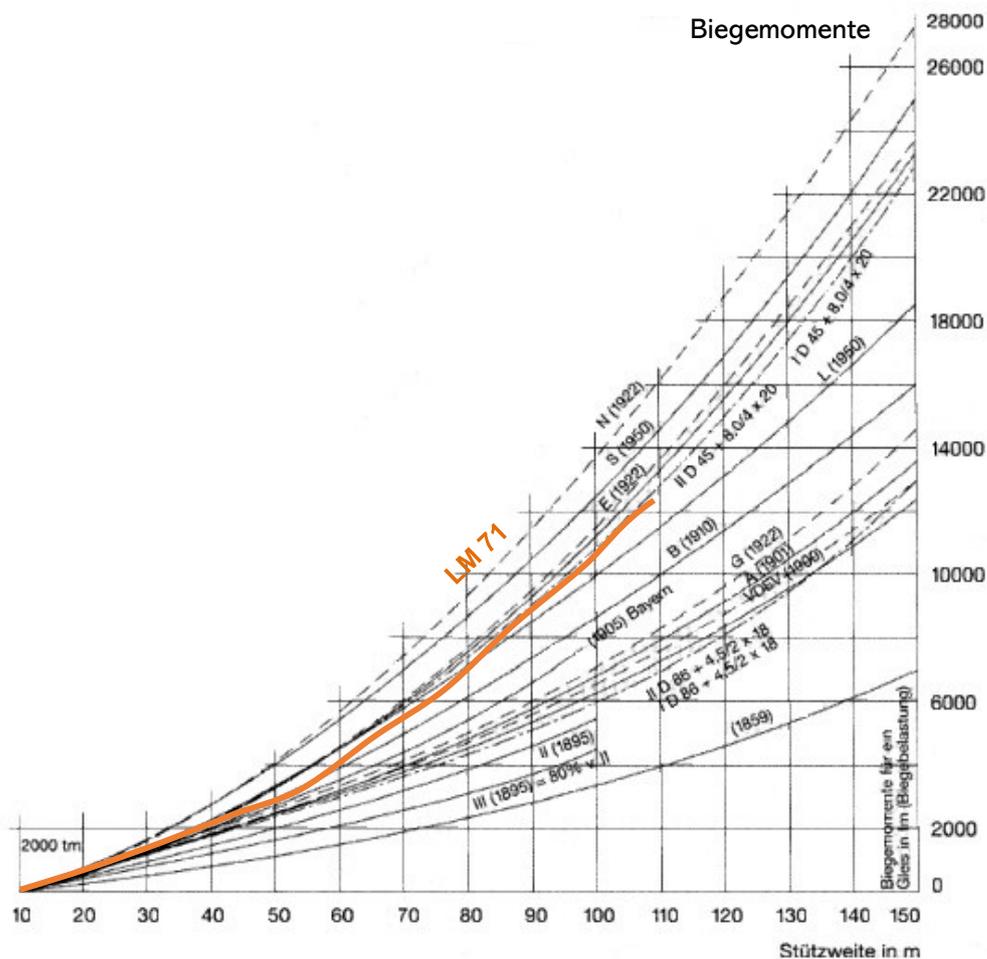


Abb. 44: Darstellung der Regellastenzüge für Eisenbahnbrücken von 1859 bis heute anhand des maximalen Biegemoments in [tm] am Einfeldbalken (Kollmar, Jacoby 1954; Brückmann 1954; Quoos, Fila 1998; Nordmann DB 2022)

Seit Einführung der IBL-Listen (Infosystem-Betriebsleistungen 2004 (DB)) liegen für jede Strecke genaue Lasttonnagen und eine Prognose für zukünftige Jahre vor, die im Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805 bei der Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit und der Schadenssumme der Zukunft Berücksichtigung finden. Zusätzlich gibt es das Programm Leidis (Leitsystem – Netzdisposition), welches für jede Strecke die tatsächlich gefahrenen Zugläufe erfasst. Die Richtung der Züge, die Zugart, Zuglänge und Gewicht, Angaben zu den Triebfahrzeugen sowie die Zeit erfassung werden in diesem System genau dokumentiert. Dadurch sind die tatsächlich gefahrenen Verkehre bekannt. Insgesamt ist kein einheitlicher Trend auszumachen. Es gibt Strecken mit nahezu gleichbleibender Verkehrsbelastung und genauso Verkehrslasterhöhungen. Selten ist eine Abnahme der jährlichen Lasttonnage zu verzeichnen.

3.4.3 Eigenspannungen

Seit dem Aufkommen der elektrischen Schweißverfahren und mit deren Anwendungsbeginn im Eisenbahn-Stahlbrückenbau in den 1930er Jahren wurden die Untersuchungen intensiviert zur Erforschung des Einflusses des Eigenspannungszustandes des reinen und des geschweißten Werkstoffes unter dem Aspekt der überwiegend nicht ruhenden Beanspruchung. Die

Forschungsergebnisse Anfang der 1950er Jahre, welche in diesem Zusammenhang durchgeführt wurden, führten zur Neufestsetzung der zulässigen Spannungen in Schweißnähten in der DV 848 (1955).

Eigenspannungszustand

Das Erkalten des Stahles aus dem flüssigen Zustand und durch die Warmbearbeitung im Walzwerk bedingen, dass der Werkstoff an sich mit nicht unerheblichen Eigenspannungen behaftet ist. Dieser Zustand wird sich vor allem in Bereichen von Fehlstellen oder Ungleichmäßigkeiten der Masseedichte im Werkstoff auswirken und führt zu Spannungskonzentrationen. Dabei wurde unterstellt, dass der Eigenspannungszustand des Materials unter statischer Belastung keine besonderen Auswirkungen hatte, hingegen bei veränderlicher Belastung dieser von Bedeutung ist (Bericht DB Teil 3, 5.12.53, unveröffentlicht).

Unter der Annahme, dass die Schweißnähte aus der Fertigung mit Eigenspannungen behaftet waren, die in der Nähe der Fließgrenze oder darüber lagen, wurde postuliert, dass unter äußerer ruhender oder bewegender Last ein starkes Fließen der Schweißnaht eintreten musste und bei Lastwiederholung nachfolgend aus der ungleichartigen Verformung der Nähte und Nahtzonen des Materials der Eigenspannungszustand in der Naht abgebaut wird. Es zeigte sich, dass bei Anwendung des Normalglühens die Dauerfestigkeit des geschweißten Werkstückes eher herabgesetzt wurde. Daraus wurde geschlussfolgert, dass der Eigenspannungszustand eines nicht wärmebehandelten Werkstückes durch die Dauerbelastung nicht vollständig abgebaut wird. Bei Beurteilung des Bauteils nach Bruchlast unter Dauerbeanspruchung bestand in der Folge keine Notwendigkeit in der Bemessung den Eigenspannungszustand geschweißter Konstruktionen zu berücksichtigen (DB-Bericht Teil 3, 5.12.1953, unveröffentlicht).

Aus heutiger Sicht handelt es sich bei Eigenspannungen um Spannungen in einem Körper, welcher nicht durch äußere Kräfte beansprucht wird. Dabei gleichen sich Zug- und Druckspannungen aus (Gleichgewicht). Im Wesentlichen lassen sich Eigenspannungen in drei Arten unterteilen.

- Bei der ersten Art wird von der Makroeigenspannung σ' gesprochen, welche sich über größere Querschnittsbereiche verteilt und eine Vielzahl von Körnern umfasst (s. Abb. 45 links). Diese ist über einen größeren Werkstoffbereich, welcher mehrere Körner umfasst, nahezu homogen. Im gesamten Körper befinden sich die inneren Kräfte in jeder Schnittfläche im Gleichgewicht. Abweichungen vom Kräfte- und Momentengleichgewicht resultieren in makroskopische Maß- und Formänderungen.
- Bei der zweiten Art, der Mikroeigenspannung σ'' wird von einer Wirksamkeit innerhalb der Kornbereiche ausgegangen, die sich über einzelne Körner erstreckt (s. Abb. 45 mittleres Bild). Diese ist über kleine Werkstoffbereiche (ein Korn oder Kornbereiche) annähernd homogen. Dabei befinden sich die inneren Kräfte und Momente über hinreichend viele Körner im Gleichgewicht. Abweichungen von diesem Gleichgewicht resultieren in makroskopische Maßänderungen.
- Bei der dritten Art wirkt die Eigenspannung homogen nur innerhalb kleinster Werkstoffbereiche im atomaren Bereich σ''' (s. Abb. 45 rechts). Darüber, welche einige Atomabstände umfasst, ist sie inhomogen. In kleinen Bereichen (Teile eines Kornes) befinden sich die inneren Kräfte und Momente im Gleichgewicht. Hier führen Abweichungen von dem Gleichgewicht zu keinen makroskopischen Maßänderungen (Berger 2009).

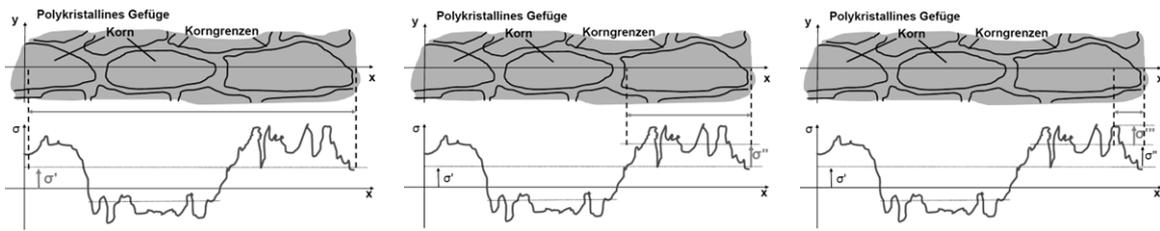


Abb. 45: Darstellung der Einteilung der Eigenspannungen (Berger 2009)

Ursachen von Eigenspannungen

Die Ursachen zur Entstehung von Eigenspannungen können anhand der Dreiecksbeziehung mit Wechselwirkungen zwischen den thermischen, metallurgischen und mechanischen Zustand (s. Abb. 46) beschrieben werden (Berger 2009).

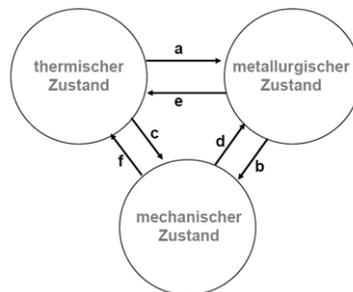


Abb. 46: Darstellung der Entstehungsursachen der Eigenspannungen (Berger 2009)

Folgende Ursachen nach Entstehungsart werden dabei unterschieden:

- a.) die temperaturabhängige Phasenumwandlung,
- b.) die Längenänderung infolge Phasenumwandlung,
- c.) die Wärmedehnung,
- d.) die spannungsinduzierte Phasenumwandlung,
- e.) die Wärmetönung infolge Phasenumwandlung und
- f.) die Umwandlung von Verformungsenergie in Wärmeenergie (Berger 2009).

In der Analyse der Ursachen, die zu Eigenspannungen führen, sind die Fertigungsverfahren zu betrachten. Dabei wird nach folgenden fertigungsbedingten Arten unterschieden (siehe Abb. 47).

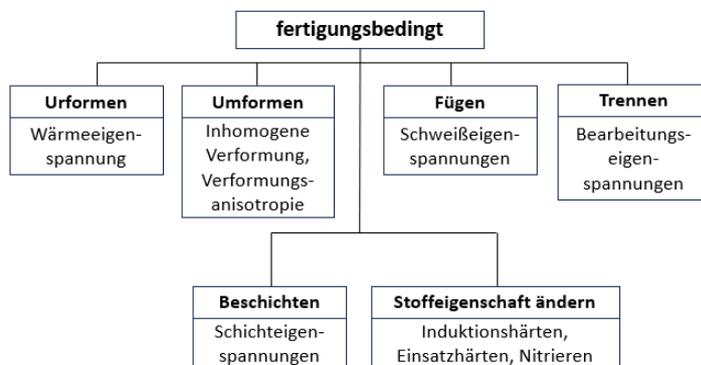


Abb. 47: Darstellung der fertigungsbedingten Ursachen der Eigenspannungen (Berger 2009)

Urformen: Hierzu zählen Gießverfahren. Infolge der Temperaturverteilung in Abhängigkeit von der Gießform und der Dicke der Bauteile, der Formfüllung und dem Erstarrungsverhalten durch ungleichmäßiges Abkühlen nach dem Gießen, entstehen Eigenspannungen und Verzug.

Werden Wärmeeigenspannungen der ersten Art beim Abkühlen eines Stahlzylinders betrachtet, zeigt sich, dass durch Phasenumwandlungen nicht nur thermisch verursachte, sondern auch phasenspezifisch bedingte Volumenänderungen auftreten. Beim Abkühlvorgang beginnt die Martensitumwandlung in der Randschicht, welche mit einer Volumenzunahme einhergeht, die der Schrumpfung entgegenwirkt. Dadurch wird der plastische Spannungsabbau vorzeitig gestoppt und die Spannungsumkehr erfolgt innerhalb kürzerer Zeiten. Dabei überschreiten die Spannungen im Kern die Warmstreckgrenze durch die dort verbleibenden hohen Temperaturen. In der Folge vollzieht sich ein plastisch bedingter teilweiser Abbau von Spannungen im Inneren (Kern). Nach erfolgtem vollständigem Temperatúrausgleich bilden sich Zugspannungen im Rand und Druckspannungen im Kern durch die martensitische Umwandlung. Dieses Szenario beschreibt u. a. die Entstehung von Härterissen (Berger 2009).

Umformen: Eigenspannungen entstehen beim Umformen (z.B. Biegen) durch die Stauchung der inneren Faser, während die äußere Faser gedehnt wird.

Fügen: Hierzu zählen u. a. die Schweißverfahren. Das Festigkeitsverhalten von Schweißnähten wird im Wesentlichen durch den Werkstoffzustand, die Gefüge- und Mikrostruktur und durch die Eigenspannungen beeinflusst. Im Bereich der Wärmeeinflusszone (WEZ) und der Naht können Zugspannungen entstehen. In der Folge kann es zum Schweißverzug kommen (Berger 2009).

Trennen: Bearbeitungseigenspannungen können u. a. beim Schleifen bzw. beim Schleifbrand entstehen. Hierbei handelt es sich um eine thermisch bedingte Schädigung der geschliffenen Werkstückrandzonen. Ursächlich können folgende Eingangsgrößen des Schleifprozesses sein, wie der Zustellbetrag, die Vorschubgeschwindigkeit, der Schleifscheibenzustand, die Verzahnungsgeometrie und eine unzureichende Kühlschmierwirkung (Berger 2009).

Stoffeigenschaft ändern: Durch Induktionshärten, Einsatzhärten, Nitrieren etc. können ebenfalls Eigenspannungen entstehen.

Werkstoffbedingt können Mehrphasensysteme, nichtmetallische Einschlüsse oder Gitterfehler Eigenspannungen bedingen.

Neben den eben aufgezeigten fertigungsbedingten Ursachen können beanspruchungsbedingte Gründe zu Eigenspannungen führen. Diese unterscheiden sich (s. Abb. 48) in mechanische, thermische und chemische Beanspruchungen.

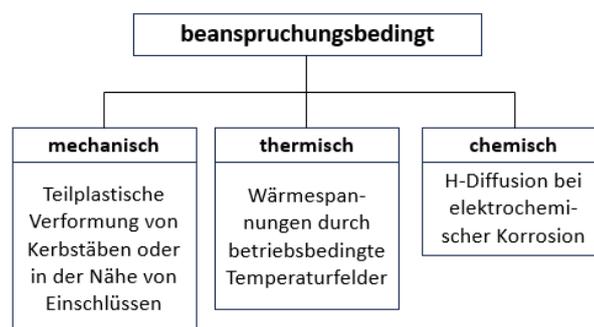


Abb. 48: Darstellung der beanspruchungsbedingten Ursachen der Eigenspannungen (Berger 2009)

Mechanisch: Durch die teilplastische Verformung von Kerbstäben oder in der Nähe von Einschlüssen können Eigenspannungen entstehen.

Thermisch: Betriebsbedingte Temperaturfelder können zu Wärmeeigenspannungen führen.

Chemisch: Die Diffusion des atomaren Wasserstoffs ins Gitter mit Anlagerung des Wasserstoffs an Gitterfehler führt zur Volumenaufweitung bei der elektrochemischen Korrosion mit der Folge von Eigenspannungen. Hierbei handelt es sich z.B. um Eigenspannungen der dritten Art bei Veretzungsbildung (Berger 2009).

Beim Feinschleifen von Stahl kommt es zur Überlagerung von thermisch und mechanisch bedingten Eigenspannungen. Durch die kombinierte Druck-Schubverformung wird die Oberflächenzone des Werkstückes in einen 2- bzw. 3-achsigen Druckeigenspannungszustand versetzt (mechanische Ursache). Hohe Zustellgeschwindigkeiten können einen hohen thermischen Reibenergieanteil bedingen, was zu Gefügeumwandlungen unter kritischen Abkühlbedingungen führen kann (thermische Ursache) (Berger 2009).

Auswirkungen von Eigenspannungen

In schwingend beanspruchten Bauteilen können sich Eigenspannungen mit der örtlichen Mittelspannung aus der Belastung statisch wirksam überlagern. Bei Betrachtung eines Biegebalkens können Druckeigenspannungen in der biegezugseitigen Randzone die Zugmittelspannung an der versagenskritischen Stelle im Bauteil abmindern oder die resultierende statische Spannung in den unkritischen Druckbereich verlagern. Nach den Dauerfestigkeitsbildern (nach *Haigh* oder *Smith*) ergibt sich daraus eine größere ertragbare Schwingamplitude. Ursächlich ist der Mittelspannungseinfluss. Bei Superposition der örtlichen Zugeigenspannungen mit den Lastmittelspannungen wird die ertragbare Schwingamplitude verringert (Berger 2009).

Experimentelle Messmethoden

Zur experimentellen Bestimmung von Eigenspannungen stehen verschiedene Messverfahren zur Verfügung (s. Abb. 49).

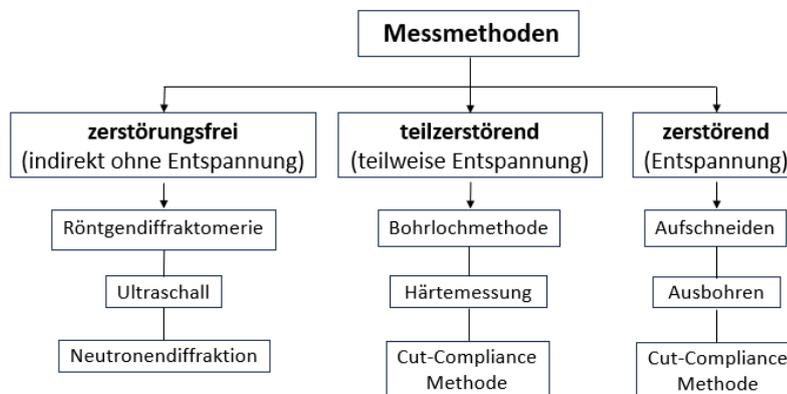


Abb. 49: Darstellung der experimentellen Messmethoden zur Bestimmung der Eigenspannungen (Berger 2009)

Zerstörungsfreie Verfahren: Dazu zählen u. a. die Röntgendiffraktometrie, Ultraschallverfahren und die Neutronendiffraktion. Die Bestimmung erfolgt über die Messung der Abstände des Metallgitters bei der Röntgen- oder Neutronendiffraktion. Aufgrund der geringen Eindringtiefe der Röntgenstrahlung, kann der Spannungszustand nur unmittelbar an der Oberfläche des Bauteils erfasst werden. Bei den Ultraschallverfahren oder magnetischen Methoden beruht die Messung des Effekts von Eigenspannungen auf gewisse physikalische Eigenschaften der Werkstoffe. Dadurch wird die Bestimmung der Eigenspannungen in Oberflächennähe und im Volumen ermöglicht. Dafür müssen die elastischen Konstanten des zu untersuchenden Werkstoffes bekannt und das Bauteil „durchschallbar“ sein. Dieses Verfahren wird u. a. zur Detektion von Eigenspannungen

an Rädern von Güterzügen verwendet, da diese beim Bremsvorgang stark beansprucht werden (Berger 2009).

Zerstörende oder mechanisch-elektrische Verfahren: Die Verformungsmessung erfolgt anhand einer Setzdehnungsmessung oder mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) während eines Werkstoffabtrags, welcher der Störung des inneren Gleichgewichtes dient. Der Abtrag bei einem eigenspannungsbehafteten Bauteil erfolgt durch Bohren, Fräsen, Schneiden oder andere Bearbeitungsmethoden (Berger 2009).

Grundsätzlich weisen fast alle Bauteile Eigenspannungen auf, die die Festigkeit wesentlich beeinflussen können. Weit verbreitet und vergleichsweise leicht anzuwenden sind die mechanisch-elektrischen Messverfahren. Einen größeren Aufwand erfordern die zerstörungsfreien Methoden. In der Interpretation der Messergebnisse müssen Erfahrungswerte vorliegen. Generell spricht man beim Röntgenverfahren von einer technisch ausgereiften Lösung. Bei den Ultraschallverfahren und den magnetischen Verfahren wird hingegen ein Weiterentwicklungsbedarf gesehen trotz der breiten Anwendung in der Praxis (Berger 2009).

Abminderung von Eigenspannungen

Zur Abminderung der Eigenspannungen stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung. Dazu zählen u. a.:

- thermische Verfahren,
- die einsinnige Verformung durch Recken oder Ziehen oder die wechselsinnige Verformung durch Schwingbeanspruchung über eine gezielte mechanische Überlastung,
- kombinierte thermisch-mechanische Verfahren,
- die Einwirkung magnetischer Wechselfelder (nur bei ferromagnetischen Werkstoffen),
- das Rütteln und
- eine partielle Objektzerstörung (Berger 2009).

Betrachtet man die abzubauenen Eigenspannungen anhand ihres technologischen Ursprungs, können diese wie folgt eingeteilt werden:

- Umform-Eigenspannungen,
- Bearbeitungs-Eigenspannungen,
- Wärmebehandlungs-Eigenspannungen,
- Füge-Eigenspannungen,
- Deckschicht-Eigenspannungen und
- Guss-Eigenspannungen (Berger 2009).

Thermisches Entspannen: Im Rahmen einer Glühbehandlung können Eigenspannungen abgebaut werden. Der Spannungsabbau erfolgt dabei durch Relaxation. Das Prinzip beruht auf der Wirksamkeit der Festigkeitsabnahme mit zunehmender Temperatur. Bei Erreichen der Glühtemperatur werden die Eigenspannungen durch plastische Verformung bis zur Höhe der noch vorhandenen geringen Warmstreckgrenze oder Kriechgrenze abgebaut. Dabei muss die plastische Dehnung vom Werkstoff aufgenommen werden können, sonst besteht die Gefahr einer Rissbildung, z.B. bei Bauteilen mit hohen Eigenspannungen und geringen Werkstofffähigkeiten. Ein langes Abkühlen bzw. auch ein langsames Aufheizen ist erforderlich, da durch die Temperaturdifferenzen ebenfalls Eigenspannungen entstehen können (Berger 2009).

Als weitere Möglichkeit stehen die Verfahren der mechanischen Überlastung zur Verfügung.

Auswertung

Wie die Ausführungen zeigen, können Eigenspannungen bei mechanischer und vor allem bei thermischer Beanspruchung (wie z.B. Schweißprozessen) entstehen. Die dabei resultierenden Phasenumwandlungen im Gefüge gilt es zu beachten. Wird die Wirkung der Eigenspannungen betrachtet, können sich diese vor- und nachteilig auswirken. Druckeigenspannungen sind dabei von Vorteil, da sie Zugbeanspruchungen im versagenskritischen Bereich reduzieren und die Spannungsrissskorrosion verhindern können. Auf der anderen Seite wirken sich Zugeigenspannungen nachteilig aus, da diese zur Rissentstehung beitragen und zu Maßänderungen führen (Berger 2009).

Eigenspannungen können experimentell mittels der aufgezeigten Messmethoden bestimmt werden. Als weitere Möglichkeit steht die numerische Simulation als Berechnungsmethode zur Verfügung. Bei Vorliegen eines verminderten Verformungsvermögens können sich Eigenspannungen nachteilig auf das Festigkeitsverhalten auswirken (z.B. alte Thomasstähle). Bei Vorliegen eines spröden Werkstoffverhaltens im Bauteil mit örtlich hohen Zugeigenspannungen kann es trotz niedriger Nennspannungen zu Sprödbrüchen kommen. Bei Bauteilen mit zähen Werkstoffeigenschaften gilt es zu beachten, dass mehrachsige Eigenspannungszustände die Sprödbruchgefahr erhöhen (s. Kap. 3.1 Schadensfälle 1936 und 1938). Anhand mechanischer oder thermischer Maßnahmen können Eigenspannungen abgebaut werden (Berger 2009). Nachfolgend wird dies am Beispiel der Probelastung gezeigt.

3.4.4 Probelastung

Allgemeines

Probelastungen haben in Verbindung mit Brückenbauwerken eine lange Tradition, welche bis ins 18. Jahrhundert zurück verfolgbar sind (Fettke 2012). Sie zählen zur experimentellen Bauwerksdiagnostik und finden in vielen Bereichen Anwendung. Nachfolgend sind die wesentlichen Anwendungsgebiete dargestellt:

- Forschung und Entwicklung,
- Zulassungsversuche,
- Ermittlung von Materialeigenschaften,
- Bauzustandsanalysen,
- Abnahmeprüfungen,
- baubegleitende Messungen/ Monitoring und
- der Abgleich von Modellstatiken (Garrecht, Hahn 2010).

Bei der Probelastung werden zwei grundsätzliche Arten unterschieden. Zum einen die Vorbelastung, welche bei stählernen Eisenbahnbrücken vor Inbetriebnahme als Erstbelastung erfolgt und zum zweiten die Probelastung im Sinne der Bauwerksdiagnostik, welche bei älteren Stahlbrücken zur Identifizierung der tatsächlichen Spannungen ausgeführt wird, die anschließend Eingang im Tragsicherheitsnachweis nach Ril 805 (2023) finden (Bewertungsstufe 4) und in der Regel zu längeren Restnutzungsdauern führen.

Bei bestehenden Bauwerken, welche entweder Schädigungen aufweisen oder welche die normative Lebensdauer erreicht haben, reicht oftmals der rein rechnerische Nachweis nicht aus, um das Tragwerksverhalten ausreichend abzubilden und die Materialeigenschaften zu berücksichtigen. Für die Nutzungsdauer von Brückenbauwerken spielen die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit eine entscheidende Rolle. Um diese nachzuweisen, ist jeweils der Sicherheitsnachweis

gegen Ermüdung zu führen. Für viele Bauwerke fehlen oftmals die originalen Konstruktionsunterlagen und Statiken, so dass die Modelle für eine Nachrechnung neu erstellt werden müssen. Materialuntersuchungen und Probelastungen können genauere Ergebnisse und sichere Erkenntnisse liefern zur Ermittlung der Resttragfähigkeit und zur Abschätzung der Restlebensdauer. Aufgrund des Aufwandes und der damit verbundenen Kosten ist die Anwendung nur für bestimmte Tragwerke sinnvoll, welche:

- aufgrund bestimmter Umstände länger in Betrieb bleiben müssen oder es konnten rechnerisch keine ausreichenden Restnutzungsdauern ermittelt werden,
- das Brückenbauwerk steht unter Denkmalschutz und / oder
- die Brücke hat eine große Stützweite, mehrere Überbauten etc., so dass aufgrund ihrer Größe die Durchführung einer Probelastung sinnvoll sein kann (Garrecht, Hahn 2010).

Die Probelastung kann in folgenden Situationen ebenfalls sinnvoll sein:

- Schädigungen am Bauwerk oder Bauwerksteilen durch Anfahrtschäden etc.,
- Nutzungsänderung bestehender Bauwerke durch z.B. Erhöhung der Verkehrslasten,
- theoretische Lebensdauer erreicht – Ermittlung der Resttragfähigkeit,
- rechnerischer Nachweis aufgrund fehlender Bestandsunterlagen nicht möglich,
- unzureichende Kenntnisse über Materialkennwerte und
- eine statische Ertüchtigung ist nicht mehr wirtschaftlich – Erkenntnisgewinnung und Übertragbarkeit auf andere Bauwerke dieser Bauart (Garrecht, Hahn 2010).

Vielfach werden Probelastungen bei geschädigten Bauwerken im Vorwege der Sanierungs- oder Verstärkungsarbeiten der Tragkonstruktion durchgeführt. Dabei ist genau abzuwägen, ob der Versuch zielführend ist, also weiteren Aufschluss bringt. Im besten Fall sollen dadurch die Kosten der Sanierungsmaßnahme verringert werden. Die Kosten der Probelastung selbst müssen mit eingekalkuliert werden. Als Richtwert wird angegeben, dass der Versuch nicht mehr als ein Zehntel der Sanierungskosten verursachen sollte, um die Rentabilität zu wahren (Garrecht, Hahn 2010).

Bei neuen Brückenbauwerken, die zum einen zu den Sonderkonstruktionen oder neuen Bauweisen zählen und zum anderen aus geschweißten Stahlkonstruktionen bestehen kann die Probelastung zur Ermittlung des tatsächlichen Tragverhaltens bzw. zum Abgleich mit den rechnerisch ermittelten Werten dienen. Die experimentelle Untersuchung geschweißter Stahlkonstruktionen, die nicht statisch ruhend beansprucht werden, kann zudem Faktoren mit Einfluss auf die Betriebsfestigkeit, also die Ermüdungsfestigkeit der Konstruktion positiv beeinflussen.

Der Fokus liegt hier auf den Einfluss der Probelastung als Vorbelastung vor Inbetriebnahme. Durch die unsteady Belastungen, die zu keinem Zyklus zusammengefasst werden können und aus hohen Lastwechseln zwischen kleinen und großen Schwingungen, also unterschiedlich großen Amplitudenhöhen, die zudem durch dynamische Effekte Überlagerungen erfahren können, stellt die versuchsgesteuerte Untersuchung dieser Bauwerke eine besondere Herausforderung dar (Vormwald 2010). Dabei sollen nicht nur die Vor- und Nachteile von Probelastungen beleuchtet werden. Der Abgleich der Ergebnisse aus Versuchen alter und neuer Konstruktionen bezüglich Tragverhalten und -reserven in Übereinstimmung mit den Berechnungen lässt gesamtheitlich betrachtete Rückschlüsse für die Bemessung zu und liefert wichtige Anhaltspunkte für die Unterhaltung und Instandsetzung der Brückenkonstruktionen.

Brückenbauwerke zählten schon immer zu den herausragenden Ingenieurleistungen. Aufgrund der Größe der Bauwerke, den hohen Herstellkosten und dem menschlichen Sicherheitsempfinden kam dem Thema Sicherheit immer eine große Bedeutung zu. Da Überprüfungsmöglichkeiten der damaligen händischen Berechnungsmethoden fehlten, wurden früh Varianten durch Ausprobieren von Lasten entwickelt. Daraus entwickelte sich das Wort „Probebelastung“ oder „Belastungsprobe“ für neuartige Bauweisen (Bolle et al. 2010). Ziel waren neben dem Nachweis der Tragfähigkeit auch Sicherheit und Vertrauen in die Bauwerke zu schaffen und neu entwickelte Konstruktionen oder Berechnungsverfahren so realistisch zu prüfen, um gegebenenfalls Anpassungen oder Weiterentwicklungen zu ermöglichen (Fettke 2012).

Die Anfänge gehen dabei u. a. zurück auf *Kulibin*, der 1776 an einem hölzernen Modell im Maßstab 1:10 eine Probebelastung mittels Ochsen bespannter Karren durchführte, welche mehr als das vorausgesagte Zehnfache seines Eigengewichtes standhielt und während des Versuches nicht zerstört wurde (Bolle et al. 2010). Heute wird diese Vorgehensweise bei neu entwickelten Bauwerkstypen angewandt, wobei für Brückenbauwerke zur Bewertung der Betriebsfestigkeit der Größenfaktor zu berücksichtigen ist, was bedeutet das sich unterschiedlich große Bauwerke gleichen Typs auch unterschiedlich in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit verhalten, weshalb der Größenfaktor am Modell numerisch simuliert und in Ergebnis der Probebelastung am verkleinerten Modell bei Rückführung auf die tatsächliche Größe als Faktor mit berücksichtigt werden muss (Radaj u. Vormwald 2007; Vormwald 2010).

Heute existieren viele alte Publikationen und Dokumentationen von Probebelastungen, die während der Inbetriebnahme der Brückenbauwerke im 19. und 20. Jahrhundert ausgeführt wurden. Primär dienten diese dem Zweck in der Bevölkerung Vertrauen in die Tragsicherheit der Konstruktion zu schaffen, so dass in Teilen die Menschen mit in die Belastungsprobe einbezogen wurden. Die Belastungen erfolgten in den Anfängen hauptsächlich mit Ballastmassen als Todlasten, was den großen Nachteil der fehlenden Möglichkeit des schnellen Entfernens bei Ankündigungen des Versagens des Tragwerks nach sich zog. Später folgten dann nicht nur statische, sondern auch dynamische Probebelastungen, erst mit schweren Dampfwalzen oder bei Eisenbahnbrücken mit Dampflokomotiven und speziell umgebauten Tendern als Belastungswagen ab den sechziger Jahren des 19. Jahrhunderts (Bolle et al. 2010).

Dass durchgeführte Probebelastungen kein Garant für die Dauerhaftigkeit der Bauwerke sind, dokumentieren Brückeneinstürze, wie der von Münchenstein (1896), bei dem durch Kopplung zweier Lokomotiven eine Überlast erzeugt wurde, die das Bauwerk im Bremsvorgang zum Einsturz brachte. Als Hauptursache wurde eine Vorschädigung der Konstruktion eruiert, die auf Pfeilerabsenkungen durch Hochwasser des Flusses Birs zurückzuführen waren. Die dadurch verursachten Schäden am Überbau führten wahrscheinlich zu einer Änderung des statischen Systems (Scheer 2000). Im Zusammenspiel mit der Überlast und dem starken Bremsvorgang aufgrund überhöhter Geschwindigkeit mit den daraus resultierenden hohen Horizontallasten trat das Versagenszenario ein. Zudem bestand die Konstruktion in dieser Zeit noch aus Schweißseisen, welches spröde war und keine plastischen Verformungen zuließ. In vielen anderen Beispielen lässt sich beobachten, dass meist mehrere Ursachen bzw. Parameter, die zeitgleich außerhalb der Norm laufen erst zum progressiven Versagen führen. Daraus folgt, dass bei der Bewertung und Probebelastung geschädigter Bauwerke die Vorgeschichte und die vielen möglichen Einflussparameter (z.B. Vorschädigungen, Konstruktionsänderungen, Windverhältnisse, Lasterhöhungen, Materialien etc.) immer mit berücksichtigt werden sollten (Fettke 2012).

Durch die hohen Belastungen und längeren Erfahrungen auf diesem Gebiet war Anfang des 20. Jahrhunderts das Verfahren der Probelastung als Erstbelastung für Eisenbahnbrückenbauwerke standardisiert und vorgeschrieben. Vor Inbetriebnahme musste als erste Hauptprüfung eine Belastungsprobe mit den in der Berechnung angesetzten Randbedingungen und mit den äußerst möglichen Verkehrslasten innerhalb der zugelassenen Grenzen erfolgen. Dabei war man zu diesem Zeitpunkt schon soweit, dass nicht grundsätzlich das Tragverhalten nachgewiesen werden sollte. Dies wurde vorausgesetzt. Vielmehr diente sie dem Abgleich mit den rechnerisch ermittelten Werten, der Überprüfung der Elastizitätsgrenzen und zur Ermittlung der maximalen Durchbiegung des Überbaus unter Berücksichtigung der Materialkennwerte durch die mögliche Verformbarkeit (Fettke 2012). Des Weiteren sollten die Erkenntnisse bei der Optimierung schwieriger Konstruktionsdetails wie Knotenpunkten oder Gelenken Anwendung finden, da die händischen Berechnungsmöglichkeiten bei Bogentragwerken erst durch den Einbau von Gelenken die statische Bestimmtheit erzielten. Die Art und Durchführung der Probelastung war ebenfalls vorgegeben. Mehrere Loks wurden gekoppelt und die Messungen erfolgten statisch, in dem die Loks in ungünstiger Laststellung von einigen Minuten bis zu mehreren Stunden in dieser Position verbleiben mussten oder dynamisch mittels verschiedener Geschwindigkeitsstufen, die über das Bauwerk geführt wurden.

Vorbelastung

In Form von Probelastungen als zerstörungsfreies Prüfverfahren werden diese z.B. beim Nachweis der Tragfähigkeit von Brückenbauwerken vor Inbetriebnahme ausgeführt. Wie in der Entwicklung der Probelastungen beschrieben, ist dies ein alter Ansatz, der heute immer noch Anwendung findet.

Bei Brückenbauwerken wird die Probelastung bei innovativen Konstruktionen angewendet. Die Deutsche Bahn AG schrieb für neu hergestellte Stahlüberbauten in der bis Anfang 2003 gültigen Vorschrift DS 804 (B6) ab einer gewissen Größenordnung und Neuartigkeit der Konstruktion Probelastungen vor der Inbetriebnahme vor (siehe Abb. 50). An ausgewählten Punkten sollen Verformungen und Verzerrungen gemessen werden. Es wurde empfohlen die Messungen statisch (ruhend) und dynamisch (bewegt) in verschiedenen Laststellungen durchzuführen.

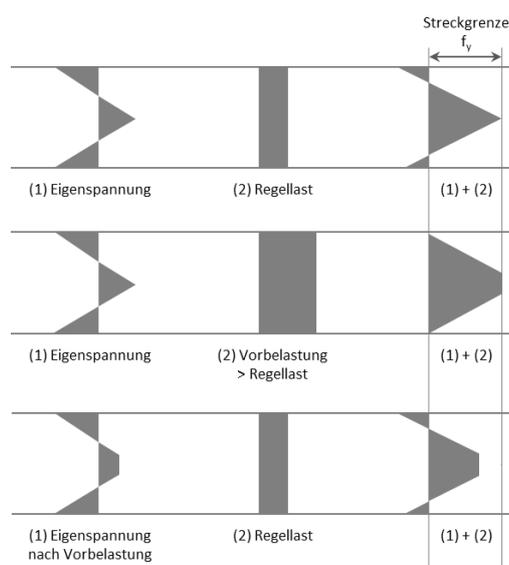


Abb.50: Erläuterung Wirkungsweise der Vorbelastung (DS 804 B6 Bild 63)

Für geschweißte Eisenbahnbrücken hat die Probelastung noch einen weiteren Vorteil. Durch das Schweißen werden hohe Temperaturen in die Schweißnaht eingebracht. Beim anschließenden Erkalten zieht sich der Werkstoff Stahl stark zusammen, wodurch hohe Zugeigenspannungen in diesen Bereichen entstehen. In Bezug auf die Betriebsfestigkeit können sich diese nachteilig auswirken.

Dieser Effekt wird im Bauingenieurwesen heutzutage weder in der Bemessung noch in der Sanierung berücksichtigt. Negativ wirken sich hingegen die derzeitigen hohen Stahlblechdicken aus. Ab einer Dicke von 25 mm verhalten sich Konstruktionen ermüdungstechnisch ungünstiger. Dies wird in den aktuellen Vorschriften, welche im Brückenbau die Eurocodes sind, berücksichtigt. Da die Beanspruchungen nicht nur statisch ruhend verlaufen, sind für jede Konstruktion Ermüdungsnachweise auf Basis der schädigungsäquivalenten Spannungsamplitude zu erfüllen. Bei den Vorbelastungen ist die Lastaufbringung dabei höher als die späteren Regellasten. Es wird die obere Grenze des Lastmodells angesetzt, was dem 1,0-fachen des Berechnungslastbildes entspricht (DS 804). Diese Vorbelastung kam hauptsächlich bei Fachwerküberbauten und Stabbogenbrücken zur Anwendung. In dem derzeit gültigen Regelwerk der DB AG (Ril 804) sind keine Probelastungen für Neubauten geregelt. Sie werden im Einzelfall für Sonderkonstruktionen als Abnahmeprüfung vor Inbetriebnahme durchgeführt. In den letzten Jahren kamen diese vor allem für die Bauweise der Netzbogenbrücken zur Anwendung (Fettke 2012).

Auswertung

Bei sinnvoller Anwendung der zerstörungsfreien Probelastung bei alten Stahltragwerken sind in der Regel positive Ergebnisse zu erwarten, die längere Lebensdauern oder höhere Verkehrslasten zulassen. Dabei sind eine Vielzahl von weiteren Einflussparametern neben dem aktuellen Zustand der Tragkonstruktion zu berücksichtigen. Die Konstruktionen beinhalten Tragreserven, die teils schwer oder nur mit hohem Aufwand nachweisbar sind. Bei Gelingen können durch die Vermeidung von Ersatzneubauten große wirtschaftliche Vorteile erzielt werden.

4 Zusammenfassung der Untersuchungen

Nachfolgend werden Ergebnisse und Vergleiche dargestellt zur Einordnung der jeweiligen Generation, der Konstruktion bzw. des Konstruktionstyps. Die vergleichenden Auswertungen der erzielten Restnutzungsdauern nach Ril 805 (2023) zeigen wichtige Erkenntnisse. Über einen weiten Vergleich der geschweißten Eisenbahnbrücken mit den Nietkonstruktionen werden die jeweiligen Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Verbindungstechniken aufgezeigt.

4.1.1 Zusammenfassung und Bewertung der 3 Generationen

Die Betrachtungen der ersten bis zur dritten Generation in Zusammenhang mit der jeweils gültigen Vorschriftenlage und den wesentlichen Einflussfaktoren zeigen, dass für die erste und zweite Generation forschungsbasierte Untersuchungen vor Umsetzung durchgeführt wurden.

In Abb. 51 sind vergleichend einige wichtige Parameter für die 3 Generationen zusammenfassend dargestellt. Diese erklären in Teilen, warum die einzelnen Phasen so festgelegt wurden und werden nachfolgend erläutert.

	I. Generation: 1930 - 1939	II. Generation: 1940 - 1950	III. Generation: 1951 - 1979
Charakteristik	<ul style="list-style-type: none"> Einfache Tragsysteme Vollwandträger Kurze Spannweiten (10 m bis 30 m) 	<ul style="list-style-type: none"> Hybride und tribride Verbindungsarten Hauptsächlich genietet - geschweißt 	<ul style="list-style-type: none"> Geschweißt / hybrid / tribrid Große Spannweiten Neue Konstruktionstypen
Vorschriften	<ul style="list-style-type: none"> 1935 1. DV 848 	<ul style="list-style-type: none"> 1935 1. DV 848 	<ul style="list-style-type: none"> 1951 (1955) BE + DV 848
Lastmodell	<ul style="list-style-type: none"> N, E, G (1922) 	<ul style="list-style-type: none"> N, E, G (1922) 	<ul style="list-style-type: none"> S (1951)
Material	<ul style="list-style-type: none"> St 37 (S235) St 52 (S355) bis Schadensfall (1938) 	<ul style="list-style-type: none"> St 37 (S235) St 52 (S355) / St 50 / HSM 50 	<ul style="list-style-type: none"> St 37 (S235) St 52 (S355)
Besondere Thematiken	<ul style="list-style-type: none"> Schadensfälle 1936 / 1938 Geschweißte HT aus St 52 (S355) Aufhärtungen im Material St 52 Mehrachsiges Spannungszustände Europaweite Untersuchungen Zurück zu Nietkonstruktionen Angepasste Regelungen ab 1940 	<ul style="list-style-type: none"> 2. Weltkrieg und Nachkriegszeit Wiederaufbau zerstörter Brücken Schweißungen nur im Werk Nietungen auf Baustelle 	<ul style="list-style-type: none"> Orthotrope Fahrbahnplatten / direkte Schienenbefestigung Gekoppelte Hohlkastenbrücken Stahlknappheit Neue Kerbfälle
Anzahl	<ul style="list-style-type: none"> ≈ 150 geschweißte Brücken (dav. ca. 50 Brücken noch in Betrieb) 	<ul style="list-style-type: none"> ≈ 50 geschweißte Brücken hergestellt und noch in Betrieb 	<ul style="list-style-type: none"> ≈ 1.000 geschweißte Brücken hergestellt und noch in Betrieb

Abb.51: Vergleich einiger wichtiger Parameter der drei Generationen

I. Generation:

Die Neueinführung der Schweißtechnik wurde sorgfältig vorbereitet und getestet bevor diese an vollständig geschweißten Stahlbrücken ausgeführt wurde, da der Einfluss der überwiegend nicht-runden Beanspruchung bekannt war und in der Konsequenz zur Gewährleistung der Dauerfestigkeit Einfluss auf die Festlegung der zulässigen Spannungen hatte. Die Schadensfälle im Zusammenhang mit dem höherwertigen Baustahl St 52 führten in der Folge zu einem kleinen Rückschritt, indem man kurzzeitig zur Niettechnik zurückkehrte. Aufgrund der umfangreichen europäischen Untersuchungen wurden innerhalb weniger Jahre die erforderlichen Kenntnisse zur Anwendbarkeit des St 52 in Bezug auf die Schweißtechnik derart verbessert, dass sich geschweißte Konstruktionen im Endeffekt durchsetzten. Die I. Generation markiert den Beginn bis zu den Anpassungen aus den Schadensfällen.

Unabhängig von der angewandten Sorgfalt ist die I. Generation als ein gewisses Experimentierfeld zu betrachten. Erst die Forschungen aufgrund der Schadensfälle führten zu wichtigen einheitlichen Vorgaben, so dass für geschweißte Eisenbahnbrücken, welche vor 1938 mit St 52 hergestellt wurden, eine Überprüfung der Bauwerke empfohlen wird. Dabei sind Brücken aus St 52 kritischer

zu bewerten als jene aus St 37. Die DB-Brückenstatistik zeigt, dass nur wenige Bauwerke aus der ersten Generation in vollständig geschweißter Ausführung vorhanden sind, obwohl in den Ausführungen (Kommerell 1940; Sahling, Latzin 1952) von ca. 150 geschweißten Eisenbahnbrücken berichtet wurde.

II. Generation:

Die II. Generation umfasst die Kriegs- und direkte Nachkriegszeit, in welcher kaum Brückenneubauten, sondern der Wiederaufbau erfolgten. Die festgelegten Kriterien zum Wiederaufbau zerstörter Eisenbahnbrücken am Ende des Zweiten Weltkrieges lassen auf eine sorgfältige und durchdachte Vorgehensweise schließen, welche trotz der schwierigen Umstände und zeitlichen Bedrängnis zur Wiederherstellung der Brücken theorie- und praxisbasiert auf Grundsätzen aufgebaut wurde, die zur Entscheidung der Wiederverwendbarkeit der Altstahlkonstruktionen angewendet wurden. Aufgrund der Erfahrungen der I. Generation wurde als Konsequenz vorläufig nur im Werk geschweißt und auf der Baustelle die Niettechnik ausgeführt. So entstanden die hybriden Verbindungstechniken innerhalb eines Brückenbauwerkes.

Für die I. und II. Generation galten nahezu die gleichen Vorschriften mit den gleichen Lastenzügen, die bei Verwendung des hohen Lastenzuges N (1922) zu erschließbaren Tragreserven in der Konstruktion führen, insofern der höherwertige Baustahl St 52 für Haupttragglieder nicht zur Anwendung kam.

III. Generation:

Die Festlegung für den Beginn der III. Generation wird durch die Neueinführung der bahnseitigen Vorschriften DV 804 (1951) und DV 848 (1951) mit grundlegenden Änderungen markiert, welche u. a. die neuen Lastenzüge S (1950) und L und den Dauerfestigkeitsnachweis beinhalteten. Der Wegfall der einheitlichen Vorgaben hin zu mehr eigenverantwortlichen Konstruieren und Schaffung größerer Spielräume in der Bemessung spiegeln sich in den Ursprungsstatiken wieder und ebenso in der Ausführung der Bauwerke, da ab diesem Zeitpunkt eine größere Varianz zu beobachten ist, die zwangsläufig damit einhergeht. Diese Vielfalt kann nicht vollends positiv bewertet werden, da ab diesem Zeitpunkt das Können und Fachwissen des Ingenieurs und damit seine eigene Handschrift mehr in den Vordergrund rückte, was nicht immer vorteilig für die Bemessung und Ausführung der Konstruktion war. Dadurch war es möglich Konstruktionen auszuführen, die z.B. nicht ausreichend theoretisch wie versuchstechnisch im Vorwege untersucht wurden und in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit Nachteile aufweisen können. In diesem Zuge seien die Variationen der orthotropen Fahrbahnplatte genannt, sowie die verschiedenen Ausführungsvarianten der Hohlkastenbrücken. Ab den 1960er Jahren ist zu beobachten, dass die Schweißnähte nicht immer fachgerecht ausgeführt wurden.

Vergleich auf Basis des globalen Sicherheitsbeiwertes γ

Wie in Abb. 52 dargestellt, beruhen die I. und II. Generation auf dem gleichen hohen Sicherheitsniveau von ca. $\gamma = 1,75$. Mit Einführung der zuvor genannten Vorschriften 1951 wurde dieses Sicherheitsniveau auf $\gamma = 1,50$ gesenkt, was für alle Eisenbahnbrücken der III. Generation gilt. Dadurch ergeben für die III. Generation im Zuge der Ermittlung der Restnutzungsdauer nach Ril 805 (2023) Nachteile. Die Brückenbauwerke überschreiten nach und nach das Kriterium der 60 Jahre, ab welchen der Restnutzungsdauerweis zu führen ist. Dies bedeutet, dass für Bauwerke, welche 1963/64 in Betrieb gegangen oder älter sind, der Nachweis derzeit zu führen ist.

Auf diese Abb. wird in Kap. 5.1.3 noch genauer eingegangen. Hier dient sie lediglich der Verdeutlichung der unterschiedlichen Sicherheitsniveaus der Generationen.

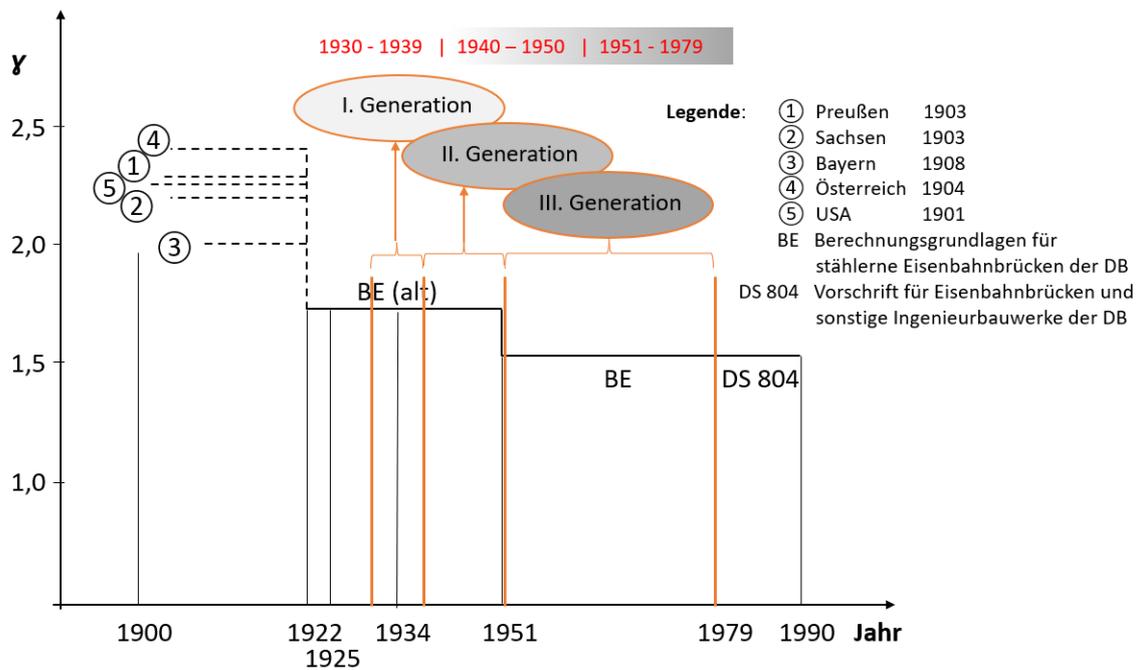


Abb.52: Entwicklung des globalen Sicherheitsbeiwertes γ für stählerne Eisenbahnbrücken (St 37 bzw. vgl. Stahlsorten; Lastfall H; Zug, Biegezug) (Weber 1992) mit Darstellung der drei Generationen

4.1.2 Vergleich geschweißte/ hybride mit genieteten Eisenbahnbrücken

Da in den ersten beiden Generationen (zwischen 1930 bis 1950) der überwiegende Anteil der Stahlbrücken (siehe Kap. 2.2) noch in genietetem Form ausgeführt wurde und heute ein beträchtlicher Anteil an genieteten Konstruktionen sich insgesamt noch in Betrieb befinden, soll nachfolgend ein grundsätzlicher Vergleich zu den geschweißten/ hybriden Eisenbahnbrücken geführt werden.

Die Nietkonstruktionen weisen ein höheres Durchschnittsalter auf, da sie die ältere Verbindungstechnik beinhalten. Ein gewisser Anteil der Bauwerke mit einer Lebensdauer größer 120 Jahre befindet sich unter Denkmalschutz. Für diese Brücken gelten andere Maßstäbe, da sie Zeitzeugnisse ihrer Zeit und somit besonders erhaltungswürdig sind. Hier sollen vorrangig genietete Standardbauweisen zum Vergleich herangezogen werden.

Wie in (Gassner 1929) beschrieben, wurde Ende der 1920er Jahre für genietete Eisenbahnbrücken, welche 60 bis 80 Jahre in Betrieb waren ein einwandfreier Zustand attestiert (trotz der fehlenden Duktilität des Materials). In (Hartmann 1953) wurde die Nietung als bewährte Bauweise eingestuft, die in 100 Jahren der Anwendung im Brückenbau keine Schadensfälle aufgrund von fehlerhaften Nieten hervorbrachte. Dagegen wurde bei der Schweißung als nachteilig gesehen, dass bei der Herstellung der Nähte die Qualität und Güte im hohen Maße von der Verlässlichkeit und Geschicklichkeit des Schweißers abhing. Dies wurde als neuer Unsicherheitsfaktor im Brückenbau betrachtet. Die Unkenntnis der Auswirkungen räumlicher Spannungszustände wurde ebenfalls als kritisch bewertet.

Die dennoch umfangreiche Bautätigkeit mit einer hohen Anzahl an Brückenerneuerungen war bedingt durch die gestiegenen Verkehrsbelastungen und standen im Zusammenhang mit der Neueinführung der Lastenzüge N, E und G im Jahr 1922 (siehe Kap. 3.4.2) mit gleichzeitiger Einführung der neuen Berechnungsgrundlagen (BE). Rein vom Zustand der genieteten Brücken hätte es keine Veranlassung zur Erneuerung ergeben ohne die neuen erhöhten Anforderungen.

Die Vereinheitlichung der Vorschriften ab 1922 führte zur Vereinheitlichung der Regelungen und Vorgaben für die Niettechnik, so dass Stahlbrücken ab diesem Zeitpunkt robuste durchdachte und eine ausgereifte Konstruktion beinhalteten. Die Niettechnik hatte ihren Höhepunkt und ihre Grenze erreicht, da Probleme bezüglich der Anordnung von Nietreihen z.B. von Anschlussbereichen, von Randabständen eliminiert und das Optimum für die Konstruktion herausgeholt wurde. Gleichzeitig wurden die Grenzen der Niettechnik für komplexe Anschlussbereiche etc. sichtbar.

In der Auswertung der untersuchten Brückenbauwerke zeigt sich, dass die Niettechnik, wie auch die Brückenstatistik bestätigt, noch lange ausgeführt wurde, was sich in den Diskussionen zu den bahninternen Vorschriften Anfang der 1950er Jahre zeigte, wo es nach wie vor vorrangig um die Optimierung der Niettechnik und -konstruktionen ging. Zu diesem Zeitpunkt wurden über 20 Jahre vollständig geschweißte Eisenbahnbrücken ausgeführt. Die jüngste (untersuchte) hybride bzw. tribride geschweißte Eisenbahnbrücke wurde 1961 als größeres Brückentragwerk über den Rhein erbaut, welche alle drei Verbindungstechniken in sich vereinigt. Dies zeigt, dass die Niettechnik noch lange Bestand hatte.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass man:

- umsichtig in der Vorgehensweise war,
- über ein hohes Maß an Fachwissen verfügte,
- einen guten wissenschaftlichen Überblick im Inland wie Ausland hatte,
- teilweise Treiber und Vorreiter von Innovationen war,
- die Industrie- und Forschungspartner gut involviert waren und
- die Planungen und Ausführungen bis zu Beginn der 1960er Jahre in einem Maße kontrolliert und überwacht wurden, die über dem heute möglichen standen.

All diese Faktoren trugen dazu bei, langlebige und robuste Brückenkonstruktionen zu schaffen und im erforderlichen Maße instand zu halten. Dies betraf die regelmäßige Erneuerung des Korrosionsschutzes und allgemeine Unterhaltungsmaßnahmen. Die Entwicklung des Flusstahls, welcher das Schweißisen ab 1895 sukzessive ablöste, ging mit einem Lernprozess einher, da wie in den 1920er Jahren festgestellt wurde, die Stahlbrücken schneller korrodierten als die älteren Bauwerke und somit in der Unterhaltung, vorrangig den Korrosionsschutz betreffend und die Dauer bzw. die Zeitspanne zur Erneuerung der Anstriche, kürzere Zeiträume eingeplant werden mussten. In der Folge waren höhere Unterhaltungskosten notwendig, die durch das vorteilhaftere Materialverhalten der Stähle hinsichtlich der Duktilität und der Vermeidung von Spröbruchversagen gegenüber dem Schweißisen kompensiert wurden.

In Bezug auf genietete Eisenbahnbrücken darf die Frage gestellt werden, ob es eine Dauerfestigkeit der Konstruktion gibt oder nicht. Auch heute scheiden sich die Experten an dieser Frage. Aufgrund des günstigeren Eigenspannungszustandes der Nietkonstruktionen gegenüber den geschweißten Brücken erfolgt die Fragestellung bewusst nur einseitig. Genietete Bauwerke haben diesbzgl. global betrachtet einen Vorteil, aufgrund des nahezu spannungsfreien Zustandes, weshalb sie grundsätzlich erhaltungswürdig sind. Es gilt aber weitere Einflüsse zu berücksichtigen, wie z.B. klimatische Bedingungen, die je nach Korrosivitätskategorie und Alter des Korrosionsschutzanstriches letztlich zur Korrosion führen und bei Nichterneuerung der Schutzanstriche mit Querschnittsverlusten einhergehen, welche wiederum die Tragfähigkeit vermindern. Selbst bei regelmäßiger Unterhaltung der genieteten Brückenbauwerke und einer nicht hohen Verkehrsbelastung (< 20 Mio. Lasttonnage pro Jahr) lässt sich kaum abschätzen, ob diese Bauwerke das Potential für 200 Jahre oder mehr haben ohne Einschränkungen im Betrieb. Dabei gilt es, weitere Faktoren auf der Bauwerks- und Einwirkungsseite für die genieteten Eisenbahnbrücken zu betrachten. Von der

Konstruktionsseite her spielen u. a. das Nietverfahren, der Konstruktionstyp mit der Geometrie, das Material und die Berechnungsgrundlagen eine wesentliche Rolle. Von der Einwirkungsseite her sind die Streckenkategorie mit der vergangenen Belastungshistorie und der aktuellen Belastung zu berücksichtigen.

Danach haben genietete Eisenbahnbrücken, welche vor 1922 nach den Ländervorgaben gebaut und in Betrieb gegangen sind, teilweise große Reserven, obwohl sie die ältesten Bauwerke darstellen. Wobei gemäß Kap. 5.1.3 die in Preußen und Sachsen gebauten Brücken gegenüber den in Bayern erstellten nochmal einen geringfügigen Vorteil haben bei Berücksichtigung der hohen Lastenzüge in der Bemessung. Hier können sich aber Nachteile aus der Konstruktionsart, dem Material und der Belastungsgeschichte ergeben. Zusätzlich ist der aktuelle Zustand des Bauwerkes mit der Zustandskategorie zu berücksichtigen. Bei unvollständiger Unterhaltung spielen Abrostungsgrade und Korrosion allgemein mit Querschnittsverlusten eine Rolle. Ebenso dürfen kleine Details, wie gekrümmte Überbauten oder eine hohe Schiefwinkligkeit der Brückenabschlüsse nicht außer Acht gelassen werden, die sich beide nachteilig auswirken können. Wie in Kap. 3.4.2 erläutert, weisen genietete Stahlbrücken, die mit dem Lastenzug N (ab 1922) bemessen wurden, rein vom Regellastenzug große Tragreserven auf.

In Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit von genieteten Eisenbahnbrücken gibt es umfangreiche Forschungen und Untersuchungen über viele Jahrzehnte, auf die hier im Einzelnen nicht eingegangen werden soll.

Abschließend betrachtet, zeigen die Nietkonstruktionen viele Vorteile. Ob geschweißte (hybride/tribrider) Eisenbahnbrücken ebenfalls das Potential für eine Betriebsdauer von 100 oder auch 150 Jahren haben, muss sich im weiteren Verlauf zeigen. Dies ist u. a. von der weiteren Entwicklung der Verkehrsbelastung abhängig.

4.1.3 Auswertung und Schlussfolgerungen Ergebnisse nach Ril 805

Nachfolgend sollen einige wichtige Erkenntnisse aus der Nachrechnung nach der noch derzeit gültigen Ril 805 (2023) in Bezug auf stählerne geschweißte und hybride Eisenbahnbrücken betrachtet werden. Dabei wird im Wesentlichen unterschieden nach Konstruktionstypen und nach Werkstoffen. Ziel dieser Betrachtungen ist es, herauszufinden, ob für bestimmte Konstruktionen und Randbedingungen, wie z.B. verwendete Lastenzüge, Kerbgruppen und Ausführungsarten es zu Schwierigkeiten in der Ermittlung einer ausreichenden Restnutzungsdauer führen kann und für welche Konstruktionen der Tragsicherheitsnachweis mit der Wirklichkeit und Einbeziehung des tatsächlichen Zustandes der Brücke nicht korreliert.

Wie erläutert, ist der Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805 (2023) verpflichtend für alle Eisenbahnbrücken mit einem Alter ab 60 Jahren nach den jeweiligen Bewertungsstufen durchzuführen. Diese Pflicht bleibt zukünftig bestehen und das Ergebnis der Nachrechnung stellt ein Teil der gesamtheitlichen Bewertungsmethode dar.

Auswertung der Nachrechnungen nach gültiger Ril 805 (2023)

Trogbrücken/ Vollwandträger

Trogbrücken und Vollwandträger wurden in allen drei Generationen ausgeführt und zählen zu den robusten Konstruktionen. Generell lassen sich für diese Konstruktionstypen gute Restnutzungsdauern ermitteln. Für einige Detailpunkte gibt es folgende Anmerkungen:

- Als Problem können sich geringe Querträgersabstände ohne Längsrippen herausstellen, wenn diese aus St 52 bestehen.
- Weiterhin ist als Schwachpunkt der erste Querträger hinter dem Endquerträger bekannt, da dieser die meiste Last erhält und somit schwieriger nachzuweisen ist.
- Auch haben sich die Querträger-Längsträger-Anschlüsse in Teilen als schwierig in der Nachweisführung gezeigt.
- Querträger an sich, wenn sie schlank ausgebildet wurden und in der Ursprungsstatik voll verteilt gerechnet wurden, können zu Problemen in der Nachrechnung führen, da heute in der Regel unverteilt gerechnet wird, aber über dem α -Wert eine 3-Punkt-Verteilung möglich ist.
- Bei nicht ausreichend dimensionierten Querträgern ist es schwierig, in dieser Form ausreichende Restnutzungsdauern zu erzielen.

Ab den 1960/70er Jahren wurde voll verteilt gerechnet und zusätzlich die entlastende Wirkung aus Fahrbahn angesetzt und diese zusammen in Ansatz gebracht, was heute zu Problemen führen kann. Wenn Vollwandträger als Einfeldträger ausgeführt wurden, was im Grunde genommen einen Regelfall darstellt mit Querträger und Fahrbahn, kommt man heute genau auf die Werte, die damals in der Ursprungsstatik ermittelt wurden. Selbst mit komplexeren Rechenmodellen sind diese abbildbar und zeigen keine anderen Ergebnisse.

Vollwandträger im Durchlaufträgersystem wurden in allen drei Generationen ausgeführt. Bis dato zeigten sich keine Probleme bei den in der ersten Generation noch ausgeführten gekrümmten Überbauten trotz der außermittigen Lasten. Bei langen Durchlaufträgersystemen kann es Probleme mit den Exzentrizitäten geben bezüglich der Lasteinleitung, da diese in Längsrichtung nicht berücksichtigt wurden.

Fachwerkbrücken

Fachwerkbrücken zählen zu den ältesten und bewährtesten Bauweisen, sind zudem robust und langlebig. Dementsprechend gibt es nur selten Probleme in Bezug auf die Nachrechnung. Auch hier sind u. a. die Querträger-Längsträger-Anschlüsse betroffen. Es zeigten sich selten Thematiken bei direkter Schienenbefestigung (ohne durchgehendes Schotterbett), aufgrund des Fehlens der lastverteilenden Wirkung.

Stabbogenbrücken

Stabbogenbrücken wurden ab den 1950er Jahren (anfangs ohne durchgehendes Schotterbett) mit direkter Schienenbefestigung auf dem Fahrbahnblech ausgeführt. Dabei gab es u. a. verschiedene Ausführungsvarianten bezüglich der Befestigung der Hänger, welche teilweise (vor allem bei älteren großen Stabbogenbrücken) geschraubt bzw. die Überbauten insgesamt als hybride oder tribride Konstruktionen ausgeführt wurden. Generell gibt es keine Probleme in der Nachrechnung, aber wie auch bei den vorangegangenen Konstruktionen kommt es mitunter auf die Details bzw. Detailkonstruktionen und auf die Strecken/ -belastung an, ob ausreichende Restnutzungsdauern ermittelt werden können.

Hohlkastenträger

Hohlkastenbrücken wurden vorrangig ab den 1970er Jahren ausgeführt. Dabei wurden im Bereich der Eisenbahnbrücken zwischen einzellige, mehrzellige, trapezförmige und gekoppelte Hohlkästen unterschieden, welche einzeln betrachtet werden müssen, da diese Unterschiede im Verhalten aufzeigen.

Einzellige Hohlkästen stellen dabei die einfachste Variante und die Kategorie dar, für die es unter normalen Umständen nicht schwierig ist, Restnutzungsdauern zu ermitteln. Dennoch kommt es auf die Konstruktionsdetails an, da diese sehr unterschiedlich und vielfältig ausgeführt wurden. Die bauliche Durchbildung der Aussteifungen und Verbindungen untereinander ist mitunter entscheidend, ob diese Konstruktionen nachweistechnisch ein Problem darstellen oder nicht. Wenn diese mittels Stabwerk gerechnet werden nach Bewertungsstufe 2 oder 3 (Ril 805 2023) und das Quertragwerk gut konstruiert wurde, gibt es in der Regel keine Probleme im Tragsicherheitsnachweis und ausreichend hohe Restnutzungsdauern können ermittelt werden.

Es gibt einige wenige trapezförmige Hohlkästen, die geeignete Stege haben, welche ähnlich wie bei der Straße u. U. in der Nachrechnung zu Problemen führen können. Hierbei handelt es sich um Einzelfälle.

Die gekoppelten Hohlkästen stellen eine größere Gruppe an Eisenbahnbrücken der 70er Jahre dar, bei welcher die einzelnen Hohlkästen an der Unterseite über ein Bodenblech nochmals verbunden wurden (quergekoppelt), und diese Verbundwirkung (Quertragwirkung) unterschätzt wurde. Alle gekoppelten Hohlkästen haben sich bis dato im rechnerischen Nachweis als schwierig erwiesen, unabhängig von der Verbindungsart. Bei diesen Tragwerken kann es aufgrund von Sekundärbeanspruchungen in untergeordneten Bauteilen wie Montagelaschen zu Rissen kommen, welche ausschließlich im Bereich der Sekundärbeanspruchungen aufgetreten sind. Für diese Konstruktionen ist es schwierig, den Torsionsschub aufzunehmen und abzutragen, da mitunter vielfältige Konstruktionsarten kreiert und ausgeführt wurden.

Aufgrund der beschriebenen Thematik werden gekoppelte Hohlkastenträger, auch wenn sie jünger als 60 Jahre sind, bereits nachgerechnet und mussten mehrfach im Ergebnis zur Erneuerung angemeldet werden, da aufgrund der Konstruktion eine Sanierung zu kostenintensiv oder nicht möglich bzw. nicht zielführend ist, so dass nur noch die Brückenerneuerung bleibt. Im Vergleich zur avisierten Nutzungsdauer ist diese bei weitem noch nicht erreicht.

Ab den 1960er/ 70er Jahren sind Konstruktionen entstanden bzw. ausgeführt worden (nicht nur im Bereich der DB, sondern auch im Bereich der Straße), die sich teilweise nicht als robust und langlebig herausstellen und nun vorzeitig erneuert werden müssen.

Material

Rein rechnerisch erweist sich der St 52 (heute S355) im Restnutzungsdauernachweis als nachteilig, wenn dieser für die Ausführung von Hauptträgern in schlanken Konstruktionen angewendet wurde, um so Bauhöhen bzw. Blechdicken zu reduzieren, da für diesen Stahl höhere zulässige Spannungen ansetzbar waren. Da durch die geringe Bauhöhe die Durchbiegungskriterien vorrangig wirken, kann der Gebrauchstauglichkeitsnachweis maßgebend werden.

In Nachweisen, bei welchen die Querträger aus St 37 und die Hauptträger aus St 52 gefertigt wurden mit z.B. angeschweißten Untergurten, welche nach alter DS 804 B6 (bis 2003 gültig) die Kerbgruppe K 10 beinhaltete, konnte für diese Kerbgruppe der Nachweis häufig nicht erfüllt werden.

Auswertung

Insgesamt lässt sich feststellen, dass vorrangig stählerne Eisenbahnbrücken aus der III. Generation (1951 – 1979) Schwachstellen innerhalb des zu führenden Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 zeigen, vor allem dann, wenn von der definierten Standardkonstruktion abgewichen wurde und/oder für die Haupttragglieder der höherwertige Baustahl St 52 zur Anwendung kam. Die in Kap. 4.1.1 gezeigten Unterschiede der III. Generation in Bezug auf die Eigenverantwortung in der

Bemessung durch Einführung der allgemeinen Vorgabe „nach statisch konstruktiven Erfordernissen“ in den Richtlinien DV 804 und DV 848 von 1951 scheinen sich diesbzgl. nicht vorteilig auszuwirken. Als weiteren Grund können z.B. die unterschiedlichen Berechnungsverfahren genannt werden, welche damals in der Bemessung und heute in der Nachrechnung angewendet werden, die eine gewisse Diskrepanz in den Ergebnissen bewirken.

Alternative Möglichkeiten

Bei nicht ausreichenden Restnutzungsdauern nach Ril 805 (2023) stehen u. a. folgende Möglichkeiten im Zuge einer Parallelrechnung zur Verfügung:

- In Ansatz bringen der zukünftigen Belastungen aus den IBL- Listen (Infosystem-Betriebsleistungen seit 2004 (DB)) für die Schadenssumme der Zukunft, welche je Streckenabschnitt prognostizierte Verkehre in Mio. Lasttonnage pro Jahr beinhalten. Dieser Ansatz führt i.d.R. zu geringeren Schadenssummen der Zukunft ggü. dem Ansatz der Ril 805 (2023) mit einer jährlichen Verkehrszunahme von 2,5 Prozent,
- bei Kenntnis der tatsächlichen Verkehre der Vergangenheit in Ansatz bringen dieser für den Restnutzungsdauernachweis im Zuge der Schadensakkumulation zur Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit,
- Weglassen des Sicherheitselementes 0,025 des Restnutzungsdauernachweises (in Abstimmung mit dem Ersteller der Richtlinie und/ oder dem Fachbeauftragten für Brückenbelastbarkeit (FvBel)), wenn die IBL-Listen keine Verkehrszunahme zeigen in den letzten Jahren und für zukünftige Prognosen keine Verkehrssteigerung zu erwarten ist,
- Reduzierung der Spannungsschwingbreite (aus Summe des Zuganteils und 60 Prozent des Druckanteils) für spannungsarm geglühte geschweißte Konstruktionen für druck- und teilweise druckbeanspruchte Bereiche nach DIN EN 1993-1-9 Abs. 7.2.1,
- Ermittlung der Materialparameter über chemische Analysen zur Abgrenzung der Stähle nach dem Herstellungsverfahren (Siemens-Martin-Stahl und Thomasstahl),
- Ermittlung der tatsächlichen Spannungen über statische und dynamische Messungen (da aufwendig Kosten-Nutzen-Abwägung).

Dabei ist zu beachten, dass für einige der dargestellten Alternativen eine gesonderte Zustimmung der DB und/oder teilweise eine unternehmensinterne Genehmigung (UiG) erforderlich wird, falls die Ergebnisse der Parallelrechnung bzw. der Alternativen verwendet werden sollen.

Bezug auf die neue Ril 805 (gültig ab 2024)

Für einen Vergleich zwischen der derzeit gültigen Richtlinie 805 und der zukünftigen Ril 805 liegen bis dato zu wenige Vergleichsrechnungen vor, so dass eine Auswertung zu diesem Zeitpunkt nicht zielführend bzw. noch nicht aussagekräftig wäre.

Qualität

Grundsätzlich lässt sich sagen, dass die ausführlichen Abnahmenachweisungen hauptsächlich bis Ende der 50er Jahre dokumentiert wurden und ab den 60er Jahren in der Qualität und Ausführung der Schweißnähte große Unterschiede festzustellen bzw. auch mangelhafte Schweißnähte vorzufinden sind. Die Gründe hierfür konnten bis dato nicht nachvollzogen werden. Anhand der Vor-Ort-Besichtigungen vieler Brückenbauwerke aus dieser Zeit kann bestätigt werden, dass es sich hierbei nicht um Einzelfälle handelt.

5 Modellentwicklung zur ganzheitlichen Bewertung

Anhand der aufgezeigten Entwicklungen und der Charakteristika der jeweiligen Generation mit ihren Besonderheiten und den daraus gewonnenen Erkenntnissen, sind systemseitig die Schwachstellen bekannt. Anhand der Analyse von Schadensfällen und deren Ursachen können weitere Rückschlüsse bezüglich der Redundanz des Tragsystems erzielt werden, die über die Risikoanalyse und die Risikoakzeptanzkriterien Berücksichtigung finden in der Methode der ganzheitlichen Bewertung der geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken.

5.1 Schadensfälle

Allgemein

Im Zuge der ganzheitlichen Analyse zur Bewertung bestehender Brücken ist es sinnvoll von der anderen Seite zu schauen, um zu verstehen, was passieren muss bzw. welche Faktoren eintreten müssen, damit es zu einem Schaden an einem Brückenbauwerk kommt oder dieser Schaden zu einem Brückeneinsturz führt. In diesem Zuge muss die Frage erlaubt sein, ob der Zufall eine Rolle spielt, und welche Risiken abgedeckt werden müssen über das Sicherheitskonzept und welche tolerierbar sind, denn nicht jedes Risiko kann abgesichert werden, da sonst keine Brücken mehr gebaut würden. Die Wissenschaft bietet an dieser Stelle Theorien zur Eintrittswahrscheinlichkeit von Schäden und zu Risikoakzeptanzkriterien, die eine Bewertung und Einordnung erlauben.

Im ersten Schritt sollen Schadensfälle und ihre Ursachen betrachtet werden und Faktoren, welche dazu führten, dass es in Folge eines Primär- oder Sekundärschadens zu einem Brückeneinsturz kommt. Die Schadenstoleranz und Schadensakzeptanz der Konstruktion sollen dabei mit betrachtet werden.

In einem zweiten Schritt werden Sicherheitsmethoden erläutert, auf deren Basis Risikoakzeptanzkriterien definiert werden, die es erlauben, zusätzlich zum Tragsicherheitsnachweis für bestehende Eisenbahnbrücken der Ril 805 weitere Faktoren mit in die Betrachtung einzubeziehen, um daraus eine Abschätzung der weiteren Nutzung des Brückenbauwerkes geben zu können.

5.1.1 Analyse Schadensfälle

Schadensfälle – Brückeneinstürze

Scheer (Scheer 1997) merkt an, dass die mittlerweile weit entwickelten Kenntnisse auf den Gebieten der Werkstoffe / Baustoffe, dem Baugrund, über das Tragverhalten der Konstruktionen und der daraus abgeleiteten Nachweismethoden mit Sicherheitsfaktoren, welche rechnerisch seit längerem mit Hilfe von Computerprogrammen bewerkstelligt werden, das signifikante Risiko von Brückenschäden bis hin zu -einstürzen nicht verringert haben. So stellt sich die Frage, warum ein Wissensvorsprung dieses nicht zu senken vermag.

Historie

Die älteste bekannte Zusammenfassung von Einstürzen eiserner Brücken stammt aus dem Jahr 1894 von *Elskes* (Elskes 1894), welche 42 Brückeneinstürze aus den Jahren 1852 bis 1893 beleuchtet. In der Darstellung der Ereignisse wurde nach folgender Klassifizierung unterschieden:

- Baugrundursachen bzw. Versagen der Fundamente,
- Versagen während der Bauphase (bei der Montage),
- Versagen während der Belastungsprobe als Vorbelastung vor Inbetriebnahme,

- Versagen infolge von unzureichender Tragfähigkeit ohne erkennbare Ursachen und
- Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen, wie z.B. Anprall (Scheer 2000).

Ein Teil der frühen Schadensereignisse kann auf mangelnde Fachkenntnisse zurückgeführt werden. Viele Brückenkonstruktionen einschließlich deren Belastungen waren Neuland. Im Ergebnis wurden die damals als Unfälle bezeichneten Schadensfälle als lehrreich eingestuft (Scheer 2000), die in der Folge zu Anpassungen bzw. zum Erkennen neuer Einflussfaktoren geführt haben, die anschließend untersucht wurden und deren Ergebnisse es bei Brückenneubauten zu berücksichtigen galt, ein ständiger Lernprozess. Als einer der wichtigsten Erkenntnisse des 19. Jahrhundert kann der Einfluss der überwiegend nicht ruhenden zur rein statischen Beanspruchung bezeichnet werden, woraus sich in Folge die Nachweise zur Betriebsfestigkeit entwickelt haben. In diesem Zuge gilt es auch die Eigenschaften des Materials zu nennen, die zu umfangreichen Forschungen und Weiterentwicklung bis zu den heutigen Stählen mit duktilen Eigenschaften geführt haben, die aufgrund ihres Verformungsvermögens Schäden vorankündigen können bzw. bei Teilschäden in Abhängigkeit vom Bauteil, Belastung und Ausnutzungsgrad eine ausreichende Schadenstoleranz besitzen, um ein Totalversagen der Gesamtkonstruktion zu verhindern.

Das von *Stamm* 1952 veröffentlichte Buch (Stamm 1952) zu Einstürzen von eisernen und stählernen Brücken gilt heute als Grundlagenwerk. Zu den von *Elskes* verfassten 42 Schadensereignissen hat *Stamm* weitere rund 100 Schadensfälle aus den Jahren 1891 bis 1950 analysiert, welche sich ausschließlich mit Stahlbrücken befassen, wobei Brückeneinstürze aus der ganzen Welt erfasst wurden (ohne kriegerische Einwirkungen) und die sich daraus ergebenden Lehren für die weitere Entwicklung des Stahlbrückenbaus. Darunter befinden sich einige bekannte Beispiele, wie die Thurbrücke in der Schweiz (1913), die Tacoma-Narrows-Hängebrücke in den USA (1940), aber auch die behandelten Brücken Hardenbergstraße in Berlin (1936) und die Autobahnbrücke bei Rüdersdorf (1938), sowie Ereignisse, wie die Vierendeelträgerbrücke in Hasselt/ Belgien (1938) (Stamm 1952). Insgesamt fällt auf, dass nur wenige Stahlbrücken in Deutschland und überwiegend große Stahltragwerke betroffen waren. Die Gründe waren dabei vielfältig, wie

- Aerodynamische Instabilitäten,
- Montage- und überlastungsabhängiges Versagen,
- durch äußere Einwirkungen oder
- sprödebruchbedingtes Versagen (Stamm 1952, Scheer 2000).

Kontroversen und Diskussionen löste die von *Smith* veröffentlichte Publikation „Bridge failures“ (Smith 1976) aus, welche 143 Brückenergebnisse zwischen 1847 bis 1975 mit genauen Angaben zur Zeit, Ursache, Anzahl der Versagen inkl. Informationen zu Verletzten und Toten analysierte. Fast die Hälfte der 143 Schadensfälle konnte auf Flutkatastrophen zurückgeführt werden. Zunehmend waren auch Ereignisse aus Schiffsanprall zu verzeichnen, aber nur ein Ereignis, welches auf einer mangelnd statischen Bemessung beruhte (Scheer 2000).

Eine an der TU Dresden veröffentlichte Dissertation von *Oehme* aus dem Jahr 1987 „Analyse von Schäden an Stahltragwerken aus ingenieurwissenschaftlicher Sicht und unter Beachtung juristischer Aspekte“ (Scheer 2000) betrachtete u. a. 448 Schadensfälle der DDR zwischen 1945 bis 1985, wovon 28 Prozent der Fälle auf den Stahlbrückenbau fielen. Interessant ist dabei die hohe Anzahl an Schadensfällen, wobei eine Vielzahl sich auf kleinere Schäden bezieht.

Es gibt eine Vielzahl weiterer Publikationen, die in (Scheer 2000) zusammengefasst sind. Es gab und gibt immer wieder Fachmeinungen, die für eine konsolidierte Dokumentation der

Schadenfälle plädieren zur besseren Übersicht und zum Erkenntnisgewinn, um zukünftige gleichgeartete Schadensereignisse zu vermeiden.

Schadenfälle

Grundsätzlich kann nach folgenden Thematiken zum Versagen von Brückenbauwerken unterschieden werden (Scheer 2000):

- Versagen während der Bauphase,
- Versagen im Betrieb,
- Versagen infolge Schiffsanprall,
- Versagen infolge Anpralls des unterführten Verkehrs,
- Versagen infolge Anpralls des überführten Verkehrs,
- Versagen infolge von Hochwasser, Eis und Treibholz sowie
- Versagen durch Brand oder Explosion (Scheer 2000).

Die von Scheer in (Scheer 2000) erfassten 446 Versagensfälle (bis 1999) von Brücken, welche Einstürze, Teileinstürze oder große Schadensfälle beinhalten, lassen sich wie folgt clustern (keine Berücksichtigung von Kriegseinwirkungen):

Nr.	Clustering nach Ursache	Anzahl der Schadensfälle		Anzahl in Dt.	
		mit Angaben	ohne Angaben	Bahn	Straße
1	Versagen beim Bau	93	20	5	21
2	Versagen im Betrieb ohne Fremdeinwirkung	86	35	3	13
3	Versagen durch Schiffsanprall	48	4	2	5
4	Versagen durch Einwirkung des unterführten Verkehrs	16	0	1	5
5	Versagen durch Einwirkung des überführten Verkehrs	18	5	1	3
6	Versagen durch Hochwasser, Eis, Treibholz	32	10	3	5
7	Versagen durch Brand, Explosion	15	2	1	6
8	Versagen von Traggerüsten	48	14	3	23
	Summe	356	90	20	81
	Gesamtsumme	446		101	

Tabelle 23: Übersicht der Schadensfälle inkl. Unterteilung in Deutschland nach Bahn und Straße der letzten 150 Jahre (Scheer 2000)

Insgesamt zeigt sich, dass Eisenbahnbrücken in Deutschland in sehr geringem Maße betroffen waren und sind, was für die hohen Sicherheitsstandards und das hohe Niveau der DB-Vorschriften spricht. Mit Sicherheit sind nicht alle Fälle aus dem 19. und 20. Jahrhundert erfasst. Die Übersicht (Scheer 2000) mit Schadensursachen gibt dennoch einen guten Überblick. Von besonderem Interesse sind dabei die dokumentierten Schadensfälle der ersten beiden Gruppen während der Bau- und Betriebsphase (ohne Fremdeinwirkung), welche für die Bahnbrücken in Tab. 24 dargestellt sind.

Nr.	Jahr	Brückenbauwerk	Länge	Phase	Versagensgründe	Versagen
1	1905	Fachwerkbrücke bei Heidelberg, 3-teiliger Bogen über Neckar	170 m	im Bau	Versagen einer 30 m langen Montagebrücke durch seitlichen Ausweichen der Obergurte bei Befahren mit Portalkran	Teileinsturz

2	1908	Südbrücke bei Köln über Rhein, Bogen mit Zugband	165 m	im Bau	Einsturz einer 65 m langen Fachwerk-Hilfsbrücke für das Hauptfeld, Ursache ungeklärt	Teileinsturz
3	1911	Eisenbrücke "Haus Knipp", Duisburg		in Betrieb Sanierung	aufgrund v. Sprödbbruchgefahr durch zu hohe Phosphorgehalte Austausch von ca. 100 Bauteilen der Brücke	nein
4	1926	Eisenbetonbogenbrücke in Gartz über Oder	134 m	im Bau	Pfeilereinsturz mit 2 Bögen infolge unzureichender Festigkeit des Unterwasserbetons des Pfeilers	Teileinsturz
5	1984	Brücke über Main bei Kreuzwertheim		Abbruch	Absturz eines 70 m langen Brückenteil auf Ponton beim Anheben, Ponton versenkt, Hubstangen u. Muttern nicht regelkonform u. Muttern zu schwach ausgeführt	Total-einsturz
6	1936	Brücke über Hardenbergstraße Bahnhof Berlin Zoo	150 m	in Betrieb	vollständig geschweißter Zweigelenkrahmen, Sprödbbruch	nein
7	1960	Fachwerkbrücke bei Leer über Leda, Durchlaufträger	157 m	in Betrieb	alte Vorlandpfeilergründungen wieder verwendet, Horizontalkräfte aus Erddruck des Dammes konnten nicht aufgenommen werden	nein
8	1962	Brücke b. Traunstein, Verbindung München-Salzburg			keine Informationen	

Tabelle 24: Schadensfälle an DB-Brücken während der Bau- und Betriebsphase - ohne Fremdeinwirkung (Scheer 2000)

Die Zusammenstellung zeigt, dass es während der Betriebsphase von Eisenbahnbrücken keine Teil- oder Totalereinstürze gab. Dieser Umstand ist positiv zu bewerten und spricht für das frühe DB-Regelwerk sowie für die turnusmäßigen Prüfungs- und Überwachungsmethoden der Brücken.

Der in Tab. 24 zuerst geschilderte Fall des Teileinsturzes der Fachwerkbrücke bei Heidelberg 1905 während der Bauphase wird auf Instabilitäten durch das Ausweichen von Druckstäben oder -gurten aus der Fachwerk- oder Trägerebene zurückgeführt. Von dieser Thematik waren zunächst Fachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn betroffen, deren Obergurte wegen einer zu geringen Bauhöhe nicht durch einen Horizontalverband ausgesteift wurden. Im weiteren Verlauf der Entwicklung waren die Untergurte von Fachwerk- und Vollwandträgerbrücken betroffen (Scheer 2000). Mindestens folgende Faktoren haben zum Teileinsturz der Brücke beigetragen:

- konstruktiver Mangel im Fachwerk-Brückensystem,
- fehlender rechnerischer Stabilitätsnachweis und
- einmalige Überbelastung durch einen 14 m hohen, schweren Montage-Portalkran und
- eine hohe außermittige Last des Portalkrans.

Dabei wurde nicht dokumentiert, ob der Überbau sich schon auf den endgültigen Lagern oder auf Stapeln befand, worin eine weitere Teilursache liegen könnte. In diesem Schadensfall sind somit mindestens vier Faktoren identifiziert, die zum Versagen beigetragen haben, ohne eine Gewichtung der einzelnen Einflüsse, die im Nachgang kaum bis gar nicht möglich ist.

Die während der Bau- bzw. Abbruchphase ersten vier Fälle liegen weit zurück in der Historie und können in Teilen noch auf mangelnde Kenntnis einzelner Einflüsse beruhen. Der 1984 in Tab. 24 unter Nr. 5 ist der einzige bahnseitige Schadensfall mit einem Totalversagen, wobei das

Brückenbauwerk sich nicht mehr im Betrieb befand und der Vorfall sich während der Abbrucharbeiten beim Ausheben des Überbaus ereignete. Folgende Faktoren spielten dabei eine Rolle:

- nicht zugelassene Hubstangen und Muttern des Krans,
- zu schwach bemessene Muttern,
- Kranauslenkung und
- Gewicht des auszubauenden Überbaus (Scheer 2000).

Es sind mehrere Faktoren, die in Summe zum Schaden geführt haben. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass weitere Einflüsse eine Rolle spielten.

Bei Kranarbeiten haben Wind- und Wetterereignisse, insbesondere große Windstärken und böenartige Ereignisse zu Kraneinstürzen geführt, weshalb der Einsatz von Kränen heute nur bis zu bestimmten Windgeschwindigkeiten zulässig ist.

Der 30-Jahre-Zyklus

Der Vollständigkeit halber sei auf den sogenannten 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze hingewiesen, welcher postuliert, dass es etwa alle 30 Jahre zu einem schweren Brückeneinsturz kommt. Dieser wurde in den 1970er Jahren entwickelt. Als ein solches Ereignis wurde u. a. der Brückeneinsturz in Genua/ Italien 2018 genannt, welcher den zukünftigen Brückenbau und die Überwachung und Prüfung bestehender Brücken nachhaltig beeinflusst (Proske 2019). Laut dieser Theorie kommt es aufgrund von Generationswechseln zu Wissensverlusten in Organisationen, welche über die Kombination aus Lern- und Wissensverlustkurve zu einer zyklischen Kurve abgebildet werden. Dabei spielen laut *Proske* (Proske 2019) ein unzureichendes Wissen bei Brückeneinstürzen eine untergeordnete Rolle. Resümierend gibt es zwar Indizien für den 30-Jahre-Zyklus, aber keine ausreichenden Beweise. Die Thematik ist vielschichtiger und wird von vielen Faktoren beeinflusst.

5.1.2 Auswertung

Wenn man von der anderen Seite schaut, was passieren muss bzw. welche Faktoren zusammenkommen müssen, damit ein Gesamtversagen eintritt, lässt sich in der Analyse der Einstürze feststellen, dass bei robusten Stahlbrücken im Eisenbahnverkehr, wo aufgrund von Filigranität oder Stabilitätsproblemen der Konstruktion, Windereignisse und Instabilitäten, diese Faktoren als alleinige Ursache eines Versagens ausgeschlossen werden können. Es müssen mehrere Faktoren ungünstig wirken, bis es zu einem Schaden kommt. Dabei spielt der Zufall eine gewisse Rolle, der (falls der Faktor berücksichtigt werden soll) über Eintrittswahrscheinlichkeiten, schwer zu fassen ist.

Mit der Auswertung der Schadensfälle sollte gezeigt werden, dass nur ein sehr geringer Anteil an Brückenbauwerken (insbesondere an Stahlbrücken) im Betrieb versagte, wobei Eisenbahnbrücken sich als besonders robust erwiesen haben. Schadensereignisse sind vorrangig in der ersten Hälfte des letzten und im vorletzten Jahrhundert dokumentiert (den Anfängen der eisernen Brücken), wo noch nicht ausreichende Erfahrungen vorlagen. Mit Einführung der einheitlichen Bahn-Vorschriften ab 1922 war das Sicherheitsniveau hoch, wie auch die Redundanz der Brücken, was sich in der sehr geringen Anzahl an Ereignissen bei Brücken unter Eisenbahnverkehr widerspiegelt.

Scheer (Scheer 2000) stellt fest, dass es gegenüber dem Neubau bei Ab- und Umbauten zu vermehrten Schadenereignissen kommt, was er auf eine mangelnde Sorgfalt zurückführt. Zusätzlich ist zu beobachten, dass gerade bei Abbruchtätigkeiten, Montage- und Zwischenbauzustände diese statisch nicht umfassend berücksichtigt bzw. rechnerisch untersucht werden. Die Auswertungen

insgesamt zeigen, dass mehrere Faktoren zusammenkommen müssen, bis ein Versagen eintritt. Schadensfälle während der Bauphase wurden am häufigsten festgestellt (siehe Tab. 24). Temporäre Bauzustände, Montagezustände (Kragarme im Freivorbau), Bauhilfsmaßnahmen, Trag- und Leererüste bieten ein höheres Potential für eine Versagenseintrittswahrscheinlichkeit.

Bei Betrachtung aller Schadensfälle in (Scheer 2000) lässt sich feststellen, dass nicht erkannte Baugrundprobleme bzw. Einflüsse und Kräfte, Horizontallasten aus dem Baugrund bei älteren Brückenschäden nicht richtig bewertet wurden, die infolgedessen durch das Versagen von Widerlagern und/ oder Pfeilern zu Einstürzen führten. In DB-internen Aufzeichnungen zur Überarbeitung der Richtlinien ging es vor rund 80 Jahren immer wieder um die Thematik der Stützensenkungen, vor allem bei Durchlaufträgersystemen, woraus geschlussfolgert werden kann, dass es diesbzgl. größere Probleme gab.

Es fällt auf, dass bei Materialproblemen aufgrund von spröden Verhalten, welches das Verformungsvermögen des Werkstoffs vermindert, wie bei den Fällen Nr. 3 und 6 der Tab. 24 für Eisenbahnbrücken in Deutschland dokumentiert, eine Materialversprödung u. U. als alleiniges Kriterium für den Eintritt eines Schadensfalls ausreichen kann, obwohl bei der EÜ Hardenbergstraße in Berlin mehrere Faktoren eine Rolle spielten, die in Kap. 3.1.4 dargelegt wurden.

Insgesamt betrachtet sind in den 1960er Jahren, aber vor allem in den 1970er/ 80er Jahren gehäuft Schadensfälle in der Bau- und Betriebsphase dokumentiert (Scheer 2000), welche überwiegend in der Bauphase neuer Konstruktionstypen (Freivorbau etc.) auftraten und auf menschliche Fehler beruhen. Zusätzlich werden diese auf eine fehlerhafte Kommunikation (fehlende, unzureichende, missverständene, nicht ausreichend dokumentierte Informationen etc.) zurückgeführt. Weitere Ursachen werden in dem Umstand nicht oder nur unzureichend geregelter Zuständigkeiten bzw. Verantwortlichkeiten gesehen (Scheer 2000).

Hohlkastenkonstruktionen

Ende der 1960er Jahre kam hauptsächlich im Großbrückenbau der Straße die Bauweise der Hohlkästen verstärkt auf. Durch die Schweißtechnik konnte die Konstruktion des Hohlkastens und deren Torsionssteifigkeit mit geringen Unterhaltungskosten und einer ansprechenden Ästhetik punkten. Die Unterschätzung von Beanspruchungen und Einflüssen, wie z.B. die Aufnahme der Gurtdruckkräfte, vor allem in breiten und längsversteiften Untergurten der Hohlkästen, aber auch Temperatureinflüsse und Imperfektionen/ Beulprobleme führte zu mehreren Schadensfällen, vor allem bei Ausführung der Trapezform des Hohlkastens (Scheer 2000). Die Bauweise zeigte in vielfacher Ausprägung mehrere Probleme. Zu den Hohlkastenbrücken im Eisenbahnverkehr wurde in Kap. 4.1.3 genauer eingegangen.

Material/ Schweißnähte

In den gesamten von Scheer dokumentierten Schadensfällen (Scheer 2000) sind keine Versagensfälle an Stahlbrücken aufgrund fehlerhafter oder unzureichender Schweißnähte zu verzeichnen, nur die in Zusammenhang mit dem Material stehenden Ereignisse Hardenbergstraße und Rüdersdorf (beide, siehe Kap. 3.1.4) und die Vierendeelträgerbrücke in Hasselt (Belgien). Dies zeigt wiederum, wie umsichtig und sorgfältig die Schweißtechnik in den konstruktiven Ingenieurbau implementiert wurde. Aus einigen Beiträgen der Stahlbau-Tagungen in den 1940er Jahren lässt sich entnehmen, dass es in der Anfangszeit der Schweißtechnik im Brückenbau weitere (vermutlich kleinere) Schadensfälle in Zusammenhang mit Schweißnähten gab, die aber nicht dokumentiert sind. Braun teilt in (Braun 2012) diese Einschätzung. Dennoch kann von einer erfolgreichen Einführung der Schweißverfahren im konstruktiven Ingenieurbau gesprochen werden.

Außergewöhnliche Einwirkungen

In den letzten drei Jahrzehnten waren aufgrund der Flutkatastrophen 1997 (Oderhochwasser), 2002 (Elbehochwasser), 2010 (2. Oderhochwasser) und 2021 im Ahrtal mehrere Schadensereignisse zu verzeichnen. Bei all diesen Fällen handelt es sich um Ereignisse, die aus außergewöhnlichen Einwirkungen entstanden sind. Innerhalb dieser Arbeit sind Schäden von Relevanz, die aus der Konstruktion selbst verursacht wurden/ werden und es soll der Frage nachgegangen werden, ob eine Redundanz des Gesamtsystems gegeben ist, wo bei Eintritt eines Primärschadens dieser keinen Sekundärschaden zur Folge hat, welcher zu einem Gesamtversagen der Brücke führen kann. In diesen Fällen tritt das Versagen hauptsächlich in Folge von eingestürzten Unterbauten ein. Ob solche außergewöhnlichen Einwirkungen bzw. Auswirkungen des Klimawandels zukünftig in der Bemessung von Brücken Berücksichtigung finden sollen, muss an anderer Stelle geklärt werden. Interessant wäre dabei der Einfluss (kurzfristig und langfristig) der hohen Seitenstoßkräfte auf die Überbauten. Dennoch sollte bedacht werden, dass nicht jedes Risiko absicherbar ist. Eventuell muss ein gewisses Risiko für Flussbrücken toleriert werden oder spezielle Lösungen geschaffen werden bzgl. der Unterbauten in und an Flussläufen und im Bereich der Kolkscutze.

Brückenverstärkungen

Nachträgliche Brückenverstärkungen an bestehenden Eisenbahnbrücken stellen einen besonderen Umstand dar, dessen Einflüsse über viele Jahre auf die Betriebsfestigkeit der Konstruktion und somit auf die Restlebensdauer unterschätzt wurde. Verstärkungen wurden früh an Stahlbrücken ausgeführt (ab 1920er dokumentiert), um im Zuge der Lasterhöhungen bestehende Tragwerke länger im Betrieb halten zu können (Adrian 1929, Bühler 1930). Die Nachrüstung durch spätere Elektrifizierungen von Strecken in den 1960/70er Jahren des letzten Jahrhunderts führte ebenfalls zu Verstärkungsmaßnahmen. Die dabei in die Konstruktion eingebrachten zusätzlichen Konstruktionsteile können einerseits zu Lastumlagerungen im System führen oder zur Verschiebung von Lasten bzw. im Lastabtrag, für welche die Konstruktion nicht ausreichend bemessen wurde oder keine ausreichenden Lastreserven besitzt. Zudem haben die verstärkten Bereiche das Problem, dass sie besonders steif sind und damit Lasten auch anziehen, was wiederum für die umliegenden Bereiche ein Problem darstellen kann.

Durch die nachträgliche Elektrifizierung sind teilweise zusätzlich hohe Eigenlasten durch Oberleitungskonstruktionen eingebracht worden. Durch nachträgliche Verstärkungen sind oft hybride Verbindungstechniken in einem Konstruktionsteil entstanden. Geschweißte Brücken wurden durch geschraubte oder genietete Konstruktionsteile verstärkt. Wie eingangs erläutert, wurden vor Ausführung der ersten vollständigen geschweißten Brücke an bestehenden genieteten Tragwerken geschweißte Verstärkungen vorgenommen. Zudem sind unsachgemäß ausgeführte Verstärkungen festgestellt worden (Qualität der Schweißnähte, keine Vorabprüfung der Schweißeignung etc.). All die genannten Faktoren wirken sich negativ aus, wenn im Zuge der Verstärkung nicht das Gesamttragwerk betrachtet wurde, sondern nur der Teilbereich. Die Auswirkungen sind in Form von Rissen, welche von untergeordneten Bauteilen ausgehen, bis sie sich spannungsfrei gerissen haben und das Wachstum zum Stillstand kam. Dies konnte an bestehenden Stahlbrücken der 1950er bis 1970er Jahren beobachtet werden (z.B. bei gekoppelten Hohlkasten-Konstruktionen in den Schweißnähten der Montagelaschen oder Querschotte oder in Fahrbahnkonstruktionen in unmittelbarer Nähe von verstärkten QT/ LT-Anschlüssen über Winkelbleche). Vor allem Brückenbauwerke mit nachträglich ausgeführten hybriden Verbindungstechniken sind davon betroffen. Verstärkungen können eine Mitursache für den Eintritt eines Schadens sein. Aus diesem Grund sollte bei der gesamtheitlichen Betrachtung einer Brücke zur Bewertung der Restnutzungsdauer dieser Umstand und dessen Auswirkungen mit berücksichtigt werden.

Anfahrerschäden

Wie in Kap. 3.4.1 beschrieben, ist derzeit eine Zunahme der Anfahrerschäden zu verzeichnen. Immer zeigte sich eine hohe Redundanz des Gesamtsystems, da es zu keinem Brückeneinsturz infolgedessen kam. Die überwiegend robusten Konstruktionen mit gedrungenen Querschnitten tragen dazu bei, lokale Schäden über die Schadenstoleranz zu kompensieren. Weiterhin sind vorwiegend Brücken mit guten Stählen im Betrieb, die sich durch ein Verformungsvermögen aufgrund der guten Duktilitätseigenschaften auszeichnen und dadurch größere Schäden abwenden können. Dabei gilt zu beachten, dass die Redundanz des Systems höher ist, je robuster und massiver das Bauwerk ausgeführt wurde und wenn keine Stabilitätsprobleme eine Rolle spielen, wie bei schlanken Zuggliedern, z.B. aus Imperfektionen.

Bezüglich der zunehmenden Anfahrerschäden wird empfohlen präventiv dem entgegenzuwirken, wie im Kap. 3.4.1 beschrieben.

5.1.3 Globaler Sicherheitsbeiwert

Darstellung des Sicherheitsbegriffes von tragenden Baukonstruktionen

Bis ins Mittelalter erfolgte die prophylaktische Gefahrenabwehr während der Bau- und Nutzungsphase von Bauwerken anhand von Androhen drastischer Strafen. Bis zur ersten Dekade des 18. Jahrhundert wurde die Planung bzw. der Entwurf auf handwerklicher und empirischer Basis durchgeführt. Ein richtiger Know-How-Transfer war nicht gegeben. Vielfach beruhten die Erfahrungen auf der „trial and error“-Methode, welche besagt, dass Fortschritte über Lerneffekte aus Fehlschritten abgeleitet wurden, wie in Abb. 53 dargestellt. Sie diente lange Zeit als Grundlage und Entwicklungsphase für die Schaffung eines gewissen Zuverlässigkeitsniveaus von tragenden Konstruktionen (Weber 1992).

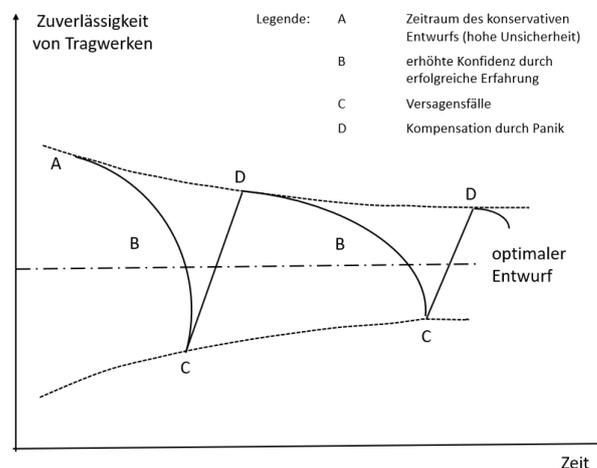


Abb.53: „trial and error“-Methode (Weber 1992)

Mit Veröffentlichung von *Galileis* „Discorsi“ im Jahr 1638, worin erstmals die Begrifflichkeit „Bruchlast“ im Zuge der Beurteilung der Bruchfestigkeit von Querschnitten im Zusammenhang des verwendeten Baumaterials von Trägern mit vertikalen Lasten verwendet wurde, markierte das Ende der bis dahin gültigen empirischen Bemessungsregeln. Ca. 200 Jahre danach publizierte *Navier* die „Mechanik der Baukunst“ (1826) (Weber 1992), damit begann ein neues Zeitalter, wo mathematische und mechanisch bekannte Gesetzmäßigkeiten der damaligen Zeit auf baustatische Thematiken angewandt wurden.

Deterministisches Sicherheitskonzept

Um 1760 begann mit der industriellen Revolution die Übertragung und Anwendung von Wissen auf technische, praxisorientierte Erfordernisse. *Coulomb et al.* kamen zu der Erkenntnis, dass zur Sicherstellung einer angemessenen Sicherheit s von geplanten Tragstrukturen das Verhältnis (Weber 1992)

$$s := \frac{ult F}{F} > 1$$

zwischen Bruchlast $ult F$ und Gebrauchslast F einzuhalten war. Durch Nachrechnung bestehender Konstruktionen, welche nachweislich das Zuverlässigkeitspostulat befriedigten, wurde in der Folge eine Sicherheitszahl γ (Weber 1992) mit

$$s \geq \gamma$$

festgelegt. Somit wurde das deterministische Sicherheitskonzept begründet mit dem globalen Sicherheitsbeiwert γ . Lineare Zusammenhänge zwischen den äußeren Einwirkungen und den mechanischen Größen am Bauwerk waren dabei Voraussetzung des Konzeptes. Der globale Sicherheitsabstand wurde in diesem Zuge nur für Festigkeiten der Baumaterialien beansprucht. Innerhalb des von *Navier* 1826 veröffentlichten Buches „Mechanik der Baukunst“ wurde das Konzept festgeschrieben. *Navier* wies darauf hin, dass für die Bemessung von tragenden Konstruktionen Grenzzustände keine ausreichende Grundlage darstellten. Für den Standsicherheitsnachweis sind die Gebrauchslasten, welche auf das Bauwerk einwirkten von Bedeutung und wurden durch Beobachtung gewonnen. Auf diese Weise begründete er den Begriff der „zulässigen Spannung“ und forderte gleichzeitig, dass für die Bemessung von tragenden Baukonstruktionen die Spannung σ aus ständigen und Gebrauchslasten kleiner oder gleich der zulässigen Spannung $zul \sigma$ sein muss (Weber 1992).

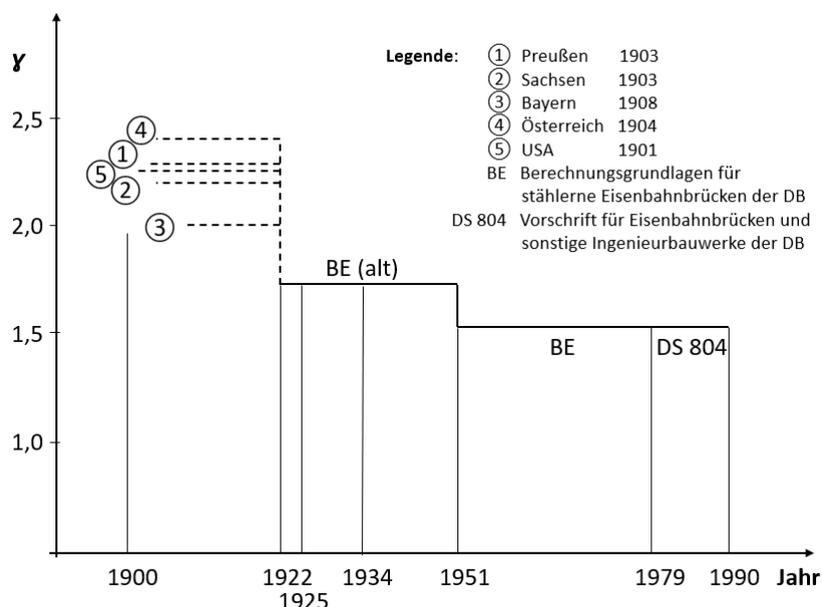


Abb.54: Entwicklung des globalen Sicherheitsbeiwertes γ für stählerne Eisenbahnbrücken (St 37 bzw. vgl. Stahlsorten; Lastfall H; Zug, Biegezug) (Weber 1992)

Wie in Abb. 54 dargestellt, lag zur Zeit der einzelnen Staatsbahnen (ab 1903) für die angegebenen Bedingungen das Sicherheitsniveau bei 2,0 (Bayern) bis maximal 2,3 (Österreich). Zum Vergleich wurde das gültige Sicherheitsniveau der USA abgebildet, welches sich etwa mittig in das der

Staatsbahnen einreicht. Mit Einführung der ersten einheitlichen vorläufigen Berechnungsvorschriften (BE) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1922 und gleichzeitiger Neueinführung der einheitlichen Lastenzüge N, E und G wurde das Sicherheitsniveau auf etwa 1,75 gesenkt. Der nächste Meilenstein stellt die grundlegende Neueinführung der Berechnungsvorschriften (BE) 1951 dar mit dem neuen Lastenzug S. In diesem Zuge wurde der globale Sicherheitsbeiwert ein weiteres Mal auf 1,5 abgemindert und blieb auf diesem Niveau. Dies entspricht über den gesamten Zeitraum betrachtet einer Reduktion von rund 35 Prozent. Begründet wurden die Absenkungen mit dem Fortschritt baustatischer Methoden und Erkenntnisgewinnen auf dem Gebiet der Materialfestigkeit (Weber 1992).

Fazit

Es müssen mehrere Faktoren zusammenkommen, die zu einem Schadensfall führen können. Eine Ausnahme sind Baugrund-, Stabilitäts- und Materialprobleme, welche bei nicht ausreichender Redundanz des Brückensystems unter bestimmten Randbedingungen bei weniger Kriterien auftreten können. Diese Erkenntnisse lassen sich übertragen in der Bewertung von alten geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken über die Abschätzung der Risikohöhe eines Einflussfaktors und seiner Eintrittswahrscheinlichkeit. Dabei geht es darum, die tatsächlichen Sicherheiten von Eisenbahnbrücken zu quantifizieren und in Bezug auf ihre Zuverlässigkeit diese vergleichbar zu machen (Weber 1992).

Der Vollständigkeit halber wird ergänzt, dass seit 1926 die Bemessung von Tragwerken (Kolbitsch 1989) nach dem (semi-)probabilistischem Konzept erfolgt. Die Methode nach Grenzzuständen ermöglicht, die tatsächlichen Sicherheiten von Tragwerken zu quantifizieren und verschiedene Bauwerke in Bezug auf ihre Zuverlässigkeit vergleichbar zu machen (Weber 1992).

5.2 Risikoanalyse und Risikoakzeptanzkriterien

Begriff Risiko

In der Literatur existieren zahlreiche Definitionen für den Begriff „Risiko“. Es folgen kurze Ausführungen, die die Vielfalt der Begriffsdefinitionen verdeutlichen. Das Risiko kann im allgemeinen Sinne als Gefahr und Möglichkeit einen Schaden zu erleiden, eingestuft werden. Im engeren Sinne könnte es als Maß für die Größe einer Gefahr und als Funktion der Wahrscheinlichkeit aus schädigendem Ereignis und Schadensausmaß definiert werden (Grob 1988). Es kann als Schnittstelle zwischen Recht und Technik betrachtet werden, wobei im Alltäglichen es als Wagnis zu verstehen ist. In der Wissenschaft erfolgt eine komplexere Betrachtung, welche das Risiko als Möglichkeit eines Schadens als Konsequenz eines bestimmten Geschehens oder als Produkt aus Schadenshäufigkeiten und deren Auswirkungen beschrieben werden kann (Wilken 2015).

Es geht um eine konkrete Situation, die mit gewissen Risiken in unterschiedlicher Ausprägung behaftet sein kann, welche einzeln oder unter bestimmter Kombinatorik zu einem Schadensereignis unterschiedlichen Ausmaßes führen kann.

Überträgt man dies auf die geschweißten Eisenbahnbrücken, sind nicht nur die Risiken in ihrer Ausprägung in Abhängigkeit von der Konstruktion, Belastung etc. zu betrachten, sondern auf der Gegenseite auch die Sicherheiten in Ansatz zu bringen. Wie im Kap. 5.1.2 Schadensfälle über die Entwicklung des globalen Sicherheitswertes γ gezeigt, haben die Eisenbahnbrücken in Deutschland seit mindestens 120 Jahren ein hohes Sicherheitsniveau, welches sich in der sehr geringen Anzahl der dokumentierten Schadensfälle widerspiegelt.

Aufgrund des festen schienengeführten Systems gibt es systembedingte Risiken, wie z.B. die großen Massen der Verkehrslasten. Auf der anderen Seite bietet die festgelegte Führung des Schienenweges Sicherheiten, die zur Fehlerreduktion durch menschliches Versagen beitragen. Unabhängig von den Brückenbauwerken sind die Schienenwege über redundante technische Maßnahmen, wie der Leit- und Sicherungstechnik auf einem hohen Sicherheitsniveau abgesichert (Heidl 2005) und sollen hier nicht weiter betrachtet werden.

Risikoanalyse und Risikoakzeptanzkriterien

Die Anforderungen an Sicherheiten gelten innerhalb der Deutschen Bahn als erfüllt, wenn alle gesetzlichen und untergesetzlichen Regelwerke, womit die DB-internen Regelwerke gemeint sind, eingehalten sind. Sollte von diesen Regelwerken abgewichen werden, ist mindestens der Nachweis der gleichen Sicherheit zu erbringen (Heidl 2015). In Bezug auf Eisenbahnbrücken gilt dies z.B. für unregelmäßige Produkte oder neue Bauverfahren, wo im Zuge der Unternehmensinternen Genehmigung (UiG) und gegebenenfalls (z.B. bei Abweichung vom Eurocode) mittels Zustimmung im Einzelfall (ZiE) durch die Aufsichtsbehörde, die Zentrale des Eisenbahn-Bundesamtes eine Freigabe erteilt wird. Innerhalb der UiG ist für die unregelmäßige oder nicht ausreichend geregelte Situation der Nachweis der mindestens gleichen Sicherheit zu erbringen, damit dieser zugestimmt werden kann. Mit der Weiterentwicklung von neuen Verfahren, Konstruktionen, Bauprodukten etc. wird bei Vorliegen ausreichender Sicherheiten und Erfahrungswerte diese im DB-internen Regelwerk aufgenommen und fortgeschrieben. Daraus ergibt sich das einzige gesetzlich geregelte Risikoakzeptanzkriterium, welches heute bei Risikoanalysen Gültigkeit hat (Heidl 2015).

Im Zuge der Einführung des europäischen Regelwerkes wurden neue zusätzliche Anforderungen definiert, welche bei der Bewertung von Risiken bei Entwicklung von z.B. neuer Bahntechniken anzuwenden sind. Die DIN EN 50126 (Bahnanwendungen – Spezifikation und Nachweis von Zuverlässigkeit, Verfügbarkeit, Instandhaltbarkeit und Sicherheit (RAMS)), welche bei technischen Neuerungen im Eisenbahnsystem einzuhalten ist, fordert einen Lebenszyklus, der über Sicherheitsanforderungen beherrscht wird. In diesem Zuge sind die Risiken zu identifizieren und zu analysieren, welche über Akzeptanzkriterien zu den erforderlichen Sicherheitsanforderungen führen. Die Umsetzung ist anschließend erneut zu verifizieren und zu validieren. Darüber wird sichergestellt, dass die aus der Risikoanalyse ermittelten Sicherheitsanforderungen zu jeder Zeit eingehalten werden (Heidl 2015). In Abb. 55 sind die Ziele und Inhalte der EU-Sicherheitsrichtlinie zusammenfassend dargestellt.

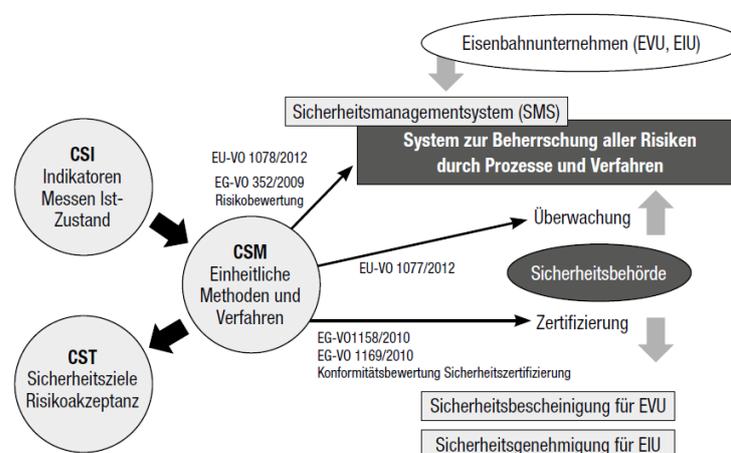


Abb.55: Ziele und Inhalte der EU-Sicherheitsrichtlinie (Heidl 2015)

Bewertungsmethode

In Anlehnung an das in der EU-Verordnung 352/2009 enthaltene Risikomanagementverfahren mit der gemeinsamen Sicherheitsmethode (CSM-RA), welches in Abb. 56 dargestellt ist, wird eine eigene Bewertungsmethode entwickelt.

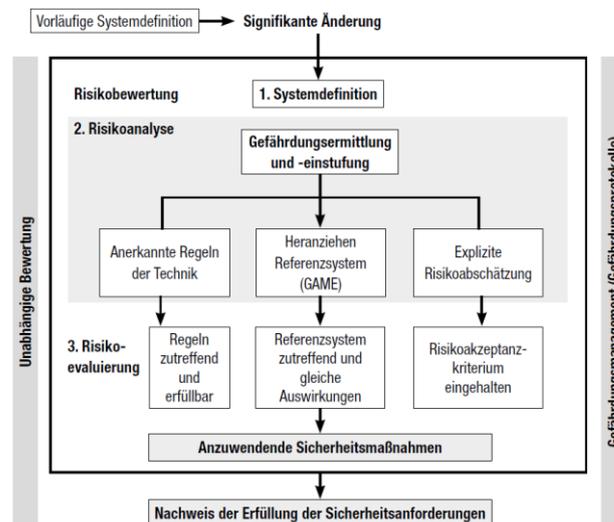


Abb.56: Risikomanagementverfahren nach CSM-RA (Heidl 2015)

Die Einhaltung der anerkannten Regeln der Technik stellen dabei das grundlegendste Risikoakzeptanzprinzip (siehe Abb. 57) dar. Wenn über gültige, bewährte und allgemein zugängliche Vorschriften und Regelwerke eine identifizierte Gefährdung abgedeckt ist, können die darin enthaltenen Regelungen angewandt werden, womit die Gefährdung als akzeptiert gilt. In diesem Fall sind keine weiteren Maßnahmen erforderlich. Innerhalb des historisch gewachsenen DB-internen Regelwerks ist die Zuordnung einer festgelegten Regel zu einer konkreten Gefährdung nicht immer möglich. Bei Hinzuziehen der anerkannten Regeln der Technik als Risikoakzeptanzkriterium muss zur Beherrschung der konkreten Gefährdung ein Zusammenhang zum Regelwerk herstellbar und begründbar sein. Sollte eine direkte Zuordnung nicht möglich sein, so muss dieser Zusammenhang bei einer Erstanwendung durch eine fachkundige Analyse hergestellt werden und über die fortlaufende Praxisanwendung verifiziert und validiert werden. Diese sind bei der Ableitung geeigneter anerkannter Regeln der Technik über Risikobewertungen zur Identifizierung der Gefährdung und deren Validierung erneut auszuwerten (Heidl 2015).

Definition:

schriftlich festgelegte Regeln, die bei ordnungsgemäßer Anwendung dazu dienen können, eine oder mehrere spezifische Gefährdungen zu kontrollieren.

Anforderung an anerkannte Regeln der Technik:

- im Eisenbahnsektor allgemein bekannt oder begründet und für die Bewertungsstelle akzeptabel
- für die Kontrolle der betreffenden Gefährdungen in dem zu bewertenden System zutreffend
- allen Akteuren, die sie anwenden wollen, öffentlich zugänglich

Risiken aus Gefährdungen, die durch anerkannte Regeln der Technik abgedeckt werden, sind vertretbar:

- Das Risiko muss nicht weiter analysiert werden
- Anwendung der anerkannten Regel der Technik wird Sicherheitsanforderung im Gefährdungsprotokoll

Abb.57: Risikoakzeptanzkriterium anerkannte Regeln der Technik (Heidl 2015)

Bei nicht Vorhandensein eines Referenzsystems, welches hinzugezogen wird, muss eine Risikoabschätzung erfolgen (Heidl 2015). Diese wird auf Basis einer Risikomatrix durchgeführt, in welcher die Eintrittswahrscheinlichkeit und deren Auswirkungen ins Verhältnis gesetzt und damit validiert werden. Parallel werden die ggf. zusätzlichen Sicherheiten des Systems erfasst. Hierfür werden in einem ersten Schritt, die für die geschweißten Eisenbahnbrücken relevanten Faktoren und Umstände mit ihrer Auswirkung ermittelt und bewertet über vorteilig und nachteilig wirkende Parameter.

Die Bewertung erfolgt auf Basis der Auswertungen bestehender Stahlbrücken (Kap. 4.3) und der Schadensfälle (Kap. 5.1), welche in Summe gezeigt haben, dass immer mehrere Faktoren außerhalb der Norm und/ oder ungünstig im Kombination wirken müssen als Voraussetzung für das Eintreten eines Schadensfalles. Dieser kann lokal begrenzt in Abhängigkeit von der Gesamtredundanz des Tragsystems sein, so dass das Grundsystem in den Betrachtungen Berücksichtigung findet. Bei nicht ausreichender Redundanz des Gesamtsystems kann der Primärschaden einen Sekundärschaden nach sich ziehen, was in Konsequenz ein Teil- oder Totaleinsturz des Brückenbauwerkes bedeutet. In Summe geht es um die generelle Einordnung und Kombinatorik der Einflüsse untereinander, die ein Verhältnis aufzeigen, welches ausschlaggebend ist. Aus diesem Grund ist das System kalibrierbar ausgelegt.

Dabei gilt zu beachten, dass das Ergebnis des Tragsicherheitsnachweises nach Ril 805 zukünftig Grundlage und Voraussetzung ist und bleibt. Sollten keine ausreichenden Restnutzungsdauern auf Basis des Nachweises erzielt werden können, kann dieses mit der ganzheitlichen Bewertungsmethode nicht ausgehebelt werden. Für diese Stahlbrücken sind entsprechende Maßnahmen (Erneuerung, Sanierung etc.) zu treffen.

5.3 Eigene gesamtheitliche Bewertungsmethode

Die Ressourcenschonung bzw. der respektvolle Umgang mit diesen soll in der Bewertung alter stählerner Eisenbahnbrücken Berücksichtigung finden, ohne in Bezug auf die Sicherheit Abstriche zu machen. Jedoch kann es Faktoren geben, die dazu führen, dass das Brückenbauwerk zur Sicherstellung der Verfügbarkeit der Infrastruktur, z.B. auf dem Hochleistungsnetz (HLN) dennoch zu erneuern ist, um den zukünftigen Anforderungen des Schienennetzes gerecht zu werden. Wenn für stählerne Eisenbahnbrücken nach dem Tragsicherheitsnachweis nach Ril 805 eine ausreichende Restnutzungsdauer ermittelt wurde, jedoch der Zustand der Brücke und/ oder andere Parameter (wie z.B. Konstruktionsdetails, Materialparameter etc.) sich gegenteilig verhalten, soll es für derartige Bauwerke möglich sein, diese nicht unter jedem Umstand erhalten zu müssen, sondern im Zuge der Sicherheit und Zuverlässigkeit eine Erneuerung anzustreben.

Der gesamtheitliche Ansatz ermöglicht es dem Ingenieur, ohne zusätzlichen Rechenaufwand über die Einbeziehung der maßgebenden Faktoren, die in der Regel direkt am Brückenbauwerk oder den Bauwerksunterlagen entnehmbar sind, diese in Beziehung zu setzen, um daraus ein Ergebnis abzuleiten. Die Validierung erfolgt über die Bewertungsmethode.

Nachfolgend werden die Einflussfaktoren, welche sich vorteilig und nachteilig auswirken in ihren unterschiedlichen Ausprägungen ermittelt und bewertet. Ziel ist es, für den Großteil der geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken (Standardkonstruktionen) über die anschließende Bewertungsmethode zu einem sofortigen Ergebnis zu gelangen. Es wird für einige Brückenkonstruktionen und Fügetechniken oder bestimmte Werkstoffe in Abhängigkeit von der Größe, Lage und Streckenkategorie des Bauwerkes erforderlich sein, zusätzliche Betrachtungen mit einzubeziehen.

5.3.1 Vorgehensweise/ Methodik

Für jede geschweißte Eisenbahnbrücke soll untersucht werden, was im Laufe der gesamten Betriebsdauer dieser konkreten Stahlbrücke passiert ist. Für die Bewertung ist es wichtig, die gesamte Historie zu betrachten. Dies umfasst die in Abb. 58 dargestellten Inhalte.

Zeile	Inhalt	Detailaufgaben
a.)	Tragfähigkeitsnachweis Ril 805	Restnutzungsdauern > 15 Jahre Restnutzungsdauern < 15 Jahre
b.)	Zustandskategorie	Zustandskategorie 1 bis 4 Stand- u. Betriebssicherheit Verkehrssicherheit
c.)	Bericht letzte Begutachtung	Detailschäden anschauen Rissfreiheit Standssicherheit Widerlager/ Pfeiler
d.)	Ursprungsstatik	Lastenzüge Ausnutzungsgrad der Nachweise vermerkte Stahlsorten
e.)	Bauwerksbuch/ Bauwerksheft	Technischer Platz in SAP R/3 Netz hinterlegte Informationen Bestandspläne
f.)	Konstruktionstyp	Standardkonstruktion Sonderdetails Abweichungen vom Standard
g.)	Stahlsorten/ Blechdicken	auf Plänen, in Statik, Materiallisten o. Abnahmenachweisungen Duktilität gegeben ja/ nein
h.)	Fügeverfahren	geschweißt o. genietet genietet / geschweißt genietet/ geschweißt/ geschraubt
i.)	Abnahmenachweisungen	Stahlsorten chem. Analyse der Stahlsorten Blechdicken
j.)	Sanierungen/ Umbauten	spätere Elektrifizierung Anfahrtschäden/ Kriegsschäden Sanierungen/ Verstärkungen
k.)	Streckenategorie	historisch und aktuell
l.)	Belastungsgeschichte	bekannt ja/ nein
m.)	aktuelle Belastung	IBL-Listen Entwicklung
n.)	Schiefwinkligkeit	Brückenabschluss Überbauten
o.)	schotterloser Überbau	direkte Schienenbefestigung
p.)	Brücke vor Ort besichtigen	Zugüberfahrten beobachten Detail- und Gesamtzustand

Abb.58: Zusammenfassung der Inhalte zur gesamtheitlichen Bewertung

a.) Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805 (2023)

Der Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805 für bestehende stählerne Eisenbahnbrücken bildet die Basis. Das Nachweiskonzept ist bauaufsichtlich eingeführt. Das Ergebnis der Nachrechnung, welches als Restnutzungsdauer in Jahreszahlen ausgegeben wird, muss dabei vorliegen, welches eine

Abschätzung ist, da die Verkehre der Vergangenheit nicht genau abgebildet werden können und die Wöhlerlinie stark auf der sicheren Seite liegend als Monolinie ohne Abknicken in der Dauerfestigkeit alle Effekte erfassen soll (siehe Kap. 2.3). Wenn der Nachweis im Ergebnis Restnutzungsdauern kleiner 15 Jahre ausweist, ist zusätzlich nach Ril 805 der Betriebszeitintervallnachweis zu führen. In diesem Fall können über den hier entwickelten Ansatz keine höheren Restnutzungsdauern generiert werden.

b.) Zustandskategorie

Auf Basis, dass ein Bauwerksteil mit fortschreitender Nutzung eine Zustandsverschlechterung einhergeht, bis Standsicherheitsprobleme auftreten, wird über verschiedene Zustandskategorien abgebildet. Die Kriterien der Zustandskategorien sind in der bahnternen Richtlinie „Inspektion von Ingenieurbauwerken – Allgemeine Grundsätze“ Ril 804.8001 festgelegt und sind in Tab. 25 dargestellt. Die Gesamtzustandskategorie wird aus der höchsten Zustandskategorie der einzelnen Konstruktions- oder Bauteile zum Zeitpunkt der Begutachtung ermittelt. Weiterhin ist eine Prognose für die Zustandsentwicklung in 6 und in 18 Jahren einzuschätzen und zu vermerken (Ril 804).

Zustandskategorie	Kriterien
1	Keine o. geringfügige Schäden am Bauwerksteil/ Bauwerk, die sich auf den technischen Erhaltungszustand auswirken, evtl. kleinere Instandsetzungsmaßnahmen
2	Schäden begrenzten Umfangs am Bauwerksteil/ Bauwerk, die sich auf den technischen Erhaltungszustand auswirken, erf. Instandsetzungsmaßnahmen zur Behebung einzelner Schäden
3	Umfangreiche Schäden am Bauwerksteil/ Bauwerk, die sich auf den technischen Erhaltungszustand auswirken, umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich
4	Gravierende Schäden am Bauwerksteil/ Bauwerk, die sich auf den technischen Erhaltungszustand auswirken, Instandsetzung aufgrund des Umfangs nicht mehr sinnvoll bzw. möglich, Sicherheits- und/oder bestandserhaltende Maßnahmen bis zur Teilerneuerung bzw. Ersatzneubau

Tabelle 25: Definition der Zustandskategorien (ZSK) gemäß Ril 804.8001 (2023)

Treten Schäden mit Sicherheitsrisiken auf, welche durch ihre Art und/oder den Umfang für die Sicherheit ein Risiko beinhalten, sind entsprechend ausreichende Maßnahmen zur Herstellung des früheren Sicherheitsniveaus umzusetzen (Ril 804.8001).

Dabei wird nach Ril 804.8001 zwischen 3 verschiedenen Sicherheitsrisiken unterschieden:

- Das Standsicherheitsrisiko ist ein Risiko, welches eine Gefahr für die Tragfähigkeit der Brücke oder von tragenden Konstruktionsteilen dieser darstellt bzw. für den Bestand.
- Das Betriebssicherheitsrisiko ist ein Risiko, welches eine Gefahr für die sichere und reibungslose Abwicklung des Betriebes auf der Schiene darstellt.
- Das Verkehrssicherheitsrisiko ist ein Risiko, welches ausgehend vom Brückenbauwerk eine Gefahr für Dritte und/oder Mitarbeiter der Deutschen Bahn AG ist.

Es ist möglich, dass ein Schaden auf mehrere Sicherheitsrisiken Auswirkungen hat. Beispielhaft wird folgendes Szenario zur Verdeutlichung betrachtet. Eine hybride Stahlbrücke, welche die

Verbindungstechniken Schweißen und Schrauben vereint, unter der Annahme, dass die Schrauben für die Montagestöße der Brücke zur Ausführung kamen, erfährt einen leichten Anfahrtschaden. Wenn es aufgrund dessen zum Abscheren der Schraubenköpfe vollflächig am Untergurt kommt und einige sich noch lose in der Konstruktion befinden, sind alle 3 Sicherheitsrisiken betroffen, da bei einem gewissen Umfang abgescherter Schrauben ein Standsicherheitsproblem des Bauteils vorliegt (unter der Annahme, dass es keine direkten, umliegenden Schweißnähte gibt, die in der Lage wären, die Kräfte aufzunehmen). Durch das Standsicherheitsproblem kann infolgedessen der Eisenbahnverkehr nicht ordnungsgemäß abgewickelt werden. Es kann zu Einschränkungen bzgl. der Geschwindigkeit, Lasttonnage etc. bis hin zur Streckensperrung kommen, so dass auch die Betriebssicherheit betroffen ist. Unter der Annahme, dass unter der Brücke eine öffentliche Straße mit beidseitigen Gehwegen verläuft, besteht in diesem Fall auch ein Risiko für die Verkehrssicherheit, da die verbliebenen Schraubenschaft oder -mutter auf die Straße fallen können.

Treten Schäden mit Sicherheitsrisiken auf, sind Maßnahmen erforderlich zur Wiederherstellung des Sollzustandes bzw. eines Zustandes mit entsprechender Sicherheit (Ril 804.8001).

Aktuell gibt es Situationen, wo der Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805 keine ausreichenden Restnutzungsdauern im Ergebnis ausweist, aber das Brückenbauwerk gemäß den in Tab. 25 genannten Zustandskriterien in 2 bis 3 eingestuft ist, so dass die Ergebnisse „Papier zur Realität“ nicht korrelieren und die Stahlbrücke scheinbar einen relativ guten Zustand für ihr Bauwerkalter zeigt. Durch den Tragfähigkeitsnachweis können in diesem Fall z.B.:

- ungünstig wirkende oder nicht ausreichend bemessene Konstruktionsdetails oder Anschlüsse,
- fehlerhafte Konstruktionen aus Bemessung oder Schäden und/oder
- die Verwendung von St 52 in Haupttraggliedern für die Ergebnisse verantwortlich sein.

Ist der Bereich lokal beschränkt, kann u. U. eine Sanierung/ Verstärkung sinnvoll sein. In Abhängigkeit von der Größe und Bedeutung der Stahlbrücke können weitergehende Untersuchungen, wie Materialanalysen und/oder Messungen weiteren Aufschluss geben, wobei hier das Kosten-Nutzen-Verhältnis im Vorweg zu betrachten ist. Handelt es sich um eine wichtige Strecke, z.B. des Hochleistungsnetzes sollte unter bestimmten Kriterien der Ersatzneubau angestrebt werden zur Sicherstellung der Verfügbarkeit der Infrastruktur.

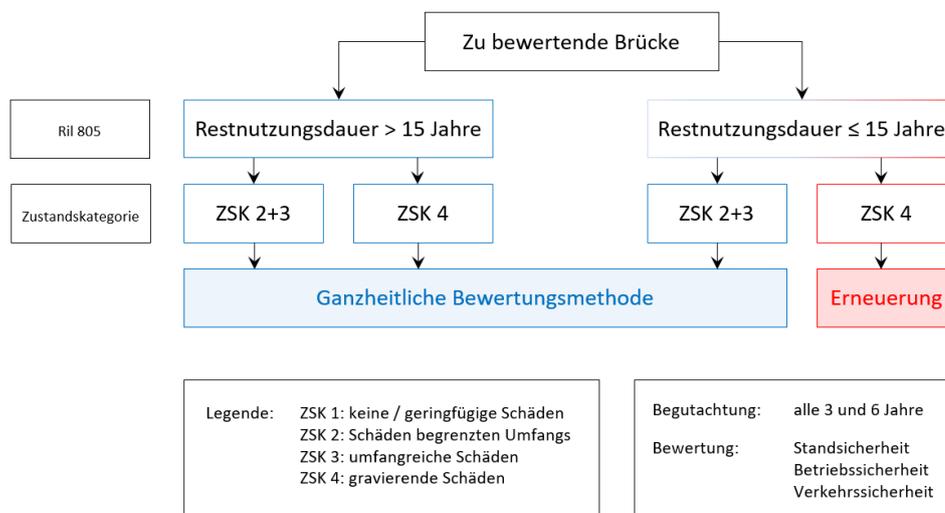


Abb. 59: Vorgehensweise Bewertungsmethode in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer und der Zustandskategorie (ZSK)

Der Fall andersherum, ausreichende Restnutzungsdauern und Zustandskategorie 4 ist eher selten anzutreffen, kann aber nicht ausgeschlossen werden. In dem Fall empfiehlt sich die Anwendung der hier vorgestellten Bewertungsmethode, wie in Abb. 59 zusammenfassend dargestellt.

c.) Bericht der letzten Begutachtung/ Inspektionsfristen

In der Richtlinie Ril 804.8002 sind alle relevanten Regelungen zur Inspektion von Eisenbahnbrücken enthalten. Alle 6 Jahre erfolgt die Regelbegutachtung und um 3 Jahre versetzt eine Untersuchung. Die Untersuchung dient der Sicherstellung der wesentlichen Faktoren in Bezug auf die Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit ohne Beeinträchtigung dieser über die Kontrolle auf Mängel und Schäden am Brückenbauwerk. Diese Bedingungen gelten gleichermaßen für die Begutachtung. Zusätzlich sind bei dieser auch die schwer zugänglichen Bauwerksteile auf Mängel und Schäden zu kontrollieren. Bei außergewöhnlichen Einwirkungen, wie Anprall, Hochwasser etc. können von der anlagenverantwortlichen Stelle Sonderinspektionen angeordnet werden.

Die Inspektionsfristen, Befunde der Begutachtungen/ Untersuchungen, dokumentierten Entscheidungen und Maßnahmen zur Mängelbeseitigung müssen bei den anlageverantwortlichen Stellen vorgehalten werden. Der Bericht der letzten Begutachtung bzw. von evtl. durchgeführten Sonderinspektionen ist im Zuge der gesamtheitlichen Bewertung auf relevante Details zu prüfen und kann wichtige Erkenntnisse beinhalten bezüglich der Überbauten, welche markante Schäden, wie z.B. verformungslose Kerben oder fehlerhafte Schweißnähte. Bezüglich der Unterbauten sind die Schäden von besonderem Interesse, mit Gründungen am und im Wasser sowie an Hängen (starkes Geländegefälle). Über die dokumentierten Befunde sollte sich ein Überblick verschafft werden. Die daraus erfolgte Bewertung der Zustandskategorien in Bezug auf die Standsicherheit, Betriebssicherheit und Verkehrssicherheit gibt Aufschluss über den Gesamtzustand der Eisenbahnbrücke.

d.) Ursprungsstatik/ Einstufungsberechnungen

Die Erststatik zur Bemessung der Stahlbrücke ist nicht nur relevant für den Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805. Die Statik beinhaltet Angaben zum verwendeten Lastmodell und gibt Aufschluss, wie hoch die Brücke ausgenutzt ist. Wie in Kap. 3.4.2 dargelegt, sind die hohen Lastenzüge N, E (1922) und S (1950) vorteilig für die Konstruktion. Weiterhin können Besonderheiten oder Randnotizen vermerkt sein.

Im Zuge der Neueinführungen der Lastmodelle S und UIC 71 erfolgten Einstufungsberechnungen der Brücken zur Neueinstufung und Festlegung der Beförderungsbedingungen unter dem jeweils aktuellem Lastmodell.

e.) Bauwerksbuch

Im Bauwerksbuch werden umfangreiche Informationen zur Eisenbahnbrücke bereitgestellt, wie die Bauwerkspläne mit Grundrissen und Querschnitten. In den Plänen können genaue Stahlsorten vermerkt sein.

Unter anderem sind Angaben über die stählernen Bauwerksteile enthalten, wie die Bauart, das statische System, verwendete Stahlsorten, Verbindungsmittel, β -Wert, Lastmodell, Lastklassenbeiwert α , Einwirkungen nach Ril. 804/ DIN EN 1990, Fläche und Alter des Korrosionsschutzes, des Korrosionsschutzsystems und Art der Entrostung dokumentiert. Bezüglich der Verbindungsmittel wird nach folgenden Arten (siehe Abb. 60) unterschieden. Auffällig ist die Verbindungsart „geklebt“. Stahlbrücken in geklebter Ausführung sind nicht bekannt, auch wenn systemseitig (DB-SAP R/3) ein hybrides Bauwerk erfasst ist.

N = genietet	Sch = geschraubt	Schw = geschweißt	GV = GV-verschraubt	K = geklebt
--------------	------------------	-------------------	---------------------	-------------

Abb.60: Bezeichnungen verschiedener Verbindungsarten stählerner Eisenbahnbrücken im Bauwerksbuch (Ril 804.8001V01)

Es können Informationen zur Bauwerksgeschichte dokumentiert sein, wie z.B. zur Vorgeschichte, zum Bau, zur Bauwerksabnahme inkl. Abnahmenachweisungen, spätere Änderungen und/oder Verstärkungen. Die Prüfung dieser Angaben ist für die gesamtheitliche Betrachtung wichtig. Sollten im Zuge der regelmäßigen Inspektion Abweichungen zwischen dem realen Brückenbauwerk und dem Bauwerksunterlagen festgestellt werden, sind diese zu korrigieren (Ril 804.8001).

Weiterhin können u. a. Baustoffprüfungen, Nachweise über Probenentnahmen, Güteüberwachungen, Besonderheiten geschweißter Bauteile enthalten sein, die in Summe ein umfassendes Bild des Brückenbauwerkes ermöglichen.

Die Bauwerksunterlagen der Eisenbahnbrücken werden zunehmend digitalisiert, so dass die notwendigen Informationen schnell beschafft werden können.

f.) Konstruktionstyp

Wie die Auswertungen der I. bis III. Generation und der Nachrechnungen nach Ril 805 (2023) gezeigt haben, kann es unter Umständen auf den Konstruktionstyp ankommen, welcher aufgrund seiner Robustheit und konstruktiven Durchbildung und der Ausgereiftheit der Konstruktion Einfluss nehmen kann. Wie im Kap. 3.3, III. Generation dargestellt, können orthotrope Fahrbahnplatten oder gekoppelte Hohlkästen bzw. Sonderkonstruktionen, die vor Ausführung nicht ausreichend wissenschaftlich untersucht wurden, von Nachteil sein. Aus diesem Grund ist es wichtig zu prüfen, ob es sich um eine Standardkonstruktion handelt und welche konstruktiven Besonderheiten vorliegen. Hierfür ist ein gewisses Maß an Erfahrungen bezüglich der Konstruktionstypen der 1930er bis 1970er Jahre erforderlich. Die Ausführungen zur I. bis III. Generation und die Auswertungen bzw. Vergleiche geben einen ersten Überblick, so dass eine grundsätzliche Einordnung möglich ist.

g.) Stahlsorten/ Blechdicken

Bezüglich der Stahlsorten und Blechdicken sind folgende Aspekte von Belang. Wenn z.B. die Konstruktion:

- eine hohe Schiefwinkligkeit der Brückenabschlüsse,
- verformungslose Kerben aufweist,
- eine Anprallgefahr aufgrund einer verkehrsreichen darunterliegenden Straße oder aufgrund einer Unterschreitung des Mindestmaßes von 4,50 m Durchfahrthöhe bzw.
- bei der Zugüberfahrten Geräusche oder Verformungen wahrgenommen werden, die nicht zugeordnet werden können,

ist es vorteilig, die Stahlsorte zu kennen. Diese kann auf den Bestandsplänen, in der Ursprungsstatik oder in den Abnahmenachweisungen, welche ab den 1950er Jahren gut dokumentiert sind, dargestellt sein. Dabei wurden u. a. die Bezeichnungen SM-Stahl (Siemens-Martin-Stahl) oder Th-Stahl (Thomasstahl) verwendet. Bevor sich die Elektrostähle durchsetzten, wurden die Stahlsorten nach dem jeweiligen Herstellungsverfahren bezeichnet. Für den Fall, dass es sich um einen Thomasstahl handelt, ist es von Bedeutung bis zu welcher Blechdicke dieser ausgeführt wurde: Wenn eine chemische Analyse beauftragt wird, sind neben dem Kohlenstoff, Phosphor, Schwefel und Stickstoff die jeweiligen Masseanteile wichtig. Darüber kann die Einordnung des Thomasstahls erfolgen, ob es sich um eine weiterentwickelte Thomasmüte handelt und inwieweit die Alterungsprozesse, welche über den Stickstoffanteil abgeleitet werden, fortgeschritten sind.

Bei Identifikation von Thomasstählen sind weitere Faktoren zu betrachten, die bei gleichzeitigem Vorliegen Einfluss auf die Bewertung haben. Dazu zählen u. a. eine erhöhte Anprallgefahr der Brücke durch Fahrzeug- oder Schiffsverkehre und konstruktiv bedingte schiefwinklige Brückenabschlüsse. In diesen Fällen kann das Material maßgebend sein, da bei Anprallschäden tragende Bauteile der Fahrbahnkonstruktion keine ausreichende Schadenstoleranz aufweisen können.

h.) Fügeverfahren

Die verwendeten Abkürzungen zur Darstellung der Verbindungsmittel im Bauwerksbuch wurden aufgezeigt. Vorrangig sollen geschweißte Konstruktionen betrachtet werden, da ein gewisser Anteil an Brückenbauwerken vor allem in der zweiten und dritten Generation bis in die 1960er Jahre nachweislich in hybrider und teilweise in tribrider Bauweise hergestellt wurden, ist es wichtig, die grundlegende Verbindungsart festzustellen und die der Baustellenstöße. Die Stöße und Anschlussbereiche können für sich hybrid sein, wobei am häufigsten die genietet-geschweißten Verbindungen dokumentiert sind. Tribride Brücken oder Bauteile, welche alle 3 Verbindungsmittel (Niete, Schrauben, Schweißnähte) vereinen, sind bei den untersuchten Stahlbrücken mehrfach vorhanden gewesen, allerdings sind systemseitig (DB-SAP R/3) maximal zwei Verbindungsarten darstellbar. Aus diesem Grund können tribride Konstruktionen nur anhand von Bauwerksplänen, der Ursprungsstatik oder im Rahmen der Bauwerksbesichtigung festgestellt werden. Sie können von Beginn an geplant und ausgeführt worden sein oder im Rahmen einer späteren Verstärkung und/oder Sanierung. Es ist von Vorteil zu wissen, ob dieser Zustand erst nachträglich hergestellt wurde, da sich in diesem Fall im Zuge der Auswertungen in der Mehrzahl eine Nachteiligkeit der Kombination verschiedener Fügeverfahren zeigte. In den meisten Fällen wurden die Anpassungen nur lokal betrachtet und nachgewiesen, ohne die Auswirkungen auf umliegende tragende Bereiche mit zu erfassen. Vor allem lokale Verstärkungen ziehen aufgrund ihrer Steifigkeit Lasten an und können zu Lastumlagerungen führen, die sich in anschließenden Bauteilen nachteilig auswirken können. Aus diesem Grund wird bei den Fügeverfahren nach ursprünglich und nachträglich ausgeführt, unterschieden.

Da diese Kombination bis dato nur bei größeren Brückentragwerken vorgefunden wurde, wird in jedem Fall eine Bauwerksbesichtigung empfohlen, um eindeutig identifizieren zu können, wie die Kombination der Verbindungsmittel entstanden ist.

i.) Abnahmenachweisungen

Die Abnahmenachweisungen dokumentieren die verwendeten Stahlsorten sowie die Blechdicken, Winkel, Stäbe und Verbindungsmittel und aus welchen Hüttenwerken diese angeliefert wurden. Oft sind den Dokumenten sogenannte Fünfer-chemische Analysen beigelegt, welche bahnsseitig im Zuge der Abnahmen der Stähle in Bezug auf die chemischen Bestandteile Kohlenstoff, Silizium, Mangan, Schwefel und Phosphor untersucht wurden, so dass für diese Elemente die Masseanteile bekannt sind. Grundsätzlich kann darüber eine erste Abschätzung erfolgen. Bei Vorliegen von Thomasstahl ist der Stickstoffanteil von Bedeutung, so dass es unter bestimmten Kriterien, wie Anprallgefahr, Schiefwinkligkeit, Vorhandensein von Kerben, Anrisse/ Risse in Sekundärbauteilen sinnvoll ist, eine aktuelle chemische Analyse durchzuführen, welche die Stickstoffanteile im Ergebnis darstellt. Daraus können Rückschlüsse zum Grad der Stickstoffversprödung gewonnen werden. Weiterhin kann aus den Ergebnissen abgeleitet werden, ob es sich um verbesserte oder weiterentwickelte Stähle handelt in Abhängigkeit vom Herstellungsjahr des Brückenbauwerkes. In den durchgeführten Untersuchungen wurden Stahlüberbauten identifiziert, in denen der Stahl eindeutig älter war (ableitbar aus der chemischen Zusammensetzung) als das angegebene Baujahr im elektronischen Brückenverzeichnis (DB-SAP R/3). Recherchen zeigen, dass teilweise Überbauten aus älteren Brücken wiederverwendet wurden. Diese Möglichkeit sollte mit in Betracht gezogen

werden. Bei fehlenden Unterlagen und Abnahmenachweisungen kann über die Materialanalyse das Baujahr der Stahlbrücke ermittelt bzw. eine Eingrenzung des Zeitraumes erfolgen.

j.) Sanierungen/ Umbauten

Sanierungen und spätere Umbauten an den Brücken sind von Bedeutung, da es auf die Sorgfalt und Umsicht des Ingenieurs ankam, ob diese konstruktionsgerecht integriert wurden oder nur lokal ein Bereich betrachtet wurde. Verstärkungen/ Sanierungen wurden u. a. aufgrund von

- höheren Lasten, Geschwindigkeitserhöhungen etc.,
- zur Beseitigung von Schäden oder
- durch später durchgeführte Elektrifizierungen erforderlich.

In den Untersuchungen ist aufgefallen, dass in den 1930er bis 1940er Jahren nachträgliche Arbeiten am Tragsystem umsichtig ausgeführt wurden. Ab den 1960er Jahren lässt sich feststellen, dass teilweise nur lokal die Bereiche betrachtet und nachgewiesen wurden und die Verstärkungen teils in massiver Konstruktion zur Ausführung kamen. Dadurch entstanden hybride Verbindungen in einem Anschlussbereich mit Verbindungsmitteln, die direkt beieinander liegen, so dass eine Beeinflussung durch zusätzliche Spannungen aus in unmittelbarer Nähe befindlicher Schweißnähte, die in Schrauben- oder Nietverbindungen Zusatzbeanspruchungen hervorrufen, nicht ausgeschlossen werden kann.

Die Fallsituation, in der starke Winkel über Schraubverbindungen geschweißte QT/LT-Anschlüsse verstärken, wurde öfter vorgefunden. Dabei ziehen die massiv ausgebildeten Stahlwinkel die Lasten an, welche zu Spannungserhöhungen führen können, die von der Konstruktion aufgenommen werden müssen. Können gleichzeitig materialeitig Nachteile bezüglich der Verformungseigenschaften und Alterungsprozesse vorliegen, kann es zur Rissbildung kommen, welche bis dato nur in Sekundärbauteilen festgestellt wurden. Diese Thematiken in der Konstruktion gilt es zu erkennen. Nachträgliche Veränderungen innerhalb eines bestehenden Tragsystems sollten geprüft werden. Generell kann keine Aussage getroffen werden, ob diese vorteilig oder nachteilig für die Konstruktion sein kann. Hier kommt es individuell auf jede einzelne Situation an. Für die Einordnung und Bewertung der jeweiligen Situation ist eine gewisse Erfahrung erforderlich.

k.) Streckenkategorie

Die Streckenkategorie kann unter Umständen eine Rolle spielen und letztlich zu einem entscheidenden Kriterium werden, wenn es sich z.B. um das Hochleistungsnetz (HLN) handelt, wo die Sicherstellung der Verfügbarkeit der Infrastruktur entscheidend sein kann. Je höher die Streckenkategorie, umso größer die strategische Bedeutung der Strecke. In Analogie ist die Gewährleistung der Stand-, Betriebs- und Verkehrssicherheit der Brückenbauwerke mit steigenden Streckenkategorie bedeutender. Dies kann zur Konsequenz haben, dass für eine Stahlbrücke im Hochleistungsnetz eher eine Ersatzerneuerung empfohlen wird, als bei einer untergeordneten Regionalstrecke, um möglichen Einschränkungen vorzubeugen und die ständige Verfügbarkeit der Infrastruktur zu gewährleisten.

l.) Belastungsgeschichte

Ähnlich verhält es sich mit der Belastungsgeschichte, welche nicht zwingend in Analogie zur Streckenkategorie stehen muss. Diese hat auf den Restnutzungsdauernachweis einen hohen Einfluss. Unterschieden wird nach dem Grenzkriterium 25 Mio. Lasttonnage pro Jahr. Ab dieser Größe wird von einer hohen Verkehrsbelastung gesprochen. Dabei ist zu beachten, dass dieser Faktor über den Tragfähigkeitsnachweis der Ril 805 abgedeckt ist. Er soll hier dennoch der Vollständigkeit halber aufgeführt werden.

Die Verkehrslasten der Vergangenheit, die bis dato auf das Brückenbauwerk einwirkten, können nur als Umhüllende dargestellt werden, da die genaue Belastung in Zeit und Größe nur selten und unter großem Aufwand bei Kenntnis (über alte bahninterne Aufzeichnungen) abgebildet werden kann. Für manche Strecken liegen Dokumentationen über die Verkehre der Vergangenheit vor. Wenn eine stählerne Eisenbahnbrücke bedeutend ist oder eine gewisse Größe aufweist bzw. unter Denkmalschutz steht, kann es Sinn machen, bei Kenntnis der Verkehre diese zur Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit im Zuge des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 anzusetzen. Dadurch können längere Restlebensdauern ermittelt werden.

m.) Aktuelle Belastung

Die aktuelle Belastung bzw. die der letzten Jahre (ab 2004) sind in den IBL-Listen dokumentiert für die einzelnen Brücken. Daraus kann die Verkehrsentwicklung in den letzten Jahren abgeleitet und für zukünftige Streckenprognosen verwendet werden. Parallel ist es darüber möglich, im Zuge des Restnutzungsdauernachweises für die Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit die tatsächlichen Verkehre der letzten 20 Jahre (siehe Kap. 3.4.2) anzusetzen. 25 Mio. Lasttonnage pro Jahr ist das Grenzkriterium für eine hohe Belastung.

n.) Schiefwinkligkeit

Unter bestimmten Kriterien kann sich eine hohe Schiefwinkligkeit der Brückenabschlüsse der Stahlkonstruktion als nachteilig herausstellen, z.B. bei Schlagen eines Lagers, welches zu zusätzlichen stoßartigen Beanspruchungen in der Fahrbahnkonstruktion führen kann. Weiterhin verhält sich eine schiefwinklige Brücke nicht in gleicher Weise redundant, wenn es z.B. zu einem Anfahr-schaden kommt, welche in Folge zu zusätzlichen Biegebeanspruchungen in den geschädigten Bereichen führt. Anhand der genannten Gründe wird dieser Parameter als eigener Faktor berücksichtigt.

o.) Schotterloser Überbau

Zur Sicherstellung der Verkehrssicherheit kreuzender Verkehrspartner setzte sich ab Ende der 1920er Jahre zunehmend die geschlossene Fahrbahn mit durchgehenden Schotterbett durch (DB-Statistik). Dennoch wurde in den folgenden Jahrzehnten bei größeren Konstruktionen, wie Stab-bogen- und Fachwerkbrücken bei Anwendung der orthotropen Fahrbahn für längere Zeit die direkte Schienenbefestigung bevorzugt. In diesen Fällen hat sich in der Auswertung der Nachrechnungen gezeigt, dass sich das Fehlen des Schotterbettes und damit das Fehlen der lastverteilenden Wirkung als nachteilig herausstellt. Aus diesem Grund soll dieses Konstruktionsmerkmal als ein Parameter mit in die Betrachtung einfließen.

p.) Brücke vor Ort besichtigen

Die Erfahrung zeigt, dass es wichtig ist die Brücken zu besichtigen, um sich mit eigenen Augen ein Bild zu verschaffen. Dabei ist aufgefallen, dass ein Brückenbauwerk in der Papierlage sich positiv darstellen kann bzw. positiver als es in Realität ist und andersherum. Zugüberfahrten und die Reaktion des Tragwerkes sollten beobachtet werden. Auf folgende Punkte sollte geachtet werden:

- sind große Verformungen feststellbar,
- Geräusche wahrnehmbar,
- sind stoßartige Geräusche hörbar,
- sind verformungsarme Kerben vorhanden oder andere Schäden (z.B. Kriegs- und Anfahr-schäden, Risse),
- Querschnittsverluste aufgrund von Korrosion,
- Sonderkonstruktionen im Tragwerk und/oder

- nachträgliche Änderungen im Tragwerk (oft am farblich etwas unterschiedlichen Korrosionsschutz oder an den Verbindungsmitteln erkennbar).

Dieser Faktor hat sich in den Untersuchungen der Stahlbrücken als wichtig herausgestellt. Auf diese Weise kann die Konstruktion besser eingeordnet werden.

Fehlende Bauwerksunterlagen

Die Einordnung und das Zusammentragen der Faktoren ist aufwendiger, wenn keine Bauwerksunterlagen vorhanden sind, da dann nur die visuelle Prüfung der Brücke und des aktuellen Zustands, die systemseitig hinterlegten Daten sowie der Bericht der letzten Begutachtung Aufschluss geben können. Materialanalysen können weiteren Aufschluss geben.

Zusammenfassung

Gesamthaft stellen sich die erläuterten Faktoren umfangreich dar. Im Zuge der Untersuchungen hat sich gezeigt, dass die Papierlage bei einer gewissen Übung schnell erfasst werden kann, je nach Anzahl der Unterlagen und Größe und Anzahl der Überbauten der Stahlkonstruktion.

In Summe der Faktoren und in Kombinatorik wird eine Möglichkeit geschaffen Stahlbrücken gesamtheitlich zu bewerten. In Assoziation gesetzt, ermöglicht dies eine Aussage, ob das betrachtete Bauwerk weiter betrieben werden kann, erneuert werden sollte oder weitere Untersuchungen notwendig sind. Daraus können sich Maßnahmen ableiten, die im Zuge der Instandhaltung und Instandsetzung umgesetzt werden können. Wie die Faktoren über die Risikomatrix in Kombinatorik angesetzt werden, wird in den nachfolgenden Ausführungen erläutert.

5.3.2 Vor- und nachteilig wirkende Parameter

Im Zuge der erläuterten Risikoakzeptanzkriterien müssen mehrere Faktoren negativ wirkend vorliegen, so dass diese in Summe unter Beachtung des rechnerischen Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 und dem Gesamtzustand der Konstruktion, Maßnahmen oder die Ersatzerneuerung des betrachteten Brückenbauwerks erfordern. Dabei kann es Brückenkonstruktionen geben, die es aufgrund ihrer Größe oder Belastung oder ihrer Lage erfordern, dass weitergehende Untersuchungen erforderlich sind.

Nachfolgend werden die einzelnen Faktoren in der Risikomatrix bewertet, anschließend ausgewertet und in Kombinatorik gesetzt. Daraus werden die Ergebnisse abgeleitet, die es dem Anwender ermöglichen, auf einfache Art und Weise eine Stahlbrücke gesamtheitlich zu betrachten und zu bewerten. Wie beschrieben, liegt der Fokus dieser Arbeit auf geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken. Diese Vorgehensweise lässt sich für genietete Konstruktionen anwenden, wobei die Faktoren separat zu betrachten und zu validieren wären und von den geschweißten Brücken nicht direkt übertragbar sind.

Die Risikobeurteilung unterteilt sich in die beiden Prozessschritte Risikoanalyse und Risikobewertung. Die wesentlichen Einflussfaktoren werden gelistet und nach Identifizierung der Gefährdung aufgegliedert.

In der Bewertung von Kriterien, welche je ein eigenes Risiko bilden können, sind zwei Faktoren zu betrachten, die Eintrittswahrscheinlichkeit und die Auswirkung bzw. die Tragweite.

Für die Bewertung der Risiken bzw. einzelnen Parameter werden folgende Maßstäbe definiert:

- Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Schaden eintritt, wird sehr gering 1 Punkt bis sehr hoch 4 Punkte evaluiert.
- Das Ausmaß des Schadens wird in Bezug auf die Konstruktion ebenfalls von sehr gering 1 Punkt bis sehr hoch 4 Punkte beurteilt.

Nachfolgend werden die vor- und nachteilig wirkenden Faktoren betrachtet.

Vorteilig wirkende Faktoren	Nachteilig wirkende Faktoren
Restnutzungsdauer > 15 Jahre	Restnutzungsdauer < 15 Jahre
Zustandskategorie 2 bis 3	Zustandskategorie 4
Rissfreiheit	Risse, Kerben (verformungslos) kl. Anfahrschäden
robuste Konstruktion	schlanke/ filigrane Konstruktion
Standardkonstruktion	Sonderkonstruktion
gerader Brückenabschluss	schiefwinkliger Brückenabschluss
Schotterbett	direkte Schienenbefestigung
genietet, geschweißt	hybrid, tribrid (nachträglich)
keine Anfahrschäden	sanierte Anfahrschäden
keine Verstärkungen	nachträgliche Verstärkungen
keine Anprallgefahr	Anprallgefahr
Elektrostahl, Siemens-Martin-Stahl	St 52, St 48, Thomasstahl
mA-Netz, S-Bahn	hA+-Netz, hA-Netz
Streckenbelastung < 25 Mio. t/a	Streckenbelastung > 25 Mio. t/a

Tabelle 26: Zusammenstellung der vor- und nachteilig wirkenden Faktoren

Die in Tab. 26 dargestellten Faktoren wurden im Ergebnis der Auswertungen der I. bis III. Generation, der verwendeten Stähle, der Konstruktionen und Nachrechnungen evaluiert und klassifiziert, welche nachfolgend erläutert werden.

Restnutzungsdauer: Die im Zuge des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 ermittelte Restnutzungsdauer ist kein eigentliches Kriterium der Konstruktion selbst, aber dennoch ein wichtiger Indikator, weshalb dieses Kriterium vergleichsweise mit aufgenommen wird. Ermittelte Restnutzungsdauern größer 15 Jahre werden als vorteilig eingestuft. Für diese ist kein Betriebszeitintervallnachweis zusätzlich zu führen (Ril 805). Es könnte eine weitere Stufe mit Ergebnissen größer 30 Jahre eingeführt werden, auf die hier bewusst verzichtet wird, da es nur ein Vergleichskriterium ist. Bei einer Restnutzungsdauer kleiner 15 Jahre muss der Planungsprozess bereits angestoßen werden, da dieser je nach Größe und Lage des Brückenbauwerkes in Abhängigkeit von erforderlichen Genehmigungen mehrere Jahre umfasst, bis ein Ersatzneubau in Betrieb gehen kann.

Zustandskategorie: Wie dargelegt, kann die Zustandskategorie mit dem Ergebnis des Restnutzungsdauernachweises nicht korrelieren. Aus diesem Grund wird der Parameter Zustandskategorie als eigener Punkt aufgeführt. Die Zustandskategorien 2 bis 3 werden als positiv wirkend angesetzt. Die Zustandskategorie 4 hingegen, die eine neue Erneuerung schon impliziert, wird als nachteilig wirkend eingestuft.

Risse, verformungslose **Kerben** und ältere kleinere **Anfahrschäden**, die in Form von mehrfachen Schrammen an der Unterseite der Konstruktion einhergehend mit kleinen Verformungen oder Kerben sichtbar sind, werden als nachteilig wirkend eingestuft.

Konstruktion: Die Auswertung der Nachrechnungen der Brücken hat gezeigt, dass vor allem robuste Standardkonstruktionen, wobei dies zwei Merkmale sind (robust und Standard), sich vorteilhaft verhalten. Im Gegensatz kam es bei filigranen und/oder sehr schlanken Konstruktionen, wie auch bei Sonderkonstruktionen unter gewissen Randbedingungen (z.B. Hauptträger aus St 52) zu Problemen kommen, eine ausreichende Restnutzungsdauer zu ermitteln. Aus diesem Grund werden diese Merkmale als nachteilig eingestuft.

Schiefwinklige Brückenabschlüsse: Nicht-rechtwinklige Abschlüsse der Überbauten können unter den Randbedingungen einer gegebenen Anprallgefahr in Zusammenhang mit materialeitig nachteiligen Eigenschaften beeinträchtigend wirken (nachteilige Einstufung). Aus diesem Grund wird dieser Parameter als eigener Einflussfaktor aufgeführt. Rechtwinklige Abschlüsse werden im Gegenzug positiv bewertet.

Oberbau: Die direkte Schienenbefestigung verhält sich nachteilig gegenüber einem durchgehenden Schotterbett auf der Brücke, da bei dieser die lastverteilende Wirkung des Schotterbetts nicht gegeben ist und die Lasten direkt in die Konstruktion eingehen und abgetragen werden müssen, so dass das Schotterbett Vorteile gegenüber der direkten Schienenbefestigung aufweist.

Verbindungsmittel: Die Einstufung der Verbindungsmittel bzw. der Kombination dieser stellt sich nicht ganz einfach dar. Grundsätzlich werden genietete Konstruktionen vorteiliger beurteilt als geschweißte, aufgrund des günstigeren Eigenspannungszustands. Unter bestimmten Voraussetzungen zeigen auch geschweißte und hybride bzw. tribride Verbindungen ein vorteilhaftes Verhalten, wenn sie original ausgeführt wurden und in der Nachrechnung sich keine Probleme in diesen Anschlussbereichen gezeigt haben. Daher erfolgt eine getrennte Einordnung der hybriden und tribriden Verbindungen nach Originalbauweise und nachträglich ausgeführt.

Verstärkungen: Nachträgliche Verstärkungen, stellen wie sanierte Anfahrschäden einen Eingriff in das Tragwerk dar, welche je nach Sorgfalt und Kenntnis der Konstruktion keine oder eine nachteilige Auswirkung haben können. Die Untersuchungen und vor allem die Besichtigungen der Brückenbauwerke haben gezeigt, dass jedes nachträgliche Eingreifen unabhängig von der Ursache in ein Tragwerk sich nachteilig auswirken kann. Aufgrund des gegebenen Potentials, ohne eines sichtbaren Schadens infolge des Tragwerkseingriffs erfolgt diese Festlegung.

Anprallgefahr: Stählerne Eisenbahnbrücken über viel befahrenen Straßen/ Autobahnen oder Wasserstraßen, welche Anprallereignisse aufweisen und/oder aufgrund der lichten Höhen weisen eine gewisse Anprallgefahr auf in Abhängigkeit von der Konstruktion, des Brückenabschlusses und des Materials, welche im Zusammenhang betrachtet werden müssen.

Baustähle: Die Stähle, welche geringe Verformungseigenschaften aufweisen, wie der hochgeholte St 48 (Nietkonstruktionen) und der Thomasstahl wurden aufgrund der geringeren oder fehlenden Duktilität und der damit einhergehenden geringeren Redundanz des Tragsystems als nachteilig eingestuft. Der höherwertige Baustahl St 52 hat sich im Zusammenspiel mit schlanken und filigranen Konstruktionen als nachteilig gezeigt, da für diesen höhere zulässige Spannungswerte zugrunde gelegt werden konnten, welche die schlanke Bauweise erst ermöglichten. Im Nachgang stellt dies vor allem für die Durchbiegungseigenschaften, das heißt im Zuge der Gebrauchstauglichkeitsnachweise ein Problem dar. Aus diesem Grund wurde der St 52 ebenfalls als nachteilig eingestuft.

Strecken-Segmentierung: Das hA-Netz stellt innerhalb der Schieneninfrastruktur einen Teil des Streckennetzes dar, welches von Wichtigkeit und hoher Auslastung gekennzeichnet ist. Das hA+-Netz ist dabei wiederum eine Teilmenge des hA-Netzes, welches zusätzlich neben der hohen

Auslastung von strategischer Bedeutung ist, so dass diese beiden Streckennetze den wichtigsten Streckenkategorien entsprechen, so dass hier höhere Anforderungen zur Sicherstellung der Verfügbarkeit der Infrastruktur gelten. Daher werden diese beiden Netze als nachteilig eingestuft, da ein Ausfall der Brückenkonstruktion größere Auswirkungen hat. Das mA-Netz ist durch eine mittlere bis niedrige Belastung der Strecken gekennzeichnet und kann somit wie das S-Bahn-Netz als untergeordnet eingestuft werden. Bei einem Ausfall sind die Auswirkungen gesamtheitlich betrachtet geringer.

Belastung: Die jährliche Lasttonnage von 25 Millionen je Gleis und Strecke ist das Grenzkriterium für eine hohe Streckenbelastung. Dieser Parameter wird im Restnutzungsdauernachweis mitberücksichtigt. Er soll dennoch als separater Faktor aufgeführt werden und dieses Grenzkriterium als Grenze vereinfachend angesetzt werden. Je niedriger die jährliche Lasttonnage, je geringer die Auswirkungen für das Brückenbauwerk.

Zeile	Merkmal	Varianten	Ausmaß des Schadens				Schadenseintrittswahrscheinlichkeit			
			sehr gering	gering	mittel	hoch	sehr gering	gering	mittel	hoch
			1	2	3	4	1	2	3	4
1	Restnutzungsdauer (805)	< 15 Jahre								
2		15 - 30 Jahre								
3		> 30 Jahre								
4	Zustandskategorie	2								
5		3								
6		4								
7	Zustand/ Schäden	Rissfreiheit								
8		schadenstolerante Risse								
9		Kerben (verformungslos)								
10		kl. Anfahrschäden								
11	Konstruktionstyp	robust, Standard								
12		schlank, filigran								
13		Sonderkonstruktion								
14	Brückenabschluss	gerade								
15		schiefwinklig								
16	Oberbau	Schotterbett								
17		kein Schotterbett								
18	Verbindungsmittel	genietet								
19		geschweißt								
20		hybrid/tribrid original								
21		hybrid/tribrid nachträgl.								
22	Nachträgl. Maßnahmen	Verstärkungen								
23		sanierte Anfahrschäden								
24		keines von beiden								
25	Anprallgefahr	ja								
26		nein								
27	Stahlsorte	Siemens-Martin-Stahl								
28		Thomasstahl, St 52, St 48								
29	Streckensegment	hA+-Netz								
30		hA-Netz								
31		mA-Netz, S-Bahn								
32	Belastung	< 25 Mio t/a								
33		> 25 Mio t/a								

Tabelle 27: Risikobewertungsmatrix

Für jeden zuvor identifizierten maßgebenden Parameter wurde die jeweilige definierte Ausprägung (vor- oder nachteilig) beurteilt und in der Tabelle 27 eingetragen, welche als grau gekennzeichnete Felder dargestellt sind. Dabei sind die Ausprägungen zueinander von Bedeutung. Innerhalb der Einzelbewertungen (grau) sind gewisse Abweichungen in der Einschätzung möglich, die

aber gesamtheitlich keinen relevanten Einfluss haben und tolerierbar sind. Diese werden nachfolgend über die eingeführte Nummerierung in die Risikomatrix eingetragen (siehe Abb. 62) und daraus das Risikopotential abgeleitet.

Anhand zweier Parameter soll die Vorgehensweise verdeutlicht werden. In der Zeile 7 (Tab. 27) ist die Rissfreiheit aufgeführt. Wenn diese am Bauwerk bestätigt wird, ist im Fall eines Schadens das Ausmaß sehr gering (1) und die Schadenseintrittswahrscheinlichkeit ist sehr gering (1), da die Konstruktion intakt bzw. schadensfrei ist. In der Risikomatrix (Abb. 61) werden beide als 0,5 aufgetragen, was jeweils die Mitte (Hälfte) von 1 entspricht. Wird im Vergleich dazu die Zeile 8 (Tab. 27) betrachtet, bei welcher die Konstruktion schadenstolerante Risse aufweist, zeigt sich, dass das Ausmaß eines Schadens sich über eine größere Spanne erstreckt, da in Abhängigkeit von der Größe und Lage der Risse, des betroffenen Bauteils, der Redundanz der Gesamtkonstruktion, des Materials und der Belastung dieses mittel (3) oder hoch (4) sein kann. Eine Ausprägung in sehr gering (1) und gering (2) ist dagegen nicht sinnvoll, da ein vorhandener Riss an sich schon einen Schaden darstellt. Da es sich um schadenstolerante Risse handelt, bei dem das nächsttragende Bauteil die Lasten aufnehmen kann, ist die Schadenseintrittswahrscheinlichkeit gering (2) bis mittel (3). Hier wurde die Ausprägung über 2 Felder gewählt, da die zuvor genannten Einflüsse ebenfalls eine Rolle spielen. In der Risikomatrix (Abb. 61) werden die schadenstoleranten Risse mit der Nr. 8 im Schadensausmaß mit dem Mittel aus (3) und (4) aufgetragen und in der Eintrittswahrscheinlichkeit mit dem Mittelwert aus (2) und (3). Dabei sei nochmal daraufhin gewiesen, dass die Ausprägungen eines Merkmals untereinander von Bedeutung sind.

5.3.3 Risikomatrix

Zur Entwicklung und Evaluierung des Modells wurden im Zuge der hier durchgeführten Untersuchungen insgesamt 40 stählerne Eisenbahnbrücken in geschweißter und hybrider/ tribrider Bauweise (siehe Auflistung Anlage) untersucht, die Restnutzungsdauernachweise ausgewertet und der überwiegende Teil der Brücken vor Ort besichtigt.

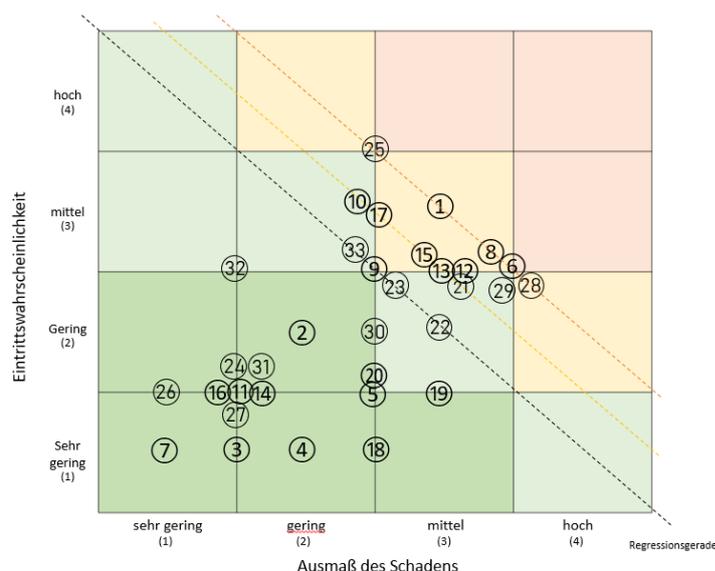


Abb.61: Risikomatrix mit bildlicher Darstellung der bewerteten Einzelfaktoren aus Tab. 27

Nachfolgend werden die in der Risikomatrix bewerteten Faktoren auf und über der Regressionsgeraden betrachtet, welche als nachteilig wirkend eingestuft wurden. Die Regressionsgerade stellt das Grenzkriterium dar. Daneben wurden zwei weitere Hilfslinien eingezeichnet, die es

ermöglichen, die Parameter zu clustern. Auf der Regressionsgeraden liegen 4 Faktoren mit den Nummern 9, 22, 23 und 33, die erstmal als neutrale Parameter (weder negativ noch positiv wirkend) definiert werden, da sie direkt auf dem Grenzkriterium liegen. Auf der nächsten, der gelben Hilfslinie befinden sich die Faktoren 10, 12, 13, 15, 17 und 21, die mit einem mittleren Einflussgrad klassifiziert werden. Auf der letzten Hilfslinie (orange) liegen die Parameter 1, 6, 8, 25, 28 und 29 mit dem höchsten Einfluss. Alle Kriterien werden nachfolgend in Tab. 28 tabellarisch geordnet dargestellt.

GRUPPE 1		GRUPPE 2		GRUPPE 3	
Zeile	Parameter	Zeile	Parameter	Zeile	Parameter
9	Kerben (verformungslos)	10	kl. Anfahrschäden	1	Restnutzungsdauer<15J.
22	Verstärkungen	12	schlanke, filigrane Kons.	6	Zustandskategorie 4
23	sanierte Anfahrschäden	13	Sonderkonstruktion	8	schadenstolerante Risse
33	> 25 Mio. Lasttonnage/a	15	Schiefwinkligkeit	25	Anprallgefahr ja
		17	kein Schotterbett	28	Thomasstahl, St 48, St 52
		21	hybrid/ tribrid nachträgl.	29	hA+-Netz

Tabelle 28: Clusterung der nachteilig wirkenden Faktoren

Der Parameter Nr. 1 der Restnutzungsdauer kleiner 15 Jahre wird von den folgenden Betrachtungen ausgenommen. Er wurde zum Vergleich mit aufgenommen und kann als Ergebnis des Tragfähigkeitsnachweises durch die gesamtheitliche Betrachtung nicht verbessert werden. Dieses Ergebnis erfordert für sich bereits Maßnahmen.

Die anderen 15 Faktoren stellen je für sich allein kein Risiko dar, welches eine Maßnahme erfordert. Auf der anderen Seite gibt es die positiv wirkenden Faktoren, die die Redundanz des Gesamtsystems stützen. Die als neutral definierten Parameter Nr. 9, 22,23 und 33 der Gruppe 1 werden zunächst aus der Kombinatorik rausgenommen, so dass 11 Faktoren verbleiben, 6 in der Gruppe 2 und 5 der Gruppe 3. In Tab. 29 sind die Gruppen bezüglich ihrer Risikoeinstufung dargestellt.

Gruppe	Risikoeinstufung
GRUPPE 1	geringes Risiko
GRUPPE 2	mittleres Risiko
GRUPPE 3	höheres Risiko

Tabelle 29: Einstufung der Gruppen nach ihrem Risikopotenzial

Grenzkriterium

Für die Festlegung eines tolerierbaren oder nicht tolerierbaren Risikos wird das Grenzkriterium betrachtet, wie in Abb. 62 gezeigt. Dieses stellt den Übergang vom Sicherheits- zum Risikobereich dar. Genau an der Schnittstelle ist das Risiko dabei nicht Null und in der Regel kann keine derart markante Grenze zwischen beiden Bereichen gezogen werden.



Abb.62: Darstellung des Grenzkriteriums (Deutsche Bahn AG, Projekt RAK-PSM, 2008)

Die ausgewerteten Parameter bilden einen Bereich, wo jedes einzelne Kriterium für sich tolerierbar ist. Je nach Anzahl der Parameter und Risikostufe kann dieser Bereich überschritten werden. Es gilt über eine Kombinatorik festzulegen, wann der gelbe Bereich des Grenzzrisikos überschritten wird. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass eine gewisse Anzahl an Risiken im Grenzbereich toleriert werden können.



Abb.63: Darstellung des Bereiches des Grenzzrisikos (Deutsche Bahn AG, Projekt RAK-PSM, 2008)

Die Auswertung der Schadensfälle (Kap. 5.1), in Bezug auf die Anzahl und Größe der Einflüsse, die zu einem Schadensfall geführt haben, waren von Interesse. Diese Ergebnisse haben gezeigt, dass mindestens drei gravierende Faktoren außerhalb der Norm liegen müssen, dass es zu einem Schaden kommen kann. Dieser muss nicht gleich einen Teil- oder Totaleinsturz bedeuten. Relevant ist die Redundanz des Tragsystems, was die Konstruktion entgegensetzen kann, dass aus einem Primärschaden relativer Größe kein Sekundärschaden entsteht. Diese Thematik wurde anhand von ausgewerteten Anfahrtschäden und Schäden aus Hochwasserereignissen studiert. Weiterhin wurde über Brückenbesichtigungen in Zusammenhang mit den Ergebnissen des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 und den vorliegenden Konstruktionsmerkmalen geschaut, wann eine Systemgrenze überschritten wird, die nicht mehr tolerierbar ist, so dass Handlungsbedarf besteht. Dafür waren die Clusterung und Klassifizierung der Merkmale und jeweiligen Besonderheiten der I. bis III. Generation, zusätzlicher übergeordneter Einflussparameter (wie das Materialverhalten) und die Auswertungen erforderlich, ebenso wie der Vergleich zu Nietkonstruktionen, um daraus einen Toleranzbereich ableiten zu können.

Diese Erstfestlegung bedarf einer gewissen Erfahrung und kann später aufgrund neuer oder weiterer Erkenntnisse angepasst werden. Nachfolgend ist in Tab. 30 die Festlegung der Grenzkriterien abgebildet und zur besseren Übersicht sind in Tab. 31 die 3 Gruppierungen mit den einzelnen Parametern dargestellt. Das heißt, wenn mindestens 3 Kriterien aus Gruppe 3 bei einer geschweißten Eisenbahnbrücke der 1930er bis 1970er Jahre vorliegen, ist eine Maßnahme erforderlich. Es können weitere Parameter aus dieser oder anderen Gruppen gleichzeitig vorliegen. Dies kann Einfluss auf die erforderliche Maßnahme haben, welche u. a.

- weitergehende Untersuchungen, wie z.B. Materialanalysen,
- die Schaffung von Anprallschutz,
- Sanierungen oder
- die Anmeldung zum Ersatzneubau beinhalten kann.

Insgesamt sind 5 Variationen dargestellt. Mindestens ein Kriterium aus Gruppe 3 muss dabei immer vorhanden sein. Selbst bei Vorliegen aller Merkmale aus Gruppe 1 und Gruppe 2 besteht kein Handlungsbedarf. Sollten im Zuge der Nachrechnung der Brücke nur geringe Restnutzungsdauern ermittelt werden und mehrere Kriterien aus Gruppe 1 und/ oder 2 vorliegen, wird die Sanierung oder der Ersatzneubau empfohlen.

Gruppe	Anzahl der Parameter				
	GRUPPE 1	–	–	mind. 1	–
GRUPPE 2	–	mind. 2	mind. 1	mind. 3	mind. 2
GRUPPE 3	mind. 3	mind. 2	mind. 2	mind. 1	mind. 1

Tabelle 30: Festlegung der Grenzkriterien, ab welcher das Risiko nicht mehr tolerierbar ist

GRUPPE 1	GRUPPE 2	GRUPPE 3
Parameter	Parameter	Parameter
Kerben (verformungslos)	kl. Anfahrtschäden	Zustandskategorie 4
Verstärkungen	schlanke, filigrane Kons.	schadenstolerante Risse
sanierte Anfahrtschäden	Sonderkonstruktion	Anprallgefahr ja
> 25 Mio. Lasttonnage/a	Schiefwinkligkeit	Thomasstahl, St 48, St 52
	kein Schotterbett	hA+-Netz
	hybrid/ tribrid nachträglich	

Tabelle 31: Darstellung der Kriterien je Eingruppierung

Auf diese Weise ist eine schnelle Einordnung des Brückenbauwerkes möglich. Sollten erforderliche Maßnahmen nicht sofort umgesetzt werden können, können weitere Betrachtungen und Analysen helfen, wie z.B. Materialanalysen bei Vorfinden von Thomasstahl, um zusätzlich Aufschluss bzgl. der Alterungsprozesse und somit der Verformungseigenschaften zu gewinnen. Bei Feststellung einer weiterentwickelten Thomas-Güte mit guten mechanisch-technologischen Eigenschaften, kann dieser Parameter aus der Gruppe 3 herausgenommen werden, da über die zusätzliche Untersuchung das Risiko ausgeschlossen oder minimiert wurde.

Ebenso verhält es sich mit der Anprallgefahr. Wenn über Ersatzmaßnahmen das Anprallrisiko ausreichend verringert werden kann, kann dieses Kriterium (nach Untersuchungen und/oder Maßnahmen) entfallen.

Schadenstolerante Risse, die in Sekundärbereichen auftreten, können saniert werden, wobei hier vorab eine Ursachenforschung vorangehen sollte. Bei z.B. nachträglich angeschweißten Buckelblechen in der Fahrbahn zeigt sich, dass sanierte Schweißnähte erneut zur Rissbildung neigen, da die Ursache nicht behoben wurde. Allerdings sind Versuche mit verstärkten Schweißnähten und dem Einsatz höherfrequenter Hämmerverfahren geplant, die gezielt Druckspannungen in die Oberfläche einbringen, um zu prüfen, ob Sanierungen in dieser Kombination wirksam sind.

Die beiden anderen Parameter der schlechtesten Zustandskategorie 4 und die Strecken-Segmentierung mit dem Vorrangnetz hoher Streckenauslastung sind nicht beeinflussbar.

Da die Zustandskategorie mit als Kriterium berücksichtigt ist, wurden weitere Einflüsse, die den Zustand der Brücke beschreiben, wie z.B. Korrosion, die mit Verminderung der tragfähigen Querschnitte einhergehen, nicht angesetzt.

5.3.4 Anwendungsbeispiel

Zur Verdeutlichung der gesamtheitlichen Bewertungsmethode wird nachfolgend ein Anwendungsbeispiel erläutert.

Betrachtet wird eine reale stählerne Eisenbahnbrücke, welche heute in hybrider Bauweise besteht mit Baujahr 1931 und Stützweiten von 20,48 und 20,35 m als Vollwandträger hergestellt. Dabei

wurde die Hauptkonstruktion genietet und die Buckelbleche wurden nachträglich angeschweißt, welche Risse aufweisen deren Flanken stark korrodiert sind. Für das Bauwerk sind Lieferzeugnisse in den Unterlagen vorhanden, denen zu entnehmen ist, dass alle Winkel der Portalrahmen aus Thomasstahl und die Flachstähe aus Siemens-Martin-Stahl bestehen. Die Blechdicken zur Anwendung von Thomasstahl wurden eingehalten.

Die Stahlbrücke wurde nach dem hohen Lastenzug N (1922) bemessen und der Ursprungsstatik kann entnommen werden, dass einige Nachweise hoch ausgenutzt sind. Die Verkehrsbelastung auf der Brücke ist größer 25 Mio. Lasttonnage pro Jahr.

Vollwandträger werden grundsätzlich als eine gutmütige und robuste Konstruktionsart eingestuft. Hier liegt jedoch eine hohe Schiefwinkligkeit vor. Darunter verläuft eine viel befahrene Straße. Sanierte Anfahrschäden an den Untergurten der Vollwandträger wurden während der Besichtigung festgestellt, ebenso eine verformungsarme Kerbe am Flachstahl des Untergurtes. Somit ist eine Anprallgefahr gegeben. Die Brücke ist laut letztem Bericht von 2021 der Regelbegutachtung in Zustandskategorie 2/3 eingestuft. Bei der Besichtigung hat sich der generelle gute Gesamtzustand bestätigt.

Die Historie der Brücke wurde betrachtet. Außer den nachträglich angeschweißten Buckelblechen und dem sanierten Anfahrschaden sind keine weiteren Änderungen an der Konstruktion erkennbar.

Nachfolgend wurden die vorliegenden Parameter in der Tabelle 32 durch Kreuze bestätigt.

Vorteilig wirkende Faktoren		Nachteilig wirkende Faktoren	
Restnutzungsdauer > 15 Jahre		Restnutzungsdauer < 15 Jahre	
Zustandskategorie 2 bis 3	x	Zustandskategorie 4	
Rissfreiheit		Risse, Kerben (verformungslos) kl. Anfahrschäden	x
robuste Konstruktion	x	schlanke/ filigrane Konstruktion	
Standardkonstruktion	x	Sonderkonstruktion	
gerader Brückenabschluss		schiefwinkliger Brückenabschluss	x
Schotterbett	x	direkte Schienenbefestigung	
genietet, geschweißt	x	hybrid, tribrid	
keine Anfahrschäden		sanierte Anfahrschäden	x
keine Verstärkungen	x	nachträgliche Verstärkungen	
keine Anprallgefahr		Anprallgefahr	x
Elektrostahl, Siemens-Martin-Stahl	x	St 52, St 48, Thomasstahl	x
mA-Netz, S-Bahn		hA+-Netz, hA-Netz	x
Streckenbelastung < 25 Mio. t/a		Streckenbelastung > 25 Mio. t/a	x

Tabelle 32: Darstellung der vorliegenden Faktoren

Überträgt man diese in die vorgenommenen Gruppierungen, zeigt sich gemäß Tab. 33 folgendes Bild. In Gruppe 1 liegen 3 Merkmale vor, in Gruppe 2 sind es ebenfalls 3 und in Gruppe 3 sogar 4 Parameter (farblich gekennzeichnet).

GRUPPE 1	GRUPPE 2	GRUPPE 3
Parameter	Parameter	Parameter
Kerben (verformungslos)	kl. Anfahrsschäden	Zustandskategorie 4
Verstärkungen	schlanke, filigrane Kons.	schadenstolerante Risse
sanierte Anfahrsschäden	Sonderkonstruktion	Anprallgefahr ja
> 25 Mio. Lasttonnage/a	Schiefwinkligkeit	Thomasstahl, St 48, St 52
	kein Schotterbett	hA+-Netz
	hybrid/ tribrid nachträgl.	

Tabelle 33: Darstellung der vorliegenden Kriterien in den Gruppen 1 bis 3

Gemäß den festgelegten Kriterien im Grenzbereich siehe Tab. 34 sind mindestens 3 Kriterien in Gruppe 3 erfüllt, so dass bei diesem Brückenbauwerk Maßnahmen erforderlich sind.

Gruppe	Anzahl der Parameter				
GRUPPE 1	–	–	mind. 1	–	mind. 1
GRUPPE 2	–	mind. 2	mind. 1	mind. 3	mind. 2
GRUPPE 3	mind. 3	mind. 2	mind. 2	mind. 1	mind. 1

Tabelle 34: Einordnung (roter Kreis) des Ergebnisses

Aufgrund des vorliegenden Ergebnisses sind Maßnahmen geplant, unabhängig von der Berechnung des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805. Da hier eine Vielzahl an Faktoren vorliegt, wird das Ergebnis des Restnutzungsdauernachweises in diesem Fall keine Änderung der Entscheidung bewirken. Dadurch kann der Nachweis nach Ril 805 nachrangig in Bezug auf die gesamtheitliche Bewertungsmethode sein, wie auch die Zustandskategorie. Aus diesem Grund wurde dieser Anwendungsfall betrachtet.

Nicht korrelierende Ergebnisse aus Nachrechnung und Brückenzustand, vor allem bei Vorhandensein von schadenstoleranten Rissen und Stählen mit nachteiligen mechanisch-technologischen Eigenschaften führen zu Unsicherheiten, die anhand der ganzheitlichen Bewertungsmethode eingeordnet und Maßnahmen daraus abgeleitet werden können.

5.3.5 Auswertung

Die entwickelte Methode zur ganzheitlichen Analyse ermöglicht eine schnelle Bewertung der Brückenbauwerke unter Einbeziehung der bisherigen Instrumente des Restnutzungsdauernachweises nach Ril 805 und der Zustandskategorie aus der Begutachtung. Bei nicht korrelierenden Ergebnissen der Restnutzungsdauer mit dem Brückenzustand, bei ungünstigen Materialeigenschaften oder Rissen in Sekundärbereichen kann über diese Methode eine einfache Abschätzung des Risikopotentials und der daraus erforderlichen Maßnahmen erfolgen.

Im ersten Schritt wurden die positiv wirkenden Faktoren nicht zusätzlich im Modell berücksichtigt und den Risiken entgegengesetzt. Nach ausreichender Erfahrung kann über eine Validierung geprüft werden, ob und welche Parameter dies zulassen. Die Gesamtheit der positiv wirkenden Kriterien wurde zur Redundanz des Gesamtsystems gezählt und bildet mit die Sicherheitsbasis.

Weiterhin können Parameter, wie z.B. die Konstruktion betreffend, entsprechend den hier oder zukünftig ermittelten Ergebnissen genauer definiert werden über die Einordnung der Konstruktionsarten in die Gruppierungen robust, schlank und Standard- bzw. Sonderkonstruktion. Dadurch

können Fehleinschätzungen minimiert werden. Da große Brückenbauwerke (nicht nur aufgrund ihrer Auswirkungen und Bekanntheit) in den Schadensfällen erfasst sind, kann über die Aufnahme eines Spannweitenfaktors im Modell die Größe zukünftig erfasst werden. Der Anteil großer Stahlbrücken (> 100 m) ist im Bereich der Eisenbahnbrücken sehr gering, so dass bis dato nicht ausreichend Daten vorlagen bzw. untersuchte Stahlbrücken, die die Aufnahme dieses Kriteriums gerechtfertigt hätten.

5.4 Gesamtauswertung

Diese Grundlagenarbeit soll erste wichtige Erkenntnisse der geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken aufzeigen und als Basis für weitere Untersuchungen dienen.

Nachfolgend werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammenfassend dargestellt und daraus abgeleitete Forschungsbedarfe aufgezeigt.

5.4.1 Zusammengefasste Ergebnisse

Im Zuge der Untersuchungen konnte eine Systematik für die geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken für die verschiedenen Jahrzehnte von 1930 bis in die 1970er Jahre gefunden werden, die es ermöglichte, die Brücken zu clustern und zu bewerten. Dabei weist jede Generation ihre eigene Spezifika auf, die teils durch unerwartete Ereignisse (Schadensfälle, Kriegsschäden) geprägt wurden. Über die Aufarbeitung der damaligen Untersuchungen und deren Konsequenzen konnten Rückschlüsse auf die jeweiligen Konstruktionen gezogen werden, wobei sich eine Systematik zeigte, die es ermöglicht, problematische oder weniger robuste Tragsysteme herauszufiltern.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass sich die geschweißten und hybriden/ tribriden Konstruktionen in Summe besser darstellen als erwartet, was u. a. den hohen Standards der Vorschriften und dem hohen Sicherheitsniveau der Eisenbahnbrücken zuzuschreiben ist. Die Auswertung der Schadensfälle hat dies bestätigt, wonach keine in Betrieb befindliche Brücke im Eisenbahnverkehr unter rein statischer oder unter Betriebslasten in den letzten 100 Jahren versagt ist (womit ein Teil- oder Totaleinsturz gemeint ist; außergewöhnliche Einwirkungen, wie z.B. Anprall ausgenommen).

Die aufgezeigten Anpassungen in der neuen Ril 805 (2024) zeigen in ersten Vergleichsrechnungen längere Restnutzungsdauern (bis auf wenige Ausnahmen), auch bei geschweißten Konstruktionen. Erst nach Neueinführung der Richtlinie 805 und einem repräsentativen Umfang an Nachrechnungen der zukünftigen Ril können fundierte Rückschlüsse gezogen werden.

Die Steifigkeit des Gesamtsystems scheint sich über die Jahrzehnte nicht zu ändern, was im Umkehrschluss bedeutet, dass sich die Eigenfrequenz der Tragkonstruktion nicht ändert, wenn nicht äußere Einflüsse, wie z.B. die Änderung der Schumann-Frequenz eine Rolle spielen.

Probebelastung: Die Auswertung der Tragfähigkeitsnachweise nach Ril 805 haben ergeben, dass bis dato keine nachteilige Beeinflussung (auf rechnerischer Basis) aufgrund des Eigenspannungszustandes bei geschweißten Brücken ersichtlich ist. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bis 2003 die Probebelastung als Vorbelastung vor Inbetriebnahme in der DS 804 für neuartige und größere Konstruktionen vorgegeben war. Bei korrekter Ausführung über eine Belastung, welche der oberen Grenze des Belastungsbildes entsprach, ist der Nutzen durch das gewollte Ausplastizieren der Spannungsspitzen gegeben.

Qualität: Die Sorgfalt und Umsicht im Umgang mit den Brückenbauwerken, die in den 1930er bis in die 1950er zu beobachten ist (trotz der teils schwierigen Umstände, wie der Kriegs- und Nachkriegszeit), kann in den 1960/70er Jahren in Teilen nicht mehr festgestellt werden, gerade in Bezug auf nachträgliche Änderungen in bestehenden Tragwerken. Dies betrifft u. a. die Qualität der ausgeführten Schweißnähte. Gründe dafür konnten nicht eruiert werden.

Innerhalb der verschiedenen Konstruktionstypen, Verbindungsarten, Materialien gibt es Unterschiede bzgl. der Auswirkungen. Wichtige Erkenntnisse werden nachfolgend zusammengefasst.

Erste durch Schweißung verstärkte Nietkonstruktionen: Es wird davon ausgegangen, dass genietete Tragwerke vor und innerhalb der I. Generation (1930 bis 1939), welche durch geschweißte Bauteile versuchsweise verstärkt oder saniert wurden, sich nicht mehr im Betrieb befinden. Systemseitig (DB-SAP R/3) waren keine abgebildet bzw. sind keine über die Jahre innerhalb der Untersuchungen aufgefallen. Für diese Stahlbrücken würde die Empfehlung lauten, diese zu untersuchen, da die Schweißverfahren sich in der Erprobung befanden und es keine einheitlichen Regelungen und Vorgaben gab.

Erste geschweißte Eisenbahnbrücken: Die notwendigen Anpassungen, welche auf Grundlage der zahlreichen Untersuchungen nach den Schadensfällen 1936/38 ermittelt wurden, brachten die Schweißtechnik um Jahre, wenn nicht um Jahrzehnte voran. Ab diesem Zeitpunkt (ca. 1940) kann von gut ausgeführten geschweißten Konstruktionen ausgegangen werden. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass für geschweißte Tragwerke der I. Generation (bis 1939), insbesondere jene die aus St 52 gefertigt wurden, insofern sich diese heute noch in Betrieb befinden, die Erneuerung der Bauwerke, aufgrund der in Kap. 3.1 dargelegten Thematiken empfohlen wird.

Hybride/ tribride Verbindungen: Bezüglich der kombinierten Verbindungsmittel zeigte sich im Ergebnis der Untersuchungen ein besseres Bild als erwartet, da es vor allem bei der Kombination von geschweißten mit genieteten Verbindungen immer wieder Bedenken bezüglich der Beeinflussung von zusätzlichen aus der Schweißnaht ausgehenden Spannungen auf die Niete gab. Die Auswertungen haben gezeigt, dass bei Original ausgeführter hybrider oder tribrider Verbindungstechniken in einem Bauteil diese gut durchdacht waren und im überwiegenden Teil konstruktiv keine Probleme bereiten, auch nicht im Tragfähigkeitsnachweis nach Ril 805. Wenn kombinierte Verbindungstechniken im Nachgang, z.B. im Zuge von Sanierungen oder Verstärkungen ausgeführt wurden, haben sich Probleme gezeigt, die bei Maßnahmen in den 1960/70er Jahren verstärkt zu beobachten sind. Dies betrifft vor allem Ausführungen, bei denen die Verstärkungen nur lokal berücksichtigt und sehr steif ausgebildet wurden. Insgesamt hat sich gezeigt, dass durch nachträgliche Änderungen in bestehenden Tragstrukturen, welche mit Lastumlagerungen und/oder -verschiebungen einhergehen, nachteilig für die Konstruktion sind und aufgrund von Sekundärbeanspruchungen zu schadentoleranten Rissen primär in Sekundärbereichen führen können.

Gekoppelte Hohlkästen: Die größten Probleme, sowohl in der rechnerischen Nachweisführung nach Ril 805 (2023) als auch den Zustand betreffend, zeigen sich bei gekoppelten Hohlkästen (Einzelhohlkästen mit (teilweiser) Querkopplung), welche vornehmlich in den 1970er Jahren gebaut und in Betrieb gingen. Hier können sich Risse aus Sekundärbeanspruchungen bilden. Die Ursachen sind konstruktionsbedingt, die sich durch die Kopplung ergibt, denn Einzel- und mehrzellige Hohlkästen weisen diese Thematik nicht auf. Sanierungen sind nicht zielführend. Der Ersatzneubau wird bei Bestätigung der genannten Faktoren empfohlen.

Schlanke Trägerroste: In den 1970er wurden besonders schlanke Trägerroste gebaut, bei denen für die Hauptträger St 52 zur Ausführung kam. Die höherwertige Stahlsorte ermöglichte die filigrane Bauweise, da die zulässigen Spannungen bis zu 50 Prozent über denen für St 37 lagen. Genau dieser Umstand erschwert die heutige Nachweisführung, da schon aufgrund der größeren Durchbiegungen sich Probleme beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis zeigen können.

St 52 (S355): Insgesamt ist diese Thematik beim St 52 zu beobachten bei Verwendung in Haupttraggliedern. Dies bestätigen die Ergebnisse im Zuge des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805. Eine geringe Verkehrsbelastung (< 25 Mio. t/a) der Strecke oder andere positiv wirkende Parameter bringen kaum oder keine Ergebnisverbesserung. Zu prüfen wäre, inwieweit Verstärkungen, welche ausgeführt wurden oder werden sollen in Abhängigkeit vom Konstruktionstyp und Umfang sinnvoll bzw. zielführend sind.

Thomasstahl: Bei Vorfinden von Thomasstählen innerhalb geschweißter Eisenbahnbrücken kommt es zu Fragen bzgl. des Umgangs und in der Bewertung. Die Ausführungen haben gezeigt, dass dieser Stahl immer wieder diskutiert und untersucht wurde. Letztlich hat er sich in seiner 100-jährigen Verwendungszeit bewährt, da umsichtig Kriterien und Anwendungsgrenzen (u. a. Dickenbegrenzungen) festgelegt wurden. Zudem wurde über Weiterentwicklungen (z. B. zur Gewährleistung der Schweißseignung) der Thomasstahl kontinuierlich verbessert. Dennoch gilt es die Spröbruchneigung unter den gegebenen Randbedingungen zu beurteilen, so dass z.B. bei Vorliegen einer hohen Anprallgefahr und bei gleichzeitiger hoher Schiefwinkligkeit der Brückenabschlüsse in einer hoch ausgelasteten Strecke trotz nachweisbarer Restnutzungsdauer und einer Zustandskategorie kleiner 4 Maßnahmen nicht zwingend erforderlich sind, aber dennoch in Betracht gezogen werden sollten.

Außergewöhnliche Einwirkungen: Als außergewöhnliche Einwirkungen stellen die Anprallgefahr aus unterhalb der Eisenbahnbrücken liegenden Straßen- und Schiffsverkehre und aufgrund von Hochwasser zwei häufige Ursachen dar. Wie mit der steigenden Anzahl an Unwetter- und Hochwasserereignissen umgegangen werden soll, sollte über weitere Untersuchungen beurteilt werden.

5.4.2 Forschungsbedarf

Aus den Untersuchungen haben sich Fragestellungen ergeben, die im Sinne der Erhaltung oder zur Bewertung des möglichen Erhalts der geschweißten und hybriden/ tribriden Eisenbahnbrücken weiteren Aufschluss geben können, welche nachfolgend aufgelistet werden (Auswahl):

- Erweiterung der Kerbfalltabellen, z.B. für unterschiedlich dicke Gurtplatten, welche häufig zur Anwendung kamen,
- Ermittlung von Abschlüssen der Kerbfälle zur Anwendung bei nicht normenkonform ausgeführten Schweißnähten, welche innerhalb des Tragfähigkeitsnachweises nach Ril 805 Berücksichtigung finden sollen,
- Ermittlung und Aufstellung von Kerbfällen, welche für deformierte Bereiche (z.B. aufgrund von Hochwasser oder Anfahrtschäden) im Zuge der Nachrechnung nach Ril 805 angesetzt werden können,
- weitere Differenzierung der Materialwerte für St Si, St 46, Siemens-Martin-Stahl, Thomasstahl etc.,

- heutige mechanisch-technologische Eigenschaften des hochgekohten St 48 sowie dessen Spröbruchneigung (nur für Nietkonstruktionen relevant, da keine Anwendung des Materials bei geschweißten Eisenbahnbrücken),
- Anwendungskriterien und Ausführung von Sanierungen von nicht normenkonformen Schweißnähten (mit und ohne Anrisse), inkl. Untersuchung des Vorteils von Nachbehandlungsverfahren (z.B. höherfrequentes Hämmern) und Ermittlung der Kriterien, wann diese sinnvoll oder gar zwingend nachzubehandeln sind,
- Ermittlung von wirksamen Sanierungsmöglichkeiten und deren Anwendungsgrenzen bei Rissen in Sekundärbereichen unter Berücksichtigung hybrider bzw. tribrider Verbindungstechniken und der Schadenstoleranz,
- weiterführende Untersuchungen aufgrund der umfangreichen Entwicklungen und Konstruktionsvielfalt der Stahlbrücken der III. Generation (1951 – 1979), vor allem der schlanken Trägerroste und Hohlkastenkonstruktionen (gekoppelt und nicht gekoppelt),
- Untersuchung des Einflusses der außergewöhnlich einwirkenden Kräfte aus Flutereignissen auf die Ermüdungsfestigkeit der Überbauten und Auswirkungen auf die Unterbauten von Brückenbauwerken zur Ableitung von Bemessungsansätzen für den Strömungsdruck an Überbauten und des Treibgutstoßes, sowie Ansätze für die Unterbauten.
- Untersuchungen zur Festlegung von Grenz-, Anwendungs- und Ausführungskriterien zur Sanierung geschweißter und hybrider/ tribrider Eisenbahnbrücken unter Beachtung der Teilaspekte von schadenstoleranten Rissen in Sekundärbereichen und dem Vorhandensein schweißbarer/ nicht schweißbarer Thomasstähle.

Ob es sinnhaft ist, weitere Untersuchungen bzgl. des Thomasstahls zu forcieren, kann nicht abschließend beurteilt werden, da sich der Stahl trotz einiger Nachteile, die in der Bemessung und Anwendung im Stahlbrückenbau Berücksichtigung fanden, bewährt hat. Über die ganzheitliche Bewertungsmethode fließen die gegebenen Randbedingungen mit in die Bewertung ein, die es ermöglichen den Thomasstahl besser einzuordnen.

Aufgrund der hohen Anzahl an Eisenbahnbrücken und dem Anteil an Stahlbrücken, die zahlenmäßig rund 16 Prozent am Gesamtbrückenbestand ausmachen, aber neben den Gewölbebrücken zu den ältesten Konstruktionen zählen und somit ein hohes Durchschnittsalter aufweisen, ist eine ganzheitliche Methode zur Einordnung und Bewertung sinnvoll. Der Zeitraum der 1930 bis 1970er Jahre wird noch von den genieteten Konstruktionen dominiert und zunehmend von den geschweißten Eisenbahnbrücken abgelöst. Die ältesten geschweißten Konstruktionen sind mittlerweile rund 90 Jahre alt. Für die ersten drei Generationen mit den beschriebenen Thematiken bietet die ganzheitliche Analyse über die Modellentwicklung einen Ansatz, der einfach anzuwenden ist. Unter dem Aspekt der Sicherstellung der Verfügbarkeit des Infrastukturnetzes der Eisenbahn, welcher oberste Priorität hat, muss es möglich sein, aufgrund der großen Anzahl an Brücken eine schnelle Entscheidung treffen zu können, ob ein einzelnes Brückenbauwerk sicher weiterbetrieben werden kann oder Maßnahmen erforderlich sind, die nicht immer zwingend einen Ersatzneubau bedeuten. Im Falle der Ersatzerneuerung ist es wichtig, die Stahlbrücke noch so lange sicher und möglichst ohne Einschränkungen in Bezug auf Reduzierungen der Lasttonnage oder Geschwindigkeit betreiben zu können, bis die neue Konstruktion in Betrieb genommen wird.

Die Randbedingungen lassen erkennen, dass aufwendige Einzelfallbetrachtungen z.B. anhand von bruchmechanischen Betrachtungen oder Messungen zeitlich wie personell kaum für die Masse möglich sind und sich nur auf die Brücken, die unter Denkmalschutz stehen oder besondere Brückenkonstruktionen darstellen, beschränken können. Die Brückenbesichtigungen und Gespräche mit den Kollegen und Verantwortlichen haben gezeigt, wo die realen Probleme liegen. Über die Generierung eines neuen Ansatzes unter Einbeziehung der jeweiligen Randbedingungen und der Konstruktion wird es dem Ingenieur ermöglicht für die jeweilige Stahlbrückengeneration mit ihrer Spezifika auf fundierter Basis eine Entscheidung zu treffen. Die Nachrechnung nach Ril 805, die Zustandskategorie und der Bericht der letzten Brückenhauptuntersuchung bilden dabei die Basis. Zukünftig sollen die aufgezeigten Kriterien, welche ermittelt und priorisiert wurden zur sicheren Entscheidungsfindung beitragen. Der Fokus wurde auf einen praktikablen Ansatz gelegt.

Die wichtigsten Ergebnisse dieser Arbeit sollen in eine Arbeitshilfe innerhalb des DB-Regelwerkes Eingang finden. Über die Kriterienauswahl und deren Einflussgröße kann der Modellansatz im Zuge der zukünftigen Anwendung weiter validiert oder bei neueren Erkenntnissen angepasst und erweitert werden. Das entwickelte Modell stellt eine Grundbasis dar, welches die individuelle Konstruktion besser berücksichtigt. Die aufgezeigten Forschungsbedarfe oder -möglichkeiten werden im Ergebnis zur Optimierung des Modells beitragen und weitere Differenzierungen ermöglichen. Hier sei beispielsweise die Abstufung der Kerbgruppen bei nicht normgerecht ausgeführten Schweißnähten erwähnt, was zur Folge hätte, dass in diesen Fällen u. U. geringere Restnutzungsdauern im Zuge des Nachweises nach Ril 805 ermittelt werden. Als Gegenbeispiel sei die nach DIN EN 1993-1-9 zugelassene Anwendung der Reduzierung der Spannungsschwingbreiten in (teilweisen) druckbeanspruchten Bereichen genannt.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass es Konstruktionsarten gibt, bei denen bei Vorhandensein von (schadenstoleranten) Rissen entsprechende Maßnahmen erfolgen sollten, trotz einer rechnerisch ermittelten Restnutzungsdauer von z.B. 20 bis 30 Jahren. Wenn prinzipielle Konstruktionsmängel aus der Konzipierung vorliegen, haben Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen wenig Chancen, da die Problembereiche verstärkt oder nur verlagert werden. In diesen Fällen ist es zur

Sicherstellung der Verfügbarkeit der Infrastruktur erforderlich, vor allem bei wichtigen Streckenkategorien diese Brücken trotz eines evtl. nicht hohen Alters zu erneuern, da sie Schwachstellen im Infrastrukturnetz darstellen. Für Eisenbahnbrücken auf den Hochleistungsnetz (HLN) bzw. auf Strecken mit hohen Lasttonnagen wurden strengere Maßstäbe zugrunde gelegt, aufgrund der strategischen Wichtigkeit.

Gleichzeitig soll die Arbeit als Wissenssammlung dienen, da die verschiedenen Entwicklungsstränge von Konstruktionstypen und Werkstoffe mit den Fügetechniken auf der einen Seite und die Entwicklung der Vorschriften sowie wichtiger Forschungsergebnisse als Basis auf der anderen Seite in einem Kontext für die Gesamtheit der geschweißten Eisenbahnbrücken noch nicht zusammenfassend und resümierend dargestellt wurden.

Abschließend kann als Fazit der Untersuchungen festgestellt werden, dass die geschweißten Eisenbahnbrücken der 1930er bis 1970er Jahre, unabhängig von der Generation in Teilen einer individuellen Betrachtung bedürfen. Dennoch kann von einer erfolgreichen Einführung der Schweißtechnik gesprochen werden, die umsichtig und sorgfältig vorbereitet und implementiert wurde, trotz einiger Rückschläge, die in Folge der umfangreichen Untersuchungen die Schweißverfahren um Jahre nach vorn gebracht haben. In Bezug auf die rechnerisch ermittelten Restnutzungsdauern weisen die geschweißten Konstruktionen gegenüber den genieteten bis dato keine Nachteile auf.

Eine Nachteiligkeit ursprünglich hergestellter hybrider und tribrider Verbindungsarten in einer Konstruktion ist ebenfalls nicht feststellbar. Eine Ausnahme bilden Brücken, die später durch Sanierungen oder Verstärkungen (nach 1950) als hybride oder tribride Konstruktion ausgebildet wurden, welche in Teilen Einzelfallbetrachtungen erfordern, die individuell über die aufgezeigten Kriterien über die Fortführung oder Ersatzmaßnahmen entscheiden. Ebenso konnte keine Nachteiligkeit im Krieg zerstörter und wieder aufgebauten Stahlbrücken festgestellt werden, die sich noch in Betrieb befinden. Wenn man von einer Dauerfestigkeit bei Stahlbrücken sprechen möchte, ist diese am ehesten bei genieteten Konstruktionen zu suchen unter der Voraussetzung regelmäßig durchgeführter Instandhaltung. Die Korrosion und die damit einhergehenden Querschnittsreduzierungen bleiben einer der großen Einflussfaktoren. Bei moderaten Belastungen ausreichend standsicher ausgebildeter Pfeiler und Widerlager ohne hohe Schiefwinkligkeit der Brückenabschlüsse haben genietete Eisenbahnbrücken das Potential Lebensdauern grösser 150 bis 200 Jahre zu erreichen. Gerade die weiterentwickelte Niettechnik mit der Entwicklung der Stähle, welche technologisch bessere Werkstoffeigenschaften ab 1895 aufweisen und den gut durchdachten Konstruktionen, welche technisch einwandfrei umgesetzt wurden, wirken sich positiv auf die Restlebensdauer aus.

Bezüglich der geschweißten Stahlbrücken, die sich ursächlich aus Kostenzwängen entwickelt haben, ist festzustellen, dass ein Teil der Brücken nicht die avisierte Lebensdauer von 100 Jahren erreichen wird, wie im Einzelnen dargelegt und begründet wurde. Für den überwiegenden Teil, welche robust konstruiert und ausgeführt wurden, wird sich zukünftig zeigen, ob mit Erreichen der avisierten Nutzungsdauer von 100 Jahren sich weitere Tragreserven erschließen lassen.

Für zukünftige Stahlbrücken wird die Empfehlung gegeben innerhalb der Möglichkeiten der einzuhaltenden Vorschriften auf eine saubere ermüdungsgerechte konstruktive Durchbildung der Konstruktion zu achten, bei Möglichkeiten die Blechdicken zu reduzieren (Blechdickeneinfluss > 25 mm) und für tragende Bauteile die höherwertige Kerbfallgruppe zu bevorzugen, da genau diese sich als hilfreich in der Nachrechnung nach 60 Jahren erwiesen hat. Der Schweißüberwachung, der

Prüfung und Abnahme sollte wieder eine größere Bedeutung zukommen. Die Vorschriftenlage ist dafür gegeben.

Dabei sollten robuste Standardkonstruktionen, wie z.B. Trog- oder Fachwerkbrücken bevorzugt werden. Symmetrische Querschnitte und gerade Brückenabschlüsse sollten favorisiert werden. Innovationen sind gut und wichtig, aber nur in exponierten Lagen oder bei besonderen Randbedingungen. Für die Standardbrücke sollte zur Sicherstellung der Verfügbarkeit der Infrastruktur und zur Einhaltung der einheitlichen DB-Standards zur Erzielung der avisierten Nutzungsdauer von 100 Jahren für Brücken bewährte Bauweisen, welche instandhaltungsarm und sich gutmütig gegen Einflüsse aus Ermüdung verhalten, präferiert werden. Weiterhin wird empfohlen zu überlegen, ob entweder für alle geschweißten Stahltragwerke oder nur für ausgewählte Bauwerke, z.B. mit größerer und großer Stützweite die Probelastung als Vorbelastung vor Inbetriebnahme wieder ins DB-interne Regelwerk aufgenommen wird. Bei richtiger Ausführung und Belastung, welche an der oberen Grenze des Belastungsbildes liegen muss, sind Vorteile über den Abbau von Spannungsspitzen und den damit einhergehenden positiveren Eigenspannungszuständen der geschweißten Konstruktion nicht von der Hand zu weisen, auch wenn dieser Vorteil rechnerisch nicht in der Nachrechnung berücksichtigt oder angesetzt werden darf.

Anhang

Untersuchte stählerne Eisenbahnbrücken (Auswahl):

lfd Nr.	Brücke	Strecke	km
1	EÜ Allenstraße	2324	141,070
2	EÜ Krbw. Str. 3530	3601	25,330
3	EÜ Hunte	1500	0,900
4	EÜ Panzerstraße	2324	121,280
5	EÜ Emserstraße	2324	153,975
6	EÜ Zentgrafenstraße	2550	342,670
7	EÜ Hauptstraße	3230	61,348
8	EÜ Bonnerstraße	3520	13,953
9	EÜ Weser	1500	42,300
10	EÜ Phillipsruher Allee	3660	18,033
11	Moselbrücke Bullay	3010	59,831
12	EÜ Waldstraße	3600	10,420
13	Moselbrücke Koblenz	2630	89,745
14	EÜ Salmbrücke	3010	85,760
15	Nordgeorgsfehnkanal	1520	40,650
16	EÜ Solm	3710	7,436
17	EÜ Unterreichenbach	4850	12,401
18	EÜ Lindaunis	1020	44,490
19	Fehmarnsundbrücke	1100	74,874
20	EÜ Mainzer Landstr.	3610	6,639
21	EÜ Ostebrücke	1720	226,305
22	EÜ Unna	2103	186,466
23	EÜ Kyll	2631	160,294
24	EÜ Niederrader Br.	3600	8,370
25	EÜ Mainbr.	3520	34,212
26	EÜ Kyll Jünkerath	2631	83,970
27	EÜ Kyll Oberbettingen	2631	90,285
28	EÜ Kyll Gerolstein	2631	104,063
29	EÜ Kyll Usch	2631	117,000
30	EÜ Heilbach St. Thomas	2631	121,914
31	Nahebrücke	2630	152,410
32	EÜ ü. A1	2200	231,583
33	Geestebrücke	1740	186,224
34	EÜ BAB A5	3520	29,748
35	EÜ Mariensiel	1522	48,091
36	Klappbr. Emden	1570	1,031
37	EÜ Augustfehn	1520	31,925
38	EÜ Galgentief	1574	31,454
39	EÜ ü. K 196	3701	36,835
40	EÜ Urmitz	3011	4,590

Fachveröffentlichungen

Adrian, W. (1929): *Verstärkung von Brücken mit Hilfe des Lichtbogenschweißverfahrens*. Stahlbau 2. Die Bautechnik, Heft 22, S.264.

Albrecht, R. (1975): *Richtlinien zum Brückenbau – Stählerne Brücken einschließlich Stahlträger in Beton und Verbundkonstruktionen*. Band 1, Wiesbaden, Bauverlag.

Albrecht, G. (2005): *Entwicklungsgeschichte der orthotropen Fahrbahnplatte*. Lehrstuhl für Stahlbau, Technische Universität München.

Bading, W. (1947): *Die Entwicklung des basischen Windfrischverfahrens*. Stahl und Eisen, Heft 9/10.

Baer, W. (2007): *Zur Alterung von Thomasstählen*. MP Materials Testing 49, S.37-49.

Beckert, M. (2001): *Geschweißte Brücken für Schiene und Straße*. Schweißen und Schneiden 53, Heft 12, S.853 ff.

Berger, Ch. (2009): *Eigenspannungen - Vorlesung Werkstoff- und Bauteilfestigkeit*. Technische Universität Darmstadt, Fachbereich 16 Maschinenbau, Fachgebiet und Institut für Werkstoffkunde, WS 2009/10.

Bernhard, R. (1929): *Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchungen von Bauwerken*. Stahlbau, Heft 6.

Bierett, G. (1931): *Über das Zusammenwirken von Nieten und Schweißnähten in kombinierten Verbindungen*. Stahlbau, Heft 3.

Bierett, G. (1933): *Über die Dauerfestigkeit geschweißter Verbindungen*. Stahlbau, Heft 18, S. 144.

Bierett, G. (1938): *Zur Festigkeitsfrage bei der Schweißung festerer Baustähle*. Elektroschweißung 9, Heft 7, S.121 ff.

Bierett, G. (1938): *Über Schrumpfkkräfte und Schrumpfspannungen in elektrisch geschweißten Baustellenstumpfstoßen*. Elektroschweißung 9, Heft 12, S.225 ff.

Bierett, G.; Stein, W. (1938): *Prüfung der Schweißempfindlichkeit des Baustahls St 52 an Biegeproben mit Längsraupen*. Stahl und Eisen 58, Heft 16, S.427 ff.

Bierett, G. (1940): *Untersuchungen zur Ermittlung günstiger Herstellungsbedingungen für die Baustellenstöße geschweißter Brückenträger*. Versuche im Stahlbau, Heft 10, Springer Verlag.

Bierett, G. et al. (1947): *Wiederverwendung von Altstahl*. Abhandlungen aus dem Stahlbau, Fachverband Stahlbau, Verlag Walter Dom.

Bohny, F. (1934): *Der neue britische hochwertige Baustahl für Brücken und Stahlhochbauten*. Stahlbau 7, Heft 23, S.179.

Bondy, O. (1929): *Die erste geschweißte Eisenbahn-Fachwerk-Brücke, Chicopee-Falls, Massachusetts*. Schweizerische Bauzeitung 93, Heft 2, S.15-16.

- Bondy, O. (1930): *Stahlbau*. VDI-Verlag.
- Bolle, G. et al. (2010): *Geschichtliche Entwicklung und aktuelle Praxis der Probelastung. Teil 1: Geschichtliche Entwicklung im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts*. Bautechnik 87, Heft 11, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Braun, M. (2012): *Beginn der Brückenschweißung vor 80 Jahren*. Stahlbau 81, Heft 10. S.803-812.
- Brückmann, B. (1954): *Wirtschaftliche Eisenbahnbrücken mit Hilfe neuer ideeller Regellastenzüge und neuer Verfahren zur Ermittlung der Belastbarkeit*. ETR, Sonderausgabe Nr.4.
- Brückner, K. (1938): *Stählerne Brücken*. Potsdam: Bonness & Hachfeld.
- Buchholtz (1950): *Zur Schweißbarkeit der Windfrischstähle und ihre Verwendung in der Schweißkonstruktion*. Schweißen und Schneiden 2, Heft 2, S.23ff.
- Bühler, A. (1930): *Versuche der schweizerischen Bundesbahnen mit geschweißten und genieteten Stabverbindungen*. Der Stahlbau, Heft 20.
- Bundesnetzagentur (2006): *Untersuchungsbericht über die Versorgungsstörungen im Netzgebiet des RWE im Münsterland vom 25.11.2005*.
- Bundesamt für Konjunkturfragen (1992): *Zustandsuntersuchung an bestehenden Bauwerken*. Leitfaden für Bauingenieure, Bern.
- Cajar, R. (1929): *Sicherheit und Kontrolle von Schweißverbindungen für Stahlkonstruktionen*. Der Stahlbau, Heft 16.
- Cämmerer et al. (1951): *Tagesfragen des Stahlbaus im Betrieb und auf der Baustelle*. Tagungsband, Heft 11, Walter Dorn Verlag.
- Daeves, K.; Hauttmann, H. (1943): *Richtlinien für die Verwendung unlegierter Stähle verschiedener Herstellungsverfahren*. Verein Deutscher Eisenhüttenleute, Vertrauliche Berichte Nr.44.
- Daeves, K. (1944): *Werkstoff-Handbuch Stahl u. Eisen*. Verein Deutscher Eisenhüttenleute, Verlag Stahleisen, Düsseldorf.
- Daeves, K. (1949): *Zur Entwicklung der HPN-Stähle*. Zeitschrift des VDI 91, Nr.10, S.234ff.
- Debuch, C. (1947): *Die Aufbereitung als Grundlage für die Verhüttung armer saurer Erze*. Stahl und Eisen, Heft 13/14.
- Deutscher, M. (2018): *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Verschlüsse im Stahlwasserbau (TbVS)*. BAWMerkblatt.
- Deutsche Bahn AG (2023): *Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung – Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2022*.
- Deutsche Bundesbahn (1953): *Bericht Teil 3 zur Überarbeitung der DV 804 und DV 848*. 5.12.1953, DB-Archiv München: unveröffentlicht.
- Doliva, S. (2016): *Einfluss des Reparaturschweißens von Altstählen auf deren Restlebensdauer*. Promotionsschrift Technische Universität Cottbus-Senftenberg.

- Dörnen (1935): *Geschweißte Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn*. Zeitschrift des VDI, S.1264.
- Elskes, E. (1894): *Rupture des ponts métalliques*. Lausanne, George Bridel.
- Erdmann, O. (1950): *Über den Einfluss hochfester Stähle auf Gewichtsparsnis und Bauart im Stahlbrückenbau*. Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaus, Heft 7, Springer-Verlag.
- Ernst (1947): *Die Leistungen des Stahlbaues bei der Wiederherstellung von Eisenbahnbrücken*. Stahlbau-Tagung Hannover 1947, Heft 2, Abhandlungen aus dem Stahlbau, Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband Bad Pyrmont.
- Festag, S.; Barth, U. (2014): *Risikokompetenz Beurteilung von Risiken*. Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe.
- Fettke, M. (2012): *Probelastungen bei der Deutschen Bahn AG: Untersuchungen der Vor- und Nachteile für neue und alte stählerne Eisenbahnbrücken*. Frankfurt: unveröffentlicht.
- Fettke, M. (2014): *Betriebsfestigkeitsuntersuchung von Flachstahl-Hängeranschlüssen moderner Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücken*. Master-Thesis, TU Darmstadt: unveröffentlicht.
- Fettke, M. (2021): *Stählerne Eisenbahnbrücken – Thomasstahl & geschweißte Brücken*. Austausch FvBel – I.NAI 42 (DB Netz AG), Vortrag 08.11.2021. Frankfurt: unveröffentlicht.
- Freystein, H. (2011): *Entwicklungen und Tendenzen im Eisenbahnbrückenbau*. Der Prüflingenieur, 38.
- Fuchs (1950): *Vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke*. Schweißen und Schneiden 2, Heft 9, S.251ff.
- Gaber (1930): *Versuche an Nieten aus Siliziumbaustahl und gewöhnlichem Nietstahl*. Der Stahlbau, Heft 12.
- Gajda, C. (2021): *Anhebung der Zähigkeitseigenschaften alterungsversprödeter Baustähle durch gezielte Ertüchtigungsmaßnahmen unter Berücksichtigung der Schweißbeignung*. Tagungsband 4. Niedersächsisches Symposium Materialtechnik, Shaker Verlag.
- Ganz, C. (2012): *Risikoanalysen im internationalen Vergleich*. Bergische Universität Wuppertal.
- Garrecht, H.; Hahn, O. (2010): *Experimentelle Bauwerksdiagnostik. Bauwerkserhaltung*. Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, Fachbereich Werkstoffe im Bauwesen, WS 2010/11.
- Gaßner, E. (1939): *Festigkeitsverhalten mit wiederholter Beanspruchung im Flugzeugbau*. Luftwissen 6.
- Gassner, O. (1929): *Die Stähle im Bauwesen*. Stahlbau, Heft 21.
- Geißler, K. et al. (2011): *Bewertung und Ertüchtigung stählerner Eisenbahnbrücken*. Der Prüflingenieur, 38.
- Gottfeldt, H. (1928): *Bemerkenswerte Blechträgerbrücken*. Stahlbau, Heft 18.

- Gottfeldt, H. (1929): *Kann durch Zugabe von Material eine Erhöhung der Beanspruchung eintreten?*. Stahlbau, Heft 23.
- Graf, O. (1932): *Dauerversuche mit Schweißverbindungen*. Bautechnik 10, S.414ff.
- Graf, O. (1933): *Über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen*. Stahlbau, Heft 11.
- Graf, O. (1935): *Dauerversuche mit Nietverbindungen*. Versuche im Stahlbau, Heft 5, Springer Verlag.
- Graf, O. (1937): *Versuche über den Einfluss der Gestalt der Enden von aufgeschweißten Laschen in Zuggliedern und von aufgeschweißten Gurtverstärkungen an Trägern*. Versuche im Stahlbau, Heft 8, Springer Verlag.
- Graf, O. (1937): *Versuche über das Verhalten von genieteten und geschweißten Stößen*. Der Stahlbau, Heft 2.
- Graf, O. (1938): *Aus Untersuchungen über die beim Schweißen von Brückenträgern entstehenden Spannungen*. Stahlbau 11, Heft 13, S.171ff.
- Graf, O. (1940): *Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweißten Brücken*. Versuche im Stahlbau, Heft 11, Springer Verlag.
- Graf, O. (1941): *Versuche mit Nietverbindungen*. Versuche im Stahlbau, Heft 12, Springer Verlag.
- Graf, O. (1942): *Versuche über das Verhalten von geschweißten Trägern unter oftmals wiederholter Belastung*. Versuche im Stahlbau, Heft 14, Springer Verlag.
- Graf, O. (1943): *Versuche mit geschweißten Trägern zur Beurteilung der Eignung der verwendeten Werkstoffe und der Art der Herstellung der Träger*. Versuche im Stahlbau, Heft 15, Springer Verlag.
- Graf, O. (1951): *Versuche mit Schraubenverbindungen*. Versuche im Stahlbau, Heft 16, Springer Verlag.
- Grob, J. (1988): *Risikoanalyse über den Betriebszustand der Wettsteinbrücke in Basel*. Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 47.
- Grüning, M. (1929): *Der Eisenbau. Erster Band. Grundlagen der Konstruktion fester Brücken*. Springer Verlag.
- Haibach, E. (2006): *Betriebsfestigkeit. Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Springer Verlag, Berlin und Heidelberg.
- Hartmann, F.; Melan, E. (1953): *Stahlbrücken*. Franz Deuticke, Wien.
- Hauttmann, H. (1941): *Mit Silizium und Aluminium beruhigter Thomasstahl für Schiffsnieten*. Stahl und Eisen, Heft 35.
- Heidl, M. (2015): *Risikokompetenz. Beurteilung von Risiken. Risikobewertung im Eisenbahnwesen*.
- Hein, U. (1983): *Unterhaltung der Kunstbauten – eine notwendige Erhaltungsmaßnahme*. ETR (32) ½ - 1983, Hestra-Verlag.

- Hempel (1938): *Die Beziehungen zwischen dem Röntgen-Grobgefügebild und der Zugwechselfestigkeit von geschweißten Proben aus Stahl St 37*. Stahl und Eisen 58, Heft 28, S.756ff.
- Hennecke, M.; Mölter, T. (2012): *Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr und andere Einwirkungen für Eisenbahnbrücken nach Eurocode*. Bauingenieur, Band 87.
- Hertwig, O. (1933): *Die Spannung in Schweißnähten*. Stahlbau, Heft 21.
- Hesse, T. (2017): *Altstähle im Stahlwasserbau*. Kolloquium. Bundesanstalt für Wasserbau.
- Hilpert (1930): *Der neue Entwurf zu „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“*. Stahlbau, Heft 9.
- Hobbacher, A. (2014): *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*. doc. XIII-24600-13/XV-1440-13. International Institute of Welding, Paris.
- Hoffmann, E. (1979): *Berechnung von Eisenbahnbrücken – etwas leichter gemacht*. Nachtrag zu Stahlbau, DB-Archiv, S.251-257.
- Hoppe, C. J. (1928): *Vergleich und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern*. Stahlbau, Heft 19.
- Karner (1928): *Ästhetische Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbrückenbau*. Stahlbau, Heft 16+17.
- Karig, J. (1934): *Neuere Stahlbrücken der deutschen Reichsbahn*. Ernst & Sohn Berlin.
- Kayser, H. (1930): *Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht*. Stahlbau, Heft 13.
- Kayser; Herzog (1934): *Über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht*. Stahlbau, S.113ff.
- Klinge (2008): *Risikoakzeptanzkriterien (RAK) bei potentiellen Sicherheitsmängeln (PSM)*. Vortrag Deutsche Bahn AG: unveröffentlicht.
- Klingenberg (1948): *Stahlbau-Tagung Stuttgart 1948*. Tagungsband, Heft 5, Walter Dorn Verlag.
- Klöppel, K. (1938): *Das Verhalten längsbeanspruchter Schweißnähte und die Frage der Zusammenwirkung von Betriebs- und Schrumpfspannungen*. Stahlbau 11, Heft 14/15, S.105ff.
- Klöppel, K. (1947): *Über Bruchfestigkeiten geschweißter Stahlbauten*. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig.
- Klöppel, K. (1951): *Werkstoffmechanik und Sicherheit geschweißter Stahlkonstruktionen*. Schweißen und Schneiden 3, Sonderheft November, S.81ff.
- Kloos, K.; Thomala, W. (2007): *Schraubenverbindungen*. Springer-Verlag.
- Knödel, P. (2006): *Rechnerische Ermüdungsnachweise für geschweißte Bauteile*. Schulungsunterlage SLV Mannheim.
- Koch, W. (1955): *Brückenbau, Teil 1: Planung der Brücken, Lastannahmen, Massivbrücken*. Verlag Teubner, Stuttgart.

Kolbitsch, A. (1989): *Sicherheitskonzepte bei der Tragwerksbemessung. Altbaukonstruktionen. Praxis der Erhaltung von Bauten.* Springer, Wien.

Kollmar, A. (1958): *Vorschriften und Normen des Stahlbaues.* Deutscher Ausschuss für Stahlbau 1908 – 1958, Stahlbauverlag, Köln, S. 73-76.

Kollmar, A.; Jacoby, K. (1954): *Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) – Neuerungen der Ausgabe 1951.* Stahlbau 54.

Kommerell, O. (1933): *Über den augenblicklichen Stand des Schweißens von Stahlbauten.* Stahlbau, Heft 6.

Kommerell, O.; Bierett, G. (1934): *Über die statische Festigkeit und die Dauerfestigkeit genieteteter, vorbelasteter und unter Vorlast durch Schweißung verstärkter Stabanschlüsse.* Stahlbau, Heft 11.

Kommerell, O. (1935): *Die Auswertung von Dauerfestigkeitsversuchen mit geschweißten Verbindungen.* Zürich.

Kommerell, O. (1935): *Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken.* Stahlbau, Heft 20.

Kommerell, O. (1938): *Die neuen Lieferbedingungen für St 52 als Folge neuerer Versuche und Erfahrungen.* Stahlbau, Heft 7/8.

Kommerell, O. (1940): *Untersuchungen zu den Schadensfällen,* Heft 1.

Kommerell, O. (1942): *Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten.* Ernst & Sohn.

Kotte, K. L.; Eulitz, K. (2003): *Datensammlung Betriebsfestigkeit – Zuverlässigkeit von Lebensdauerschätzungen.* Werkstofftechnik 2003, 34, No. 9.

Kraemer (1951): *Die Schweißbarkeit der Baustähle.* Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 11.

Krauschneider, W. (2001): *Betriebsfestigkeitsnachweis geschweißter Eisenbahnbrücken der DB.* München: unveröffentlicht.

Krusch, P. (1913): *Die Versorgung Deutschlands mit metallischen Rohstoffen.* Leipzig, Verlag von Veit & Comp.

Kuntze, W. (1959): *Thermodynamik des Sprödbruchs und ihre Anwendung im Stahlbau.* Heft 20a, Stahlbau-Verlags GmbH Köln.

Kupfer, H. (1978): *Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke.* Beiträge zum 43. SFB-Kolloquium, Technische Universität München.

Kuscher, G. (2009): *Sanierung alter Stahlkonstruktionen – ist Altstahl schweißgeeignet?* Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.), Stahl(wasser)bau - Wohin geht der Weg?.

Lohmann (1938): *Fortschritte in der Schweißtechnik.* Stahl und Eisen 58, Heft 36, S.976ff.

Malisius, R. (1957): *Schrumpfungen, Spannungen und Risse beim Schweißen.* Braunschweig: Vieweg.

- Matting, A. (1933): *Kritik an Prüfverfahren für Schweißverbindungen*. Stahlbau, Heft 24.
- Matting, A.; Koch, W. (1938): *Fortschritte der Elektroschweißtechnik*. Elektroschweißung 9, Heft 11, S.216ff.
- Matousek, R. (1957): *Konstruktionslehre des allgemeinen Maschinenbaus*. Springer-Verlag.
- Mehdianpour, M. (2002): *Lebensdauervorhersage von ermüdungsbeanspruchten Stahltragwerken mit Hilfe von Monitoring und begleitenden Versuchen*. Promotionsschrift, Technische Universität Braunschweig.
- Mensingher, M. et al. (2021): *Überarbeitung des Betriebszeitintervallnachweises der Ril 805*. Stahlbau 90, Heft 2, S. 93–105.
- Meschke, G.; Hommel, H. (2009): *Lebensdaueranalysen zyklisch beanspruchter Stahltragwerke – Müde Metalle*. RUBIN Institut für Werkstoffe der Ruhr-Universität Bochum.
- Neese, M. (1929): *Schweißen im Stahlbau*. Stahlbau, Heft 14.
- Niederstraßer, J. (2020): *Funkenemissionsspektrometrie und Seltene Erden – Grundlagen des Verfahrens und analytische Leistungsmerkmale*. Spektroskopie.
- Nussbaumer, A.; Günther, H.-P. (2006): *Grundlagen und Erläuterung der neuen Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3*. Stahlbaukalender 2006, Ernst & Sohn.
- Oelert, K. et al. (1947): *Stahlbautagung Hannover 1947*. Tagungsband, Heft 2, Walter Dorn Verlag.
- Oelert, K. et al. (1948): *Stahlbautagung Stuttgart 1948*. Tagungsband, Heft 5, Walter Dorn Verlag.
- Olivier, R.; Ritter, W. (1979): *Erstellung einer Kerbfalltabelle*. Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München.
- Oswald, K. et al. (1951): *Stahlbautagung Karlsruhe 1951*. Tagungsband, Heft 10, Walter Dorn Verlag.
- Petersen, C. (1993): *Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. Wiesbaden: Vieweg.
- Pfender, M. (1947): *Über die Werkstoffmechanik beim Richten von Baustahltrümmern*. Die Technik, Band 2, Nr. 6.
- Pfennigs (1951): *Die Werkstoffprüfung und Bauüberwachung der Deutschen Bundesbahn bei geschweißten Stahlkonstruktionen*. Tagesfragen des Stahlbaues im Betrieb und auf der Baustelle, Heft 11, Abhandlungen aus dem Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Köln.
- Prommersberger, G; Siebke, H. (1976): *Das Belastungsbild UIC 71, die neue Bemessungsgrundlage für den Eisenbahnbrückenbau*, DB-Archiv.
- Proske, D. (2019): *Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen*. 29. Dresdner Brückenbausymposium.
- Quel, R. (1979): *Zur Zuverlässigkeit von ermüdungsbeanspruchten Konstruktionselementen im Stahl*. Heft 14, Technische Universität München.

- Quoos, V.; Fila, R. (1998): *Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC)*. Stahlbau 67, Heft 8, S.642-650.
- Quoos, V.; et al. (2000): *Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken*. Stahlbau 69, Heft 1, S.10-24.
- Radaj, D.; Vormwald, M. (2007): *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure*. 3. Auflage, Heidelberg: Springer-Verlag.
- Rasch, M. et al. (2009): *Das Thomas-Verfahren in Europa, Entstehung – Entwicklung – Ende*. Verlag Klartext.
- Ristow, A. et al. (1936): *Ueber die Wirkung des Phosphors auf die Eigenschaften von basischem unlegiertem Stahl*. Stahl und Eisen, Heft 32, S.889-899.
- Ritter, H. (1929): *Fortschritte beim Schweißen von Stahlkonstruktionen*. Stahlbau, Heft 26.
- Ruge, J.; Wohlfahrt, H. (2007): *Technologie der Werkstoffe*. 8. Auflage, Vieweg.
- Rukwied, H. (1933): *Brückenästhetik*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Sahling, B.; Latzin, K. (1952): *Die Schweißtechnik des Bauingenieurs*. Springer Verlag.
- Scacco, F. et al. (2022): *Comparison between PSM and IBESS approaches for the fatigue life estimation of weldments*. Welding in the world, Springer-Verlag.
- Schächterle, K. (1929): *Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung*. Stahlbau, 2. Jahrgang, Hefte 11+12.
- Schächterle, K. (1939): *Betrachtungen über geschweißte Brücken*. Bautechnik 17, Heft 4, S.46ff.
- Schaper, G. (1930): *Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb*. Bautechnik 8, S.323.
- Schaper, G. (1934): *Feste stählerne Brücken*, 6. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn.
- Schaper, G. (1938): *Der hochwertige Baustahl St 52 im Bauwesen*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Schaper, G. (1938): *Internationale Aussprache in Zürich über die Schweißtechnik im Brückenbau*. Bautechnik 16, Heft 26.
- Schaper, G. (1940): *Das Schweißen im Brückenbau und im Ingenieurhochbau*. Verlag Otto Elsner, Berlin, Wien, Leipzig.
- Schaper, G. (1949): *Stählerne Brücken*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Scheer, J. (1997): *Einstürze von Bauwerken – Fakten, Ursachen, Folgen*. Abhandlungen der Braunschweigischen Wissenschaftlichen Gesellschaft, Band 48.
- Scheer, J. (2000): *Versagen von Bauwerken*. Ernst & Sohn.
- Schmuckler, H. (1931): *Dresdner Versuche der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Deutschen Stahlbau-Verbandes mit geschweißten Stahlkonstruktions-Verbindungen*. Stahlbau 4, Heft 12, S.133-144.

- Schneider (1937): *Schweißungen von größeren Konstruktionen im Stahlbau unter Berücksichtigung der Schrumpfwirkungen*. Elektroschweißung 8, Heft 12, S.221ff.
- Schulz, E.; Wimmer, A. (1929): *Die Eigenschaften von Thomas-Schienenstahl*. Stahl und Eisen, Heft 12.
- Schulz, E. H. (1948): *Geschweißter Stahlbau 1948 – Wo stehen wir? Was läßt die Weiterentwicklung erwarten?*, Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 5, Stahlbau-Tagung Stuttgart 1948, S. 38 – 47.
- Schulz, E.H. (1950): *Die Autogenverfahren*. Schweißen und Schneiden 2, Heft 6, S.125ff.
- Schulz, H. H.; Zeyen, K. L. (1954): *Die Schweißbarkeit der Stähle*. Bauingenieur 29, Heft 10, S.366ff.
- Schulze, G. (2010): *Die Metallurgie des Schweißens*. Springer-Verlag.
- Schuster, J. et al. (2019): *Ertüchtigung alterungsgeschädigter Baustähle durch gezielte Wärmebehandlungsmassnahmen*. Schweißtechnik Soudure, Heft 04.
- Schütz W. (2004): *Zur Geschichte der Schwingfestigkeit – A History of Fatigue*. DVM-Sonderheft 04, Deutscher Verband für Materialforschung und –prüfung e.V., Berlin.
- Schwarz (1929): *Bemerkenswerte Wiederverwendung von alten Brückenkonstruktionen*. Stahlbau, Heft 24.
- Sedlacek, G.; Kühn, B. (2006): *Kommentar zur DAST-Richtlinie 009 Stahlsortenauswahl für geschweißte Stahlbauten*. Stahlbau-Kalender 2006, Ernst & Sohn, Berlin.
- Seegers (1938): *Werkstoffersparnis durch Schweißung im Stahlbau*. Elektroschweißung 9, Heft 10, S.187ff.
- Seifert (1949): *Die Güte der Lichtbogenschweißung in Abhängigkeit von der Ausbildung und Überwachung der Schweißer*. Schweißen und Schneiden 1, Heft 10, S.174ff.
- Sieber, L. et al. (2020): *Das Schweißen alter Flussstähle*. Stahlbau, April 2020.
- Siedler, E. (1951): *Baustofflehre*. Druckhaus Tempelhof, Berlin.
- Smith, D. W. (1976): *Bridge failures*. Proc. Instn. Engrs., Part 1, 60, S. 367-382.
- Sonsino, C. M. (2008): *Betriebsfestigkeit – Eine Einführung in die Begriffe und ausgewählte Bemessungsgrundlagen*. MP Materials Testing 50 (2008), Carl Hanser Verlag, München.
- Sonsino, C. M. (2005): *Skript Einführung Betriebsfestigkeit*. Darmstadt: Fraunhofer-Institut für Betriebsfestigkeit und Systemzuverlässigkeit LBF.
- Stamm, C. (1952): *Brückeneinstürze und ihre Lehren – Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik*. Nr. 24, ETH Zürich. Zürich: Leemann Verlag.
- Steffen, S. et al. (2022): *Erläuterungen zur aktuell überarbeiteten Richtlinie 805 zur Bewertung von Ingenieurbauwerken der Deutschen Bahn*. Stahlbau 91, Heft 2, S.133-148.
- Steffen, S. (2021): *Historie der Ril 805 „Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken“*. Stahlbau 90, Heft 2, S. 84–92.

Steinhardt, O.; Möhler, K. (1954): *Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau 1. Teil*. Heft 18, Stahlbau-Verlags GmbH Köln.

Steinhardt, O.; Möhler, K. (1969): *Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau 4. Teil*. Heft 25, Stahlbau-Verlags GmbH Köln.

Stelling, E. G. (1928): *Versuche und Berechnung von elektrisch verschweißten I-Trägern*. Stahlbau, Heft 3.

Stier, W.; Schacknies, H.O. (1987): *Zehn Jahre Lastbild UIC 71 – Ergänzung des Lastbildes für die Berücksichtigung von Schwertransporten*. ETR 36, Heft 3, S.173-178.

Stranghöner, N. (2006): *Werkstoffwahl im Stahlbrückenbau*. Habilitationsschrift, Forschungsbericht 4/2006, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf.

Strehlow, W. (1926): *Neuere Schweißverfahren und Gestaltung*. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure (ZVDI) 70, No. 40, S. 1317-1323.

Thümecke, M. (1929): *Die Verstärkung der Wiedbrücke*. Stahlbau, Heft 4.

Tölle, F. (2013): *Eigenspannungsreduktion in strahlgeschweißten Nähten mittels Spannungsumlagerung durch den Einsatz defokussierter Elektronen- bzw. Laserstrahlen*. BAM-Dissertationsreihe, Band 105.

Vater, M. (1934): *Über die Elastizität der metallischen Werkstoffe und ihre Veränderung durch eine Wechselbeanspruchung*. Promotionsschrift Technische Hochschule Stuttgart.

Voormann, F. et al. (2006): *Die ersten geschweißten Stahlbrücken in Deutschland*. Stahlbau 75, Heft 4.

Vormwald, M. (2009): *Betriebsfestigkeit*. Skript, Fachgebiet Werkstoffmechanik, FB 13, Technische Universität Darmstadt.

Vormwald, M. (2010): *Betriebsfestigkeit*. Skript, Fachgebiet Werkstoffmechanik, FB 13, Technische Universität Darmstadt.

Warkenthin, W. (1982): *Kritik an der Theorie von Corten-Dolan und Schlußfolgerungen für den Betriebsfestigkeitsnachweis*. Technische Mechanik 4, Heft 2.

Wasmuth (1939): *Neuere Erkenntnisse zum Schweißen von St 52*. Bautechnik 17, Heft 7, S.85ff.

Weber, W.; Safian, J. (1984): *Brückentechnische Gesichtspunkte bei der Einführung von Streckenklassen bei der Deutschen Bundesbahn*. Schienen der Welt 15.12, S.31-37.

Weber, W. (1984): *Das brückentechnische Beurteilungsverfahren von Schwerwagensendungen bei der Deutschen Bundesbahn*. Schienen der Welt 15.3, DB-Archiv, S.33-41.

Weber, W. (1992): *Das Lambda-Beta-Verfahren auf der Grundlage gesplitteter Sicherheitsbeiwerte*. ETR-Eisenbahntechnische Rundschau 41, S.97-102.

Weber, W. (1998): *Schwingbeiwerte und sogenannte „dynamische Beiwerte“ („Schwingfaktoren“) von Eisenbahnbrücken*. Stahlbau 67, S.659-666.

Weber, W. (1999): *Die gewölbte Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung*. Dissertation, Technische Universität München.

Wellinger, K.; Ludwig, N. (1951): *Abbau von Schweißseigenspannungen durch fortschreitende Erwärmung unter 200°C*. Schweißen und Schneiden 3, Heft 11, S.344ff.

Wellinger, K. (1953): *Möglichkeiten des Abbaus von Schweißspannungen*. Schweißen und Schneiden 5, Sonderheft 1953, S.1-5.

Werner (1939): *Über den Zusammenhang zwischen Stahleigenschaften und Schweißbarkeit von Stählen*. Elektroschweißung 10, Heft 4, S.61ff.

Wilken, R.-D. (2015): *Risikokompetenz. Beurteilung von Risiken*.

Wernecke (1929): *Verstärkung einer Stahlbrücke mit Hilfe des Schweißverfahrens*. Stahlbau 2, Heft 26, S. 305.

Will, G. (1954): *Gefahren der Werkstoffalterung*. Jahrbuch Verein deutscher Revisions-Ingenieure.

Zerbst, U. (2015): *Analytische bruchmechanische Ermittlung der Schwingfestigkeit*. Schlussbericht zum IGF-Vorhaben 17518 N/1, Bundesanstalt für Materialforschung und – prüfung Berlin.

Zeyen, K. L. (1939): *Versuche mit Prüfverfahren zur Ermittlung der Verformungsfähigkeit von Mehrlagenschweißungen an weichem Flußstahl*. Elektroschweißung 10, Heft 2, S.21ff.

Zeyen, K. L. (1939): *Über Forschungsarbeiten zur Entwicklung von Schweißelektroden, insbesondere für den Stahlbau*. Stahlbau 11, Heft 6-8.

Zeyen, K. L. (1949): *Neue Erkenntnisse und Entwicklungen beim Schweißen von Eisenwerkstoffen*. Carl Hanser Verlag, München.

Zeyen, K. L. (1949): *Die Entwicklung der Schweißtechnik, statistisch betrachtet*. Schweißen und Schneiden 1, Heft 7, S.105ff.

Normen und Richtlinien

DIN-Fachbericht 101:2009-03 Einwirkungen auf Brücken.

DIN-Fachbericht 103:2009-03 Stahlbrücken.

DIN 15018-1:1984-11 Krane, Grundsätze für Stahltragwerke, Berechnung.

DIN 4132:1981-02 Kranbahnen; Stahltragwerke; Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung.

DIN 17100:1987-12 Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Stählen für den allgemeinen Stahlbau.

DIN 1910-100:2008-02 Schweißen und verwandte Prozesse Begriffe - Teil 100: Metallschweißprozesse mit Ergänzungen zu DIN EN 14610:2005, 2010.

DIN EN ISO 857-1:2002-11 Schweißen und verwandte Prozesse - Begriffe - Teil 1: Metallschweißprozesse.

DIN EN 10025-1:2005-02 Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10025-1:2004.

DIN EN 10025-2:2019-10 Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle; Deutsche Fassung EN 10025-2:2019.

DIN EN 10025-3:2019-10 Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle; Deutsche Fassung EN 10025-3:2019.

DIN EN 10025-4:2023-02 Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 4: Technische Lieferbedingungen für thermomechanisch gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle; Deutsche Fassung EN 10025-4:2019+A1:2022.

DIN EN ISO 13920:2023-08 Schweißen – Allgmeintoleranzen für Schweißkonstruktionen – Längen- und Winkelmaße, Form und Lage; Deutsche Fassung EN ISO 13920:2023.

DIN EN ISO 15607:2020-02 Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe - Allgemeine Regeln.

DIN EN ISO 4063:2011-03 Schweißen und verwandte Prozesse - Liste der Prozesse und Ordnungsnummern.

DIN EN 1991-2/NA:2012-04 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

DIN EN 1991-2:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.

DIN EN 1993-2:2010-12 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken, Deutsche Fassung EN 1993-2:2006 + AC:2009.

DIN EN 1993-2/NA:2022-02 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken.

DIN EN 50126:2018-10 Bahnanwendungen – Spezifikation und Nachweis von Zuverlässigkeit, Verfügbarkeit, Instandhaltbarkeit und Sicherheit (RAMS).

DAST-Ril 009:2008-05 Stahlsortenauswahl für geschweisste Stahlbauten, Deutscher Ausschuss für Stahlbau.

DAST-Ril 014:1981-01 Empfehlungen zum Vermeiden von Terrassenbrüchen in geschweissten Konstruktionen aus Baustahl, Deutscher Ausschuss für Stahlbau.

DS 804 Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke; B6, 2000.

Ril 804 Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten, DB AG, 2013-2023.

Ril 805 Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken, DB AG, 1999-2023.

DBS 918 002-2:2022-07 DB Standard: Technische Lieferbedingungen für Warmgewalzte Erzeugnisse für den Eisenbahnbrückenbau, DB AG.

AK 25 t Anforderungskatalog für die Erhöhung der Radsatzlasten auf 25 t, DB AG.

ZTV-ING Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Bundesanstalt für Straßenwesen BASt, 2022.

ZTV-TB (HPA):2022-06 Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Technische Bearbeitung.

EU-Verordnung 352/2009 über die Festlegung einer gemeinsamen Sicherheitsmethode für die Evaluierung und Bewertung von Risiken.

EU-Verordnung 402/2013 gemeinsame Sicherheitsmethode für die Evaluierung und Bewertung von Risiken.

UIC-Merkblatt 700 Klassifizierung von Linien – resultierende Lastgrenzen für Wagen

Alte Vorschriften der Reichsbahn-Gesellschaft und der Deutschen Bundesbahn	
Dienstvorschriften	
307	Verzeichnis der zulässigen Achs- und Meterlasten für Wagen (VAM) im Zusammenhang mit der "TE-Sammlung" der RIV
803a	Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer (BÜP)
804	Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)
805	Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE)
806	Anleitung für die Bauüberwachung von Stahlbauwerken auf der Baustelle (Bau St)
811	Vorschriften für das Befördern von Schwerfahrzeugen
827	Technische Vorschriften für Stahlbauwerke (TVSt)
848	(Vorläufige) Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken
905	Vorschriften für die Stoffprüfung, Bauüberwachung und Güteprüfung (Abnahme) auf den Lieferwerken (Avo)
909	Anweisung für Röntgen-Untersuchungen
Drucksachen	
458/ III	Schwerwagenrichtlinie
908 15	Das Schweißen von Stahl und Stahlguß
908 19	Vorläufige Richtlinien für die Behandlung von Azetylenanlagen und Gasflaschen für Azetylen und Sauerstoff bei der Deutschen Bundesbahn
918 02	Technische Lieferbedingungen für Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl, Schraubenstahl, Nietstahl und dgl.
918 156	Technische Lieferbedingungen für Baustahl St 52 und Nietstahl St 44
918 162	Technische Lieferbedingungen für Baublech, Flußstahl gewalzt, 5 mm dick und darüber (Grobbleche)
919 27	Vorläufige technische Lieferbedingungen für Stahl-Schweißdraht für Verbindungs- und Auftragsschweißungen an genormten Stahlsorten nach dem Gas- und Lichtbogen-Schmelzschweißverfahren mit Anhang für Brückenschweißdrähte
974 07	Merkblatt für das Maschinen-Brennschneiden
3070	Übersicht über die Befahrbarkeit der Strecken wegen Brücken und Oberbau
Deutsche Normen	
DIN 120	Berechnungsgrundlagen für Stahlbauteile von Kranen und Kranbahnen, Blatt 1, Zusatzblatt Nov. 1942
DIN 1045	Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton
DIN 1612	Flußstahl gewalzt, Formstahl, Stabstahl, Breitflachstahl
DIN E 1910	Schweißen. Begriffsbestimmungen für Verfahren
DIN E 1911	Schweißen. Nahtformen
DIN E 1912	Schweißen. Sinnbilder für Zeichnungen
DIN Vornorm 1913	Schweißdraht für Lichtbogen- und Gasschweißung von Stahl, Tech. Lieferbedingungen
DIN 1914	Richtlinien für die Prüfung von Schweißverbindungen mit Röntgen- und Gammastrahlen
DIN 4100	Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten
DIN 4101	Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken
DIN 4115	Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau
DIN 17100	Warmgewalzte Erzeugnisse aus unlegierten Baustahl für den allgemeinen Stahlbau
DIN 54110	Richtlinien für die technische Röntgen- und Gamma-Durchstrahlung von metallischen Werkstoffen
DIN Vornorm	DVM-Prüfverfahren A 122: Mechanische Prüfung von Schweißverbindungen Kerbschlagversuche

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Bewertungsstufen zur Ermittlung der Tragsicherheit nach Ril 805 (2023)	19
Tabelle 2:	Charakteristische Werte M_k für Walzstahl, Schrauben und Niete in N/mm ² (Ril 805 2023) ...	19
Tabelle 3:	Zusammenstellung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und γ_B (Ril 805 2023)	20
Tabelle 4:	Korrekturfaktor ρ_3 bei einer Begegnungshäufigkeit $\rho_B = 12,5\%$ (Ril 805 2023).....	23
Tabelle 5:	Zeitlicher Ablauf und Inhalte zur Entwicklung der ersten Vorschriften für Eisenbahnbrücken (Karig 1934)	27
Tabelle 6:	Zugelassene Schweißverfahren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (Heft 15 - Vorschrift 1927).....	30
Tabelle 7:	Chemische Zusammensetzung des St 37 Normalgüte Ende der 1920er Jahre (Gassner 1929)	48
Tabelle 8:	Chemische Zusammensetzung des höherwertigen Baustahls St Si (Gassner 1929)	52
Tabelle 9:	Zusammensetzung des Union-Baustahls (Schulz 1928)	53
Tabelle 10:	Grenzwerte für St 52 für Streckgrenze und Bruchdehnung (Gassner 1929).....	55
Tabelle 11:	Zusammenstellung der Parameter für die Materialbestellung von Schweißkonstruktionen aus St 37, getrennt für Hochbauten nach DIN 4100 und für Eisenbahnbrücken der Bundesbahn nach DV 848 (Kraemer 1951)	56
Tabelle 12:	Chemische Zusammensetzung der verwendeten Stähle (Kommerell 1940)	72
Tabelle 13:	Neu festgelegte chemische Zusammensetzung des St 52 (Kommerell 1940).....	73
Tabelle 14:	Chemische Zusammensetzung des Grundwerkstoffes St 52 der Autobahnbrücke Rüdersdorf (Kommerell 1940).....	76
Tabelle 15:	Chemische Zusammensetzung und Schmelzschweißbarkeit (Kommerell 1940)	77
Tabelle 16:	Zulässige Spannungen für Nietverbindungen nach BE (1925)	88
Tabelle 17:	Verschiedene Abkürzungen für Thomasgüten (aus DB-Bestandsunterlagen)	106
Tabelle 18:	Vergleich Thomasstahl vs. Siemens-Martin-Stahl (DB-interne Auswertung).....	107
Tabelle 19:	Kennwerte der Definitionsgüterwagen der UIC-Streckenklassen (UIC-Merkblatt 700; Weber, Safian 1984).....	116
Tabelle 20:	Erläuterung zu den Lastmodellen SW/0 und SW/0 (DIN-EN 1991-2).....	117
Tabelle 21:	Zusammenstellung der einzelnen Klassen des Lastklassenbeiwertes (DIN EN 1991-2).....	118
Tabelle 22:	Zusammenstellung der anzusetzenden Lastfaktoren (Hennecke, Mölter 2012)	119
Tabelle 23:	Übersicht der Schadensfälle inkl. Unterteilung in Deutschland nach Bahn und Straße der letzten 150 Jahre (Scheer 2000).....	141
Tabelle 24:	Schadensfälle an DB-Brücken während der Bau- und Betriebsphase - ohne Fremdeinwirkung (Scheer 2000)	142
Tabelle 25:	Definition der Zustandskategorien (ZSK) gemäß Ril 804.8001 (2023)	153
Tabelle 26:	Zusammenstellung der vor- und nachteilig wirkenden Faktoren	161
Tabelle 27:	Risikobewertungsmatrix.....	163
Tabelle 28:	Clusterung der nachteilig wirkenden Faktoren	165

Tabelle 29: Einstufung der Gruppen nach ihrem Risikopotenzial.....	165
Tabelle 30: Festlegung der Grenzkriterien, ab welcher das Risiko nicht mehr tolerierbar ist.....	167
Tabelle 31: Darstellung der Kriterien je Eingruppierung	167
Tabelle 32: Darstellung der vorliegenden Faktoren	168
Tabelle 33: Darstellung der vorliegenden Kriterien in den Gruppen 1 bis 3	169
Tabelle 34: Einordnung (roter Kreis) des Ergebnisses	169

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1:	Darstellung der Vorgehensweise	6
Abb. 2:	Entwicklung des Brückenbestandes im Eisenbahnverkehr in Deutschland mit Unterteilung nach Bauarten (IZB 2022)	8
Abb. 3:	Entwicklung des Brückenbestandes im Eisenbahnverkehr – (DB DiMaRB 2019)	11
Abb. 4:	Darstellung der Anzahl stählerner Eisenbahnbrücken nach Verbindungsart, in Betrieb genommen zwischen 1930 bis 1975 (DB-SAP R/3)	11
Abb. 5:	Darstellung der vereinfachten Form der Wöhlerlinie (Schütz 2004)	12
Abb. 6:	Übersicht zur Einteilung der Betriebsfestigkeit (Sonsino 2008).....	14
Abb. 7:	Definition der Spannungen mit Darstellung des Einflusses von Zugeigenspannungen (Haibach 2006)	15
Abb. 8:	Kerbbarten der Kerbwirkung (Radaj 2007)	16
Abb. 9:	Abminderungsfaktor α für Einfeld- und Durchlaufträger.....	17
Abb. 10:	Korrekturfaktor ρ_1	21
Abb. 11:	Verschiedene Schadenshypothesen (Hobbacher 2014).....	22
Abb. 12:	Schaubild der zulässigen Spannungen bei geschweißten Brücken (DV 848 1935)	24
Abb. 13:	zulässige Spannungen für geschweißte Brücken aus St 37 (links) und St 52 (rechts) (DV 848 1951)	32
Abb. 14:	Darstellung Elin-Hafergut-Verfahren – Prinzipskizzen (Sahling 1953)	36
Abb. 15:	Funktions- und Arbeitsweise des Ellira-Schweißverfahrens (Sahling 1953).....	37
Abb. 16:	Auswahl zulässiger Schweißprozesse inkl. Angabe der jeweils gültigen Normen (Petersen 2013)	40
Abb. 17:	unterschiedliche Stoßformen (Petersen 2013)	41
Abb. 18:	Darstellung der unterschiedlichen Bereiche der Wärmeeinflusszone (Petersen 1993)	43
Abb. 19:	Verfahren zur Verringerung der Kerbschärfe (DIN EN 1993-2).....	44
Abb. 20:	Möglichkeiten zur positiven Beeinflussung auf die betriebsfestigkeitsrelevanten Eigenspannungen (in Anlehnung an DIN EN 1993-2)	44
Abb. 21:	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld [Stahlbau Bautechnik 1928, Heft 9, S.107].....	51
Abb. 22:	Verbindungen in Niet- und Schweißkonstruktion (Matousek 1957).....	63
Abb. 23:	erste vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke, röntgengraphische Untersuchung (links) und dynamische Belastungsprobe durch Erschütterungsmaschine, Bauart Späth-Losenhausen (rechts) (Karig 1934)	65
Abb. 24:	erste vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke, in nicht in Betrieb befindlicher Umgehungsbahn bei Münster (links) (Sahling 1952), in endgültiger Lage (rechts) (Karig 1934)	65
Abb. 25:	fertig gestellte Siegbrücke bei Eiserfeld (Karig 1934).....	66
Abb. 26:	schematische Darstellung einer Eisenbahnbrücke kurzer Stützweite mit offener Fahrbahn (Petersen 1993).....	69

Abb. 27:	Kombinierter Brems- und Schlingerverband, eingleisige EBR (oben) und zweigleisige EBR (unten) (Petersen 1993).....	70
Abb. 28:	Rissstelle nach magnetischen Durchfluten und Teilfreilegung durch Anschleifen der Schweißnaht (links) und Querschnitt der Rissstelle (rechts) (Kommerell 1940).....	71
Abb. 29:	Änderung des Spannungsbildes bei Verringerung der Probengeometrie (Kommerell 1940)	74
Abb. 30:	Autobahnbrücke bei Rüdersdorf (links) und Riss im Hauptträger der Brücke (rechts) (Kommerell 1940)	75
Abb. 31:	Detailansichten Untergurtbereiche der Autobahnbrücke Rüdersdorf	75
Abb. 32:	Einfluss räumlicher Spannungszustände auf das Formänderungsschaubild nach <i>Ludwik</i> (links) und Darstellung des einachsigen Spannungszustandes (Mitte) und des mehrachsigen Spannungszustandes (rechts) (Kommerell 1940)	78
Abb. 33.:	Aufschweißbiegeprobe mit vorgegebenen Abmessungen nach DS 918 02.....	87
Abb. 34:	Darstellung der geschweißten und hybriden Eisenbahnbrücken in Deutschland, zwischen 1940 – 1950 in Betrieb gegangen	96
Abb. 35:	Beispiel einer Stahlbrücke mit orthotroper Fahrbahnplatte (Albrecht 2005).....	96
Abb. 36:	Eigenschaften und Arten des Eisens (Siedler 1951)	99
Abb. 37:	Stickstoffkollektive nach Thomasschmelzen eines Werkes (nach K. Daeves).....	102
Abb. 38:	Vergleich Stahlsorten	112
Abb. 39:	Darstellung der mittleren Tagesmitteltemperatur (in Grad Celsius) im Winter in Deutschland zwischen 1881/ 1882 bis 2021/ 2022 (Trends der Lufttemperatur Umweltbundesamt)	113
Abb. 40:	schwerer Lastenzug N von 1922	114
Abb. 41:	schwerer Lastenzug S (BE 1951).....	113
Abb. 42:	Darstellung des Lastbildes UIC 71	114
Abb. 43:	Darstellung der Regellastenzüge für Eisenbahnbrücken von 1859 bis heute anhand des maximalen Biegemoments in [tm] am Einfeldbalken (Kollmar u. Jacoby 1954 / Nordmann DB 2022)	117
Abb. 44:	Entwicklung der Eigenspannung bei Dauerbelastung (DB-Bericht 5.12.1953)	120
Abb. 45:	Belastungskollektive.....	122
Abb. 46:	Erläuterung Wirkungsweise der Vorbelastung (Quelle: DS 804 B6 Bild 63, S. 218).....	122
Abb. 47:	Vergleich einiger wichtiger Parameter der drei Generationen	122
Abb. 48:	Entwicklung des globalen Sicherheitsbeiwertes γ für stählerne Eisenbahnbrücken (St 37 bzw. vgl. Stahlsorten; Lastfall H; Zug, Biegezug) (Weber 1992) mit Darstellung der drei Generationen	123
Abb. 49:	„trial and error“-Methode (Weber 1992)	124
Abb. 50:	Entwicklung des globalen Sicherheitsbeiwertes γ für stählerne Eisenbahnbrücken (St 37 bzw. vgl. Stahlsorten; Lastfall H; Zug, Biegezug) (Weber 1992)	129
Abb. 51:	Ziele und Inhalte der EU-Sicherheitsrichtlinie (Heidl 2015)	131
Abb. 52:	Risikomanagementverfahren nach CSM-RA (Heidl 2015).....	133

Abb. 53:	Risikoakzeptanzkriterium anerkannte Regeln der Technik (Heidl 2015)	146
Abb. 54:	Zusammenfassung der Inhalte zur gesamtheitlichen Bewertung	147
Abb. 55:	Vorgehensweise Bewertungsmethode in Abhängigkeit von der Restnutzungsdauer und der Zustandskategorie (ZSK)	149
Abb. 56:	Bezeichnungen verschiedener Verbindungsarten stählerner Eisenbahnbrücken im Bauwerksbuch (Ril 804.8001V01)	150
Abb. 57:	Risikomatrix mit bildlicher Darstellung der bewerteten Einzelfaktoren aus Tabelle 24	150
Abb. 58:	Darstellung des Grenzzrisikos [Deutsche Bahn AG, Projekt RAK-PSM, 2008]	152
Abb. 59:	Darstellung des Bereiches des Grenzzrisikos (Deutsche Bahn AG, Projekt RAK-PSM, 2008) ..	154