

DISSERTATION

BEITRAG ZUR BEURTEILUNG STÄHLERNER EISENBAHNBRÜCKEN UNTER BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER RESTNUTZUNGSDAUERANALYSE UND DES BETRIEBSZEITINTERVALLNACHWEISES

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Francesco Aigner
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Constanze Kronfuß
9525975

Wien, November 2009

BAND 1

INHALTSVERZEICHNIS

BAND 1

1. EINLEITUNG	1-1
1.1. PROBLEMSTELLUNG	1-1
1.2. ANWENDUNGSBEREICH	1-6
1.3. VORSTELLUNG DER ZUR UNTERSUCHUNG KOMMENDEN NORMEN	1-7
1.4. VORSTELLUNG DER ZUR UNTERSUCHUNG KOMMENDEN STATISCHEN BERECHNUNGEN BESTEHENDER BRÜCKEN	1-10
1.5. ENTWICKLUNGEN IM EISENBahnSTAHlBRÜCKENBAU - EINTEILUNG DER BRÜCKEN IN ZEITLICHE ABSCHNITTE.....	1-11
1.5.1. <i>Stahlbrückenbau von 1870 bis 1887</i>	1-11
1.5.2. <i>Stahlbrückenbau von 1887 bis zum Ende des Zweiten Weltkrieges</i>	1-11
1.5.3. <i>Stahlbrückenbau der Nachkriegsjahre</i>	1-13
1.6. BRÜCKENSYSTEME UND EINZELBAUTEILE	1-15
1.6.1. <i>Brückensysteme</i>	1-15
1.6.2. <i>Einzelbauteile</i>	1-16
1.7. ANMERKUNG.....	1-18
2. ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE DER UNTERSUCHUNGEN FÜR DIE ÖBB [E 10].....	2-19
2.1. EINWIRKUNGEN.....	2-19
2.1.1. <i>Vertikallasten</i>	2-19
2.1.1.1. Eigengewicht.....	2-19
2.1.1.2. Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr	2-20
2.1.1.3. Dynamischer Beiwert.....	2-28
2.1.2. <i>Horizontallasten</i>	2-30
2.1.2.1. Seitenstoß	2-30
2.1.2.2. Bremsen und Anfahren.....	2-31
2.1.2.3. Windlasten.....	2-31
2.2. WIDERSTÄNDE	2-33
2.3. TRAGFÄHIGKEIT	2-36

2.3.1.	<i>Sicherheitsfaktoren</i>	2-36
2.3.2.	<i>Zulässige Spannungen</i>	2-41
2.3.3.	<i>Nachweise</i>	2-41
2.3.3.1.	Auf Biegung beanspruchte Bauteile.....	2-41
2.3.3.2.	Auf Druck beanspruchte Bauteile	2-48
2.3.3.3.	Plattenbeulen	2-58
2.4.	VERBINDUNGEN	2-63
3.	AUFGABENSTELLUNG	3-65
3.1.	VOLLWAND-BALKENBRÜCKEN	3-66
3.2.	FACHWERK-BRÜCKEN.....	3-69
3.3.	FAHRBAHN	3-71
3.4.	WIND-, SCHLINGER- UND QUERVERBAND.....	3-73
4.	ERMÜDUNGSNACHWEIS UND RESTNUTZUNGSDAUERANALYSE DER HAUPTTRÄGER	4-79
4.1.	ERMÜDUNG, DAUERFESTIGKEIT, BETRIEBSFESTIGKEIT.....	4-81
4.1.1.	<i>Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit (Wöhlerlinie)</i>	4-81
4.1.2.	<i>Betriebsfestigkeit</i>	4-83
4.2.	ERMÜDUNGSNACHWEIS.....	4-86
4.2.1.1.	Vergleich der Kerbfälle	4-105
4.2.1.2.	Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Ermüdungsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN	4-112
4.2.1.3.	Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den maßgebenden Fall aus Ermüdungs- und Tragfähigkeitsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN.....	4-118
4.3.	ERMÜDUNGSNACHWEIS BESTEHENDER BRÜCKEN: RESTNUTZUNGSDAUERNACHWEIS	4-123
4.3.1.1.	Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen mit Hilfe der Ril 805/1999	4-144
4.3.1.2.	Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter genieteter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener	

Normen, Berechnung des Schadens der Vergangenheit mit Ril 805/1999, Kerbfälle für genietete Brücken nach ONR 24008/2006.....	4-153
4.4. ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE DIESES KAPITELS UND SCHLUSSFOLGERUNGEN DARAUS FÜR DIE WEITEREN UNTERSUCHUNGEN	4-157
5. ERMÜDUNGSNACHWEIS UND RESTNUTZUNGSDAUERANALYSE DER FAHRBAHNTRÄGER.....	5-161
5.1. FAHRBAHNTRÄGER (LÄNGS- UND QUERTRÄGER)	5-161
5.1.1. <i>Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis der Längs- und Querträger der Fahrbahn.....</i>	<i>5-178</i>
5.1.1.1. Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM B 4303/1994.....	5-179
5.1.1.2. Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007.....	5-184
5.1.1.3. Vergleichsrechnung Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; Vergleich ÖNORM B 4303/1994 mit ÖNORM EN 1993-2/2007	5-189
5.1.1.4. Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Einfeldträger-offene Fahrbahn; Verordnung aus dem Jahr 1904 bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007	5-190
5.1.1.5. Vergleichsrechnung Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Querträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007	5-191
5.1.2. <i>Restnutzungsdauernachweis der Längs- und Querträger der Fahrbahn....</i>	<i>5-196</i>
5.1.2.1. Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen	5-196
Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen:	5-199
5.2. VERKNÜPFUNG DER ERGEBNISSE DIESES KAPITELS MIT DEN ERGEBNISSEN VON VERSUCHEN AN BRÜCKEN IN DER LITERATUR UND SCHLUSSFOLGERUNGEN FÜR DIE WEITEREN UNTERSUCHUNGEN	5-200

6. BRUCHMECHANIK.....	6-202
6.1. GRUNDLAGEN DER BRUCHMECHANIK.....	6-202
6.1.1. <i>Linear elastische Bruchmechanik (LEBM)</i>	6-202
6.1.1.1. LEBM mit Kleinbereichsfließen	6-205
6.1.1.2. Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors mit FEM.....	6-207
6.1.1.3. Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$	6-219
6.1.2. <i>Fließbruchmechanik</i>	6-229
6.1.3. <i>Risswachstum</i>	6-231
6.1.3.1. Einfluss der Mittelspannung.....	6-232
6.1.3.2. Einfluss der Eigenspannungen auf den Rissfortschritt.....	6-234
6.1.3.3. Crack Closure Effekte	6-235
6.1.3.4. Rissfortschritt bei konstanter Schwingbreite der Spannung-Berechnung der Lebensdauer mit numerischer Integration.....	6-236
6.1.3.5. Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors.....	6-236
6.1.3.6. Rissfortschritt bei veränderlicher Schwingbreite der Spannung und der Zusammenhang mit der Miner-Regel	6-238
6.2. BESTIMMUNG BRUCHMECHANISCHER KENNWERTE	6-243
6.2.1. <i>Einleitung</i>	6-243
6.2.2. <i>K_{Ic} - Ermittlung</i>	6-245
6.2.3. <i>Kennwerte für statische Risseinleitung nach dem J-Integral-Konzept</i>	6-249
6.2.4. <i>Kerbschlagzähigkeit - Charpy V-Notch Test (CVN)</i>	6-251
6.2.5. <i>Rissfortschrittsversuche</i>	6-255
6.2.6. <i>Zusammenstellung einiger bruchmechanischer Kennwerte aus der Literatur</i> .6- 257	
6.2.7. <i>Inspektionen und zerstörungsfreie Prüfverfahren</i>	6-262
6.3. BRUCHMECHANISCHE NACHWEISE.....	6-263
6.3.1. <i>K-Konzept, J-Konzept</i>	6-263
6.3.2. <i>Failure Assessment Diagramm (FAD)</i>	6-263
6.4. PARAMETERSTUDIEN.....	6-266
6.4.1. <i>Einflussgrößen auf die Risslänge</i>	6-266
6.4.2. <i>Einflussgrößen auf das Risswachstum</i>	6-269
6.5. WERKSTOFFE ALTER BRÜCKENBAUWERKE UND DEREN EINFLUSS AUF DIE BRUCHMECHANISCHE NACHWEISE.....	6-278

6.6.	ANWENDUNG DER BRUCHMECHANIK IN DEN REGELWERKEN ZUR BERECHNUNG BESTEHENDER STAHLBRÜCKEN (RIL 805/1999), VEREINFACHTE VERFAHREN UND RECHENANSÄTZE AUS DER LITERATUR	6-288
6.6.1.	<i>Verfahren von Hensen</i>	6-288
6.6.2.	<i>Verfahren von Stötzel</i>	6-289
6.6.3.	<i>Untersuchungen von Geißler</i>	6-298
6.6.4.	<i>Richtlinie der Deutschen Bahn / 1999</i>	6-300
6.7.	EMPFEHLUNG ZUR VORGEHENSWEISE BEI DER BRUCHMECHANISCHEN UNTERSUCHUNG ALTER BRÜCKENBAUWERKE	6-310
6.8.	ANWENDUNG DER BRUCHMECHANIK AUF DIE UNTERSUCHUNGEN DIESER ARBEIT (BRÜCKEN DER ÖBB)	6-315
6.8.1.	<i>Hauptträger</i>	6-317
6.8.1.1.	Untersuchung des Winkels.....	6-317
6.8.2.	<i>Fahrbahnträger</i>	6-333
6.8.2.1.	Untersuchung des Winkels eines Querträgers.....	6-333
6.8.2.2.	Untersuchung des Winkels eines Längsträgers	6-335
7.	KORROSION	7-337
7.1.	ARTEN DER KORROSION.....	7-337
7.1.1.	<i>Korrosion bei Bauteilen mit überwiegend ruhender mechanischer Beanspruchung</i>	7-337
7.1.2.	<i>Korrosion bei Bauteilen mit wechselnder mechanischer Beanspruchung</i> ..	7-341
7.2.	KORROSION IM BRÜCKENBAU	7-343
8.	ERGEBNISSE UND SCHLUSSFOLGERUNGEN	8-348
9.	LITERATURVERZEICHNIS	9-366
9.1.	BÜCHER	9-366
9.2.	NORMEN.....	9-368
9.3.	ARTIKEL.....	9-371
9.3.1.	<i>Stahlbau und Bautechnik</i>	9-371
9.3.2.	<i>Andere Zeitschriften</i>	9-373
9.4.	DISSERTATIONEN, DIPLOMARBEITEN, SKRIPTEN.....	9-374
9.5.	PROGRAMME	375

BAND 2

ZUSAMMENFASSUNG	I
EINLEITUNG	1
BEISPIEL I: FISCHBACHBRÜCKE.....	5
BEISPIEL II: TRATTENBACHBRÜCKE.....	9
ANNEX A	Seiten 1 - 51
ANNEX B	Seiten 1-100
ANNEX C	Seiten 1-142
ANNEX T	Seiten I-XVIII

Zusammenfassung

In Österreich gibt es zahlreiche bestehende stählerne Eisenbahnbrücken die das Ende ihrer planmäßigen Nutzungsdauer erreicht haben, oder es in naher Zukunft erreichen werden. Um diese Bauwerke erhalten zu können, ist eine Bewertung der Tragfähigkeit und der Restlebensdauer notwendig. Hierbei ist es wichtig, sich mit der Ingenieurkunst aus der Zeit der Errichtung der Brücken auseinanderzusetzen. Die Kenntnis der früheren Materialien, der Fügetechniken und der Gestaltung von Konstruktionsdetails ist hierbei unablässig. Daher bilden die „alten“ Normen, frühere Literaturwerke und einige Originalstatiken alter Brücken die Grundlage dieser Arbeit.

Aufbauend auf Untersuchungen der Tragfähigkeit in einer Arbeit für die ÖBB, beschäftigt sich diese Arbeit mit der Bestimmung der Restnutzungsdauer mit Hilfe zweier Verfahren. Das erste basiert auf dem Wöhlerlinienkonzept und der Ermittlung des Ermüdungsschadens aus der Vergangenheit und der Zukunft, und das zweite basiert auf bruchmechanischen Berechnungen zum Rissfortschrittsverhalten bei schwingender Beanspruchung. Untersucht werden hierbei jene Brückensysteme und Brückenteile, die bei der Analyse der Tragfähigkeit und der Ermüdungsfestigkeit von eingleisigen, geraden Brücken, als kritisch eingestuft wurden. Diese sind die Hauptträger genieteter Vollwandbalkenbrücken mit Stützweiten bis 20 m, und genietete Fahrbahnträger von Brücken mit offener Fahrbahn. Für diese Brückensysteme werden nun Vergleichsrechnungen angestellt, die ohne Bezug auf eine spezielle Brücke, und somit ohne Kenntnis der Querschnittskennwerte, Aussagen über deren Lebensdauer liefern. Das erfolgt in Abhängigkeit vom Erbauungsjahr der Brücke, vom, der ursprünglichen Berechnung zugrunde gelegten Lastenzug und der jetzigen Belastung (LM 71), vom verwendeten Material, von der Stützweite, und bei bruchmechanischen Berechnungen zusätzlich, von den Abmessungen des kritischen Bauteiles.

Bei den Berechnungen wird davon ausgegangen, dass eine bestehende Brücke mit der zur Entstehungszeit gültigen „alten“ Norm berechnet wurde. Auf der Grundlage dieser „alten“ Normen werden für fiktive Brücken Querschnittskenngrößen bestimmt, diese Querschnittskenngrößen können als vorhanden angenommen werden, die jetzt gültigen Normen liefern die erforderlichen Querschnittskenngrößen. Die „vorhandenen“ und die „erforderlichen“ Querschnittskenngrößen werden nun gegenübergestellt.

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse des Wöhlerliniennachweises (eine zu erwartende Restnutzungsdauer) und des bruchmechanischen Nachweises (ein sicheres Betriebszeitintervall), zeigt die Gemeinsamkeiten, die Unterschiede und auch die Widersprüche dieser Verfahren auf.

Nach der Richtlinie der deutschen Bahn (Ril 805/1999), muss, bei einer rechnerischen Restnutzungsdauer unter 15 Jahren, der bruchmechanische Nachweis zur Rechtfertigung der üblichen Zykluszeit von sechs Jahren für die Brückenhauptprüfungen, geführt werden. Daher werden in dieser Dissertation jene Brückensysteme, für die eine Restnutzungsdauer kleiner als 15 Jahre zu erwarten ist, einer bruchmechanischen Analyse unterzogen, um festzustellen, ob hierfür ein sicheres Betriebszeitintervall erhalten werden kann. Die Fragestellung ist also, unter

welchen Voraussetzungen liefert eine bruchmechanische Analyse „bessere Ergebnisse“ als eine Restlebensdauerrechnung auf Basis der Wöhlerlinien?

Ein weiterer Punkt dieser Arbeit, ist die Untersuchung des Einflusses der Korrosion auf das Ermüdungsverhalten von genieteten Bauteilen.

Abstract

Austria has many existing steel railway bridges that either have reached the end of their expected service life or will reach it in the near future. To keep these structures alive it is necessary to evaluate their load-carrying capacity and their remaining fatigue life. Therefore it is essential to know how bridges were constructed in former periods. The knowledge of older materials, the welding technology and the details of construction is important. That is why the previous standards, the old technical literature and the original calculations of old bridges form the foundation of the present work.

Based on a project initiated by the Austrian Federal Railways (ÖBB) to evaluate the load carrying capacity this work analyses the remaining service life via two methods. On the one hand there is the damage accumulation calculation (Palmgren-Miner damage rule) on the basis of S-N-lines and on the other hand there is the method to assess the propagation of fatigue cracks based on fracture mechanics. These assessment procedures are used on bridges classed as critical by the evaluation of the load carrying capacity and the fatigue capacity. (The analysed bridges have to be straight and have one train line). The critical parts of the bridge are the riveted load-bearing beams from the main girders of plate bridges with spans up to 20 meters, and from the floor girders (inner stringers and cross frames) of bridges with an open deck. For these parts of the bridges calculations are done for their expected service life without reference to a certain bridge, and hence also without cross-section values. The results are dependent on the year of erection, the load model of the past and the present (LM 71), the material used, the span and also for fracture mechanics on the dimension of the critical cross-section.

The calculations are made on the assumption that the existing bridges were built according to the old standards valid at the time of erection. On the basis of the "old" standards, cross section values for a fictive bridge were specified. These values can be taken as if they were the existing values, the current standards lead to the required values. The "existing" values and the "required" values are compared.

A comparison of the results of the damage accumulation value based on S-N-lines (the expected service life) and the calculation based on fracture mechanics (the safe inspection interval) show the similarities, the differences and the inconsistencies of the two methods. According to the "Richtlinie der deutschen Bahn (Ril 805/1999)", if the expected service life is less than 15 years, it is necessary to determine the safe inspection interval to prove that it is longer than six years (this is the usual interval of inspection). So, a key aspect of the work is to make a fracture mechanical analysis for those parts of a bridge which are expected to have a service life less than 15 years. The question is: Under which conditions does fracture mechanical analyse of the critical part of the bridge lead to a safe inspection interval although the analysis of the remaining life failed?

Another part of the thesis is to analyse the influence of corrosion on the behaviour under fatigue of riveted constructions.

1. Einleitung

1.1. Problemstellung

Das Kernproblem für die weitere Nutzung von alten Brücken besteht in der Abschätzung der maximalen Lasten, die gemäß der heute gültigen Normen unter Berücksichtigung des technischen Zustandes der Brücke aufgenommen werden können, oder anders ausgedrückt, es stellt sich die Frage, ob bestehende Brücken mit modernen Lastenzügen befahrbar sind. Dieser Grundgedanke führte zu einer Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß E 10*], deren Ziel es ist, die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl bei Belastung mit dem nach heutigem Stand der Normen gültigen Lastmodell (LM 71 nach ÖNORM EN 1991-2/2004 und ÖNORM B 1991-2/2004 [B 4]) zu beurteilen. Aus der Arbeit für die ÖBB entwickelte sich die hier vorliegende Arbeit, die basierend auf den Ergebnissen der Untersuchung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit, die Lebensdauer bestehender Brücken erforscht.

Die Beurteilung älterer Stahlbrücken für ihre weitere Nutzung stellt eine Aufgabe dar, bei der eine intensive Beschäftigung mit der Ingenieurkunst aus der Zeit der Errichtung der Brücken unabdingbar ist, vor allem in Bezug auf Material, Fügetechnik und entsprechend gestaltete Konstruktionsdetails. Die Grundlage hierfür sind die zur Berechnung der bestehenden Brücken verwendeten Normenreihen und Regelwerke, die bereits seit 1870 existieren und somit auch die Grundlage dieser Arbeit bilden (die erste in diese Arbeit aufgenommene Norm ist die Verordnung des Eisenbahnministeriums von 1904).

Durch die untersuchten Normen, ergibt sich eine Einteilung der bestehenden Brücken in Zeitabschnitte. In weiterer Folge lassen sich den jeweiligen Zeitabschnitten spezifische Probleme zuordnen, die auf die Normen dieser Zeit zurückzuführen sind. Die Erläuterung der Vorgangsweise in den Normen von 1904 bis jetzt ist die Voraussetzung um grundsätzliche Unterschiede der Nachweise in den Normen festzustellen und deren Auswirkung zu diskutieren. Dies führt zu Berechnungen, die zur Beurteilung der Grenzzustände und damit der Sicherheit des Haupttragwerkes und der Fahrbahnträger der bestehenden Brücken dienen.

Bei den Berechnungen wird davon ausgegangen, dass eine bestehende Brücke mit den zur Entstehungszeit gültigen „alten“ Normen berechnet wurde. Auf der Grundlage dieser „alten“ Normen werden in Abhängigkeit von der Stützweite Querschnittskenngrößen bestimmt, diese Querschnittskenngrößen können als vorhanden angenommen werden, die jetzt gültigen Normen liefern die erforderlichen Querschnittskenngrößen. Die „vorhandenen“ und die „erforderlichen“ Querschnittskenngrößen werden nun gegenübergestellt. Diese Vorgehensweise wird möglichst für alle an einem Brückentragwerk zu führenden Nachweise angewandt. Zu den untersuchten Querschnittskenngrößen gehört das Widerstandsmoment $W(I)$, dass unter Einwirkung von Momenten, die durch die Belastung der Brücke mit Eigengewicht und Lastenzügen entstehen (entweder am Hauptträger, am Längsträger oder am Querträger), in Abhängigkeit von der Stützweite bestimmt wird. Weitere Beispiele sind die Querschnittsfläche A , die beim Biegeknicknachweis eines Stabes in Abhängigkeit von der Schlankheit λ berechnet wird, oder der erforderliche Durchmesser einer Schraube d beim Nachweis auf Abscheren und Lochleibung.

Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind von der Brückenlänge, der verwendeten Stahlgüte und der Entstehungszeit abhängig, sie werden mit Hilfe von anschaulichen Diagrammen (diese sind in Band 2 enthalten) dargestellt. Diese liefern eine schnelle Näherung, aus der abgelesen werden kann, ob die Notwendigkeit einer Ertüchtigung und Verstärkung der untersuchten stählernen Eisenbahnbrücke besteht. Diese Berechnungen können nicht eine genaue Untersuchung des Einzelobjekts, in Bezug auf die konstruktive Durchbildung und die am Tragwerk eventuell vorhandenen Schäden, ersetzen.

Den Anfang dieser Arbeit bildet die Zusammenfassung der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß*, E 10] in Kapitel 2, welches sich in weitere Unterkapitel teilt, die hier vorgestellt werden.

Am Beginn stehen die Vergleiche über Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken im Kapitel 2.1. Es wird die Entstehungsgeschichte von den ersten Lastenzügen bis zu den Lastmodellen der zurzeit gültigen Normen vorgestellt. Weiters wird die Verwendung des dynamischen Beiwertes erläutert und die Veränderung der auf das Brückentragwerk anzusetzenden horizontalen Lasten (Seitenstoß, Kräfte aus Bremsen und Anfahren, Windlasten) aufgezeigt.

Auf der Widerstandsseite werden die Materialkennwerte der unterschiedlichen Stahlsorten vorgestellt und auch die ertragbaren Spannungen in den unterschiedlichen Normen verglichen (Kapitel 2.2).

Einwirkungen, Widerstände und das in den Normen verwendete Sicherheitskonzept, das sich im Laufe der Zeit vom deterministischen zum semiprobabilistischen Sicherheitskonzept gewandelt hat, bilden die Voraussetzung zur folgenden Untersuchung der Tragfähigkeit in Kapitel 2.3.

Weiters folgt die Beurteilung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel (Niete) in Kapitel 2.4.

Das Kapitel 3 beinhaltet die Schlussfolgerungen aus der Arbeit für die ÖBB, und führt durch den Vergleich mit Schäden an bestehenden Brückenbauwerken, oder Schäden bei Versuchen an ausgebauten Brückenbauwerken aus der Literatur, zur Aufgabenstellung dieser Arbeit:

Die Untersuchung der Lebensdauer bestehender Eisenbahnbrücken,
mit besonderem Augenmerk auf die Hauptträger der Vollwandträgerbrücken mit Stützweiten kleiner 20 m
und auf Fahrbahnträger offener Brücken,
in genieteteter Bauweise.

Die Lebensdauer von Stahlbrücken wird durch zweierlei Einwirkungen begrenzt. Diese sind die Ermüdung und die Korrosion, welche die zentralen Themen dieser Arbeit darstellen.

Zur Berechnung der Restnutzungsdauer werden derzeit zwei unterschiedliche Verfahren verwendet:

1. Nachweis auf Basis des Wöhlerlinienkonzeptes: Hierbei wird eine rechnerische Restnutzungsdauer dadurch bestimmt, dass die geschätzten akkumulierten Ermüdungsschäden aus der Vergangenheit (seit der Inbetriebnahme der Brücke) und aus der Zukunft einen bestimmten Grenzwert gerade erreichen dürfen (Kapitel 4 und 5).
2. Nachweis auf bruchmechanischer Basis: diese Methode geht vom augenblicklichen Zeitpunkt aus und berechnet ausgehend von einer fiktiven Anfangsrisslänge den Rissfortschritt bis zum Versagen des Bauteiles. Dadurch ergibt sich ein „sicheres Betriebszeitintervall zwischen zwei Brückenhauptprüfungen“ (Kapitel 6).

In der folgenden Arbeit werden beide Konzepte näher untersucht, hierbei stellen sich folgende Fragen:

- Was sind die Vor- und Nachteile beider Verfahren?
- Können Gemeinsamkeiten oder Widersprüche bei der Anwendung beider Verfahren entdeckt werden?
- Kann die bruchmechanische Analyse der hier untersuchten Brückenbauteile ein „sicheres Betriebszeitintervall“ ergeben, wenn auf Basis des Wöhlerlinienkonzeptes keine Restnutzungsdauer berechnet werden kann? Und wenn, unter welchen Voraussetzungen?

In Kapitel 4 wird die Entwicklung des Ermüdungsnachweises vom Dauerfestigkeits- bis zum Betriebsfestigkeitsnachweis aufgezeigt. Die Unterschiede zwischen dem alten und dem neuen Nachweiskonzept werden beim Vergleich der Kerbfälle, also bei der Gegenüberstellung der, den Konstruktionsdetails zugewiesenen ertragbaren Spannungen, sichtbar. Hierbei werden sowohl geschweißte als auch genietete Details analysiert. Bei der Untersuchung der Schweißnähte soll vor allem die Entwicklung der ertragbaren Spannungen der Konstruktionsdetails beobachtet werden, um

feststellen zu können, ob es besonders gefährdete Kerbdetails gibt. Es wird aber nicht auf die Ausführung und die Güte alter Schweißnähte eingegangen. Da Schweißkonstruktionen erst ab den 50er Jahren im Eisenbahnbrückenbau vermehrt zur Anwendung kamen, wird der Schwerpunkt dieser Arbeit auf genietete Konstruktionen gelegt (Das Kapitel Bruchmechanik beschäftigt sich ausschließlich mit genieteten Konstruktionen).

Weiters werden die Hauptträger einer Brücke einem Ermüdungsnachweis nach EN, und einer Restlebensdaueranalyse auf Basis des Wöhlerlinienkonzeptes unterzogen.

Das Kapitel 5 befasst sich ebenfalls mit dem Ermüdungsnachweis und der Restlebensdaueranalyse. Die untersuchten Bauteile sind hier die Fahrbahnträger einer Brücke mit offener Fahrbahn. Wichtig für die Nachrechnung bestehender Fahrbahnträger ist die genaue Kenntnis der Ausführung und der Berechnung der Längs- und Querträger, eingeteilt nach Zeitabschnitten. Hierüber geben die Normen und die Literatur Aufschluss, an Hand derer die Entwicklung der Bauweise der Fahrbahn, von der getrennten Wirkungsweise bis zum Mitwirken der Fahrbahn mit den Hauptträgern aufgezeigt wird.

In Kapitel 6 werden die Grundlagen der technischen Bruchmechanik vorgestellt. Es werden die Anwendung der Bruchmechanik im Bauwesen und die bruchmechanischen Nachweise erklärt. Weiters wird auch die Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte erläutert und es werden die Methoden der Rissauffindung vorgestellt. Besonderes Augenmerk wird auf die Parameterstudien gelegt, die den Einfluss der Eingangsgrößen auf das Ergebnis des bruchmechanischen Nachweises zeigen und somit auch zu einer kritischen Betrachtung der bruchmechanischen Nachweise in den Normenwerken führen. Weiters werden die bruchmechanischen Kennwerte der Werkstoffe alter Brückenbauwerke aus der Literatur dargelegt und die Auswirkung dieser auf die Rissentwicklung untersucht.

Den Abschluss dieses Kapitels bildet die Berechnung des Betriebszeitintervalles jener Bereiche von Brücken bzw. jener Brückensysteme, die sich in den vorangegangenen Kapiteln als kritisch dargestellt haben. Der Rechnung werden fiktive Anfangsrisse im Winkelprofil des Untergurtes eines zusammengesetzten genieteten Profils zugrunde gelegt, entweder bei den Hauptträgern von Vollwand-Balkenbrücken oder bei den Fahrbahnträgern von Brücken mit offener Fahrbahn.

Das folgende Kapitel 7 befasst sich mit der Korrosion, den unterschiedlichen Arten der Korrosion und der Auswirkung dieser auf die Ermüdungsfestigkeit genieteteter Brücken.

Am Ende der Arbeit steht das Kapitel 8, das die Ergebnisse der Untersuchungen und die daraus erhaltenen Schlussfolgerungen noch einmal zusammenfasst.

Das Kapitel 9 beinhaltet das Literaturverzeichnis.

Diese Arbeit wird wegen der leichteren Handhabbarkeit in zwei Bände aufgeteilt. Texte befinden sich im Band 1 (Kapitel 1 bis Kapitel 9), Diagramme und Tabellen, die aus den in Band 1 geführten Vergleichsrechnungen resultieren, werden in Band 2 dargestellt. Der Band 2 dient dem Ingenieur bei der Untersuchung eines

bestehenden Brückenbauwerkes, zur Einschätzung der Tragfähigkeit und Restnutzungsdauer. In Abhängigkeit vom Entstehungsjahr der Brücke, und somit der zu der Zeit gültigen Norm, dem Lastenzug, der der ursprünglichen Berechnung zugrunde gelegt wurde und der verwendeten Stahlgüte, kann aus den Diagrammen abgelesen werden, ob die Tragfähigkeit der Haupt- und der Fahrbahnträger, bei Belastung mit dem jetztgültigen Lastmodell 71 ($\alpha = 1,21$) gewährleistet ist, und wie groß die zu erwartende Restnutzungsdauer ist.

Der Annex A enthält die Diagramme des Kapitels 2 *Zusammenfassung der Ergebnisse der Untersuchungen für die ÖBB [E 10]*. Es sind dies Diagramme die die Einwirkungen (Verkehrslast, dynamischer Beiwert, Bremsen und Anfahren, Windlasten) darstellen, sowie die Ergebnisse der Untersuchungen der Tragfähigkeit der Hauptträger sowie der Nietverbindungen.

Der Annex B enthält die Diagramme des Kapitels 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*.

Der Annex C enthält die Diagramme des Kapitels 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*.

Der Annex T enthält Tabellenwerte die sich ebenfalls auf das Kapitel 2 beziehen. Es werden hier für Brücken mit Stützweiten von 1 bis 100 m die Biegemomente und Auflagerkräfte zufolge Einwirkungen aus Eigengewicht und zufolge Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr mit dynamischem Beiwert, für die in dieser Arbeit untersuchten Normen, aufgelistet.

1.2. Anwendungsbereich

Die in der Arbeit für die ÖBB [Kronfuß E 10] durchgeführten Tragfähigkeitsuntersuchungen beschränken sich auf eingleisige gerade Einfeldträgerbrücken mit einer Spannweite von bis zu 100 m. Die Berechnungen dieser Arbeit bauen auf den Untersuchungen für die ÖBB auf, konzentrieren sich hierbei auf genietete Hauptträger von Vollwandträgerbrücken bis 20 m, und auf genietete Fahrbahnträger von Brücken mit offener Fahrbahn. Teilweise werden aber trotzdem, aufbauend auf den Untersuchungen für die ÖBB, Vergleichsrechnungen angestellt, die Ergebnisse bis 100 m Stützweite enthalten.

Ebenso konzentriert sich diese Arbeit auf genietete Brücken, fallweise wird aber auch auf geschweißte Konstruktionen eingegangen. So wird im Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* die Entwicklung der Kerbfälle für geschweißte Details aufgezeigt. Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen für geschweißte Details dieses Kapitels sind aber nicht wie die anderen Ergebnisse im Anhang zu finden, sondern werden dieser Arbeit nur in digitaler Form beigelegt.

Bei der Untersuchung der Fahrbahnträger in Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger* wird von Brücken mit offener Fahrbahn ausgegangen. Diese Bauart wurde für genietete Konstruktionen, also vor dem Einsatz der orthotropen Platten, bis zu den Nachkriegsjahren meist verwendet. (Auf orthotrope Platten soll in dieser Arbeit nicht näher eingegangen werden.)

Bei der im Kapitel 6 *Bruchmechanik* folgenden Analyse, werden ebenfalls genietete Hauptträger von Vollwandträgerbrücken bis 20 m, und genietete Fahrbahnträger von Brücken mit offener Fahrbahn untersucht.

Die Berechnungen dieser Arbeit erfolgen für genietete Brücken ab 1904, da die älteste bei dieser Untersuchung verwendete Norm die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] ist. Genietete Konstruktionen werden bis 1950 fast ausschließlich verwendet und kamen ab dann durch die häufigere Verwendung geschweißter Konstruktionen immer seltener zum Einsatz. Für die Untersuchung genieteter Brücken von Bedeutung sind vorrangig jene Normen ab der Verordnung 1904 [B 15], bis einschließlich der Normenreihe ÖNORM B 4300 [B 5], es wurden aber auch in den späteren Jahren noch vereinzelt genietete Konstruktionen verwendet, weswegen auch noch die Normenreihe ÖNORM B 4600/1979 [B 6] in den Untersuchungen Eingang findet. Die Normen im Stahlbrückenbau von 1904 bis jetzt werden im folgenden Kapitel aufgelistet.

1.3. Vorstellung der zur Untersuchung kommenden Normen

Die folgende Tabelle enthält die Normen zur Berechnung von Stahlbrücken von 1904 bis heute.

Verkehrslasten auf Eisenbahnbrücken	Bemessung von Stahlbauwerken	Stahlbau - Eisenbahnbrücken
Verordnung 1904 [B 15]		
Österreichischer N/Zug	Verordnung 1904 [B 15]	
BE 1934 [B 20]		
ÖNORM B 4003-1, 1956 [B 1]	ÖNORM B 4300-2, 1954 ÖNORM B 4300-3, 1952 ÖNORM B 4300-4, 1953 [B 5] Oder ÖNORM B 4600-2, 1964 ÖNORM B 4600-3, 1964 ÖNORM B 4600-4, 1964 [B 11] ÖNORM B 4600-11, 1982 [B 6]	Entwurf ÖNORM B 4303 ¹⁾ [B 16] Oder ÖNORM B 4603, 1964 [B 9]
ÖNORM B 4003-1, 1984 [B 2]	ÖNORM B 4600-2, 1978 ÖNORM B 4600-3, 1979 ÖNORM B 4600-4, 1978 ÖNORM B 4600-11, 1982 [B 6]	ÖNORM B 4603, 1964 [B 9]
ÖNORM B 4003, 1994 [B 3]	ÖNORM B 4300-1, 1994 [B 7] ÖNORM B 4300-2, 1994 (DIN 18800-2 [B 41]) ÖNORM B 4300-3, 1994 (DIN 18800-3 [B 42]) ÖNORM B 4300-5, 1994 [B 7]	ÖNORM B 4303, 1994 [B 10]
ÖNORM EN 1991-2, 2004 und ÖNORM B 1991-2, 2004 [B 4]	ÖNORM EN 1993-1-1, 2005 und ÖNORM B 1993-1-1, 2006 [B 8] ÖNORM EN 1993-1-5, 2005 [B 30] ÖNORM EN 1993-1-8, 2005 und ÖNORM B 1993-1-8, 2006 [B 32] ÖNORM EN 1993-1-9, 2005 und ÖNORM B 1993-1-), 2006 [B 33]	ÖNORM EN 1993-2, 2007 und ÖNORM B 1993-2; 2008 [B 26]

1) Entwurf ÖNORM B 4303 [B 16]: Hierbei handelt es sich um einen Normenentwurf, dessen Erscheinungsjahr nicht bekannt ist und der später durch die ÖNORM B 4603, 1964 [B 9] ersetzt wurde.

Tabelle 1.1

Die älteste untersuchte Norm, ist wie bereits erwähnt, die Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 [B 15] (Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und Zufahrtsstraßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken). Diese Vorschrift enthält sowohl Regelungen für die auf das Tragwerk einzubringenden Lasten als auch die Bemessungsgrundsätze. Es folgt der Österreichische N/Zug aus dem Jahr 1926, der sich zur Bemessung ebenfalls auf die Verordnung aus dem Jahr 1904 bezieht.

Als nächstes werden die Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) der deutschen Reichsbahn Gesellschaft gültig ab 1. Februar 1934 [B 20] herangezogen. Als Ergänzung hierzu dienen die Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE) der deutschen Reichsbahn Gesellschaft gültig ab 1. November 1938 [B 22].

In weiterer Folge kommen in dieser Arbeit die ÖNORMen zum Einsatz. Für die Verkehrslasten die ÖNORMen B 4003, für die Bemessung von Stahlbauwerken die ÖNORMen B 4300 und B 4600 und für die Bemessung von Eisenbahnbrücken aus Stahl die ÖNORMen B 4303 und B 4603. Diese ÖNORMen gibt es meist in mehreren Fassungen aus unterschiedlichen Entstehungsphasen, die Untersuchungen dieser Arbeit beschränken sich auf eine der Fassungen.

An Hand der Tabelle lässt sich erkennen, dass in den neueren Jahren nicht mehr nur eine Norm für die Berechnung einer Brücke zum Einsatz gelangt, wie z.B. bei der Verordnung aus dem Jahr 1904, sondern mehrere, die einander zugeordnet sind. Die ÖNORMen werden nunmehr von europäischen Normen abgelöst.

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit einer bestehenden Brücke werden einschlägige Normen und Regelwerke herangezogen. Hierzu gehören die Regelungen des internationalen Eisenbahnverbandes UIC, der UIC-Kodex 776-1/1994 (Bei der Berechnung von Eisenbahnbrücken zu berücksichtigende Lasten, [B 29]) und UIC-Kodex 778-2/1991 (Empfehlung für die Bewertung des Tragvermögens bestehender stählerner Überbauten, [B 12]), sowie die Richtlinie der deutschen Bahn zur Bewertung der Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken Ril 805/1999 [B 13] und die Richtlinie zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken ON Regel 24008 [B 28]. Diese werden in der nachfolgenden Tabelle nochmals aufgelistet.

Normen und Regelwerke zur Beurteilung bestehender Bauwerken	Erläuterungen bezüglich der Verbindlichkeit
UIC-Merkblatt 776-1 / 1994 [B 29] 778-2 /1991 [B 12]	Ein UIC-Merkblatt ist keine Norm. Es wurde von der UIC zur "Vereinheitlichung und Verbesserung der Einrichtungs- und Betriebsbedingungen der Eisenbahnen im Hinblick auf den internationalen Verkehr" erarbeitet. Die UIC-Merkblätter sind Fachdokumente, verbindlicher oder freiwilliger Anwendung. Das Lastmodell des UIC-Kodex bildet den Hintergrund für die anzusetzenden Verkehrslasten der zurzeit gültigen Normen.
Ril 805 / 1999 [B 13]	Von der deutschen Bahn AG erstellte Richtlinie (Modul), gilt für die Bewertung der Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken aller Bauarten und Stützweiten der DB AG, die mindestens 10 Jahre alt sind.
ONR 24008 / 2006 [B 28]	Diese ONR (Österreichische Normen Regel) regelt die möglichst wirklichkeitsnahe Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Brückenbauwerke. Damit soll einerseits eine mögliche Beeinträchtigung der Zuverlässigkeit rechtzeitig erkannt, andererseits ein unnötiger Mitteleinsatz vermieden werden. Ausnahmen von dieser ONR sind möglich, wenn der Entwicklungsstand der Technik dies begründet oder wenn durch Versuche oder theoretische Konzepte entsprechende, dem Bauwerk möglichst wirklichkeitsgetreu erfassende Modelle erarbeitet werden. Diese ONR ersetzt nicht Regelungen von Organisationseinheiten, die Brückenobjekte in ihrer Verwaltung haben.

Tabelle 1.2

An Regelwerke, die zur Beurteilung bestehender Tragwerke herangezogen werden können, werden andere Anforderungen gestellt als an Regelwerke die für den Entwurf von Bauwerken verwendet werden. Ziel eines Regelwerkes zur Bewertung bestehender Eisenbahnbrücken ist ein betriebswirtschaftlich sinnvoller Umgang mit den vorhandenen älteren Bauwerken [*Geißler* E 3].

Unter Betrieb befindliche Bauwerke sind – im Gegensatz zum Entwurf neuer Tragwerke – langjährig unter Erprobung gestanden und lassen somit Rückschlüsse auf das reale Tragverhalten zu. Bei Fehlen von Bauschäden und konstruktiven Mängeln kann festgestellt werden, dass sich diese Tragsysteme bewährt haben. Umgekehrt können Bauschäden und konstruktive Mängel ebenfalls Rückschlüsse auf das Tragverhalten geben.

Die Nachrechnung von Bestandsobjekten erfordert in der Regel gegenüber der Neuberechnung eine erheblich wirklichkeitsnähere Modellierung des Tragverhaltens, stellt höhere Genauigkeitsansprüche und verlangt Nachweisforderungen mit meist höherem Berechnungsaufwand zur Aktivierung von Tragreserven. Weiters werden Kenntnisse des Normenwesens und der Materialtechnologie zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerkes gefordert [ONR 24008/2006; B 28].

Den Berechnungen in dieser Arbeit liegen also auf der einen Seite die zur Zeit der Errichtung gültigen Normen zugrunde, und auf der anderen Seite, mehrere zurzeit für die Nachrechnung einer Brücke „gültige“ (nähere Erklärungen siehe obige Tabelle) Normenreihen und Regelwerke. Die Anwendung mehrerer Regelwerke für bestehende Brücken führt zu variierenden Ergebnissen, die einander gegenübergestellt und diskutiert werden.

1.4. Vorstellung der zur Untersuchung kommenden statischen Berechnungen bestehender Brücken

Eine weitere wichtige Basis für diese Arbeit bilden, neben den Normen und der Literatur, die statischen Berechnungen von bestehenden Brücken. In der folgenden Tabelle werden die Brücken, deren Statiken als Grundlage dienen, und die im Laufe dieser Arbeit immer wieder für Beispielrechnungen herangezogen werden, kurz vorgestellt. Nähere Details (z.B. Abbildungen der Querschnitte, Ausführungsdetails...) dieser Brücken folgen in den weiteren Kapiteln.

	Jahr der Erbauung bzw. Nachrechnung	Bauart der Brücke	Stützweite [m]	Material	Verwendete Norm	Lasten zug ²⁾
Fischbachbrücke	1910	Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung	18,79	Flusseisen	Verordnung 1904	E-Zug
Brücke über den Trattenbach	1912	Blechträger mit untenliegender Bahn	16,08	Flusseisen	Verordnung 1904	Lasten zug I
Brücke in km 162,189; Strecke Stainach I.-Schärding	1930	Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung	10,00	? ¹⁾	? ¹⁾	N-Zug
Fischbachbrücke	Nachrechnung im Jahre 1940; Genehmigt im Jahre 1910	Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung	18,79	Martin-Flusseisen	BE 1934	E-Zug
Verbindungsschleife Bruck a.d. Mur	1941	Fachwerkbrücke mit untenliegender Bahn; geschlossene Brücke	100	St 37	BE 1936	E-Zug

1) Der Verfasser konnte die Stahlgüte und die zugrunde gelegte Norm nicht aus der Statik bestimmen.

2) Die graphische Darstellung der Lastenzüge befindet sich in Kapitel 2.1.1.2 Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

Tabelle 1.3

1.5. Entwicklungen im Eisenbahnstahlbrückenbau - Einteilung der Brücken in zeitliche Abschnitte

Dieses Kapitel umfasst einen geschichtlichen Abriss, in dem die Entwicklungen im Eisenbahnstahlbrückenbau beschrieben sind, und der eine Einteilung der Brücken in zeitliche Abschnitte ermöglicht. Dieses Kapitel ist als Überblick über den Eisenbahnstahlbrückenbau von 1887 bis jetzt zu sehen und demnach werden hierbei auch zeitliche Abschnitte und Brückensysteme angesprochen, die in weiterer Folge nicht zur Untersuchung kommen.

1.5.1. Stahlbrückenbau von 1870 bis 1887

Die Brücken dieser Periode wurden - mit wenigen Ausnahmen – unter Zugrundelegung der ersten Brückenverordnung vom 30. August 1870 geplant. Die erste Verordnung die in die Arbeit für die ÖBB aufgenommen wurde, ist die Verordnung des Eisenbahnministeriums aus dem Jahr 1904, die hier aufgestellten Schlussfolgerungen werden also der Literatur entnommen. *Ramberger* und *Schwarz* [A 12] schreiben in Ihrer Arbeit über die Instandhaltung und Adaptierung von Stahl- und Verbundbrücken über die Brücken dieser Periode: *Bei allen diesen Brücken zeigte sich, dass bei den Fachwerksgliedern aller Gitterbrücken der Sicherheitsfaktor weit geringer ist als bei den Gurtungen und der Sicherheitsgrad aller Brücken von 18 – 50 m Stützweite bedeutend kleiner ist als der von Brücken mit einer anderen Stützweite.*

Abgesehen von diesen Eigenheiten waren aber die Vergrößerung der Lokomotivgewichte und die Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit der Züge schuld, dass die zulässigen Spannungen von 800 kg/cm² auf 1200 kg/cm² stiegen.

Weitere Mängel, die eine Überbeanspruchung der Brückenkonstruktionen bewirkten, waren die teilweise oder gänzliche Vernachlässigung der Knickbeanspruchung sowie die Vernachlässigung der Biegespannungen, welche von Querschwellen des Oberbaues verursacht wurden, die auf dem Obergurt von Gitterträgern unmittelbar auflagerten.

1.5.2. Stahlbrückenbau von 1887 bis zum Ende des Zweiten Weltkrieges

Die Erfahrungen durch die in der vergangenen Periode erstellten Brücken, schlugen sich in der Verordnung des Handelsministeriums vom 15. September 1887 nieder. Eine weitere Präzisierung lieferte die Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904.

Die Brücken dieser Periode waren genietet und hatten meist folgende Bauarten:

- Blechträger mit Fahrbahn oben oder unten (offene Brücken)
- Fachwerkträger mit Fahrbahn oben oder unten (offene oder geschlossene Brücke)

Stahlbrücken wurden bis in die Nachkriegsjahre als inhomogene ebene Tragwerkssysteme konzipiert. Die Querschnitte dieser Tragwerke veranschaulichen deutlich die statisch getrennte Wirkungsweise der einzelnen Bauglieder. Die Fahrbahn ruht auf Längsträgern, diese liegen auf Querträgern; die Querträger

übertragen schließlich ihre Lasten auf die Hauptträger. Diese konstruktiv einfach gestaltete Tragwirkung erlaubt problemlos die Ausführung der Brücken in genietet Bauweise [*Ramberger, Schwarz A 12*].

Die wichtigsten Entwicklungen dieser Zeit waren auf dem Gebiet der Statik, der Schweißtechnologie und des Werkstoffes:

Die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] enthält wie die zwei vorhergehenden Verordnungen keine Bestimmungen über die Berechnung des Knickens. Es wird nur folgender Hinweis gemacht: "Bei allen auf Druck beanspruchten Teilen der Eisenbahn- Straßen- und Wegbrücken, sowie der Gehwegkonstruktionen aus Holz ist auf den erforderlichen Widerstand gegen Einknickung Bedacht zu nehmen." Erst die ÖNORM B 1002 „Berechnung gedrückter Tragwerksteile mit Rücksicht auf Knickung“ [B 18] aus dem Jahr 1926 enthält ein Verfahren zur Berechnung der zulässigen Druckspannungen. Hierbei erfolgt die Berechnung im elastischen Bereich nach der Euler-Hyperbel und im plastischen Bereich mit Hilfe der Tetmajer Geraden. Ein Beulnachweis wurde erstmals im Jahre 1933 in der ÖMORM B 1002 [B 18] aufgenommen.

Die erste europäische geschweißte Eisenbahnbrücke wurde 1928 über den Weizbach in Österreich gebaut. Regelwerke die für die Planung geschweißter Konstruktionen herangezogen werden konnten waren die ÖNORM B 2332 „Geschweißte Stahlbauten, Richtlinie für Berechnung und Ausführung“ aus dem Jahr 1934 die allerdings für Stahlhochbauten galt und die vorläufigen Vorschriften der deutschen Reichsbahn für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken 1935 [B 23], [*Kommerell C 4*].

Die rasche Entwicklung geschweißter Konstruktionen war in der einfacheren Querschnittsgestaltung gegenüber der Nietung und in der Wirtschaftlichkeit des neuen Verfahrens begründet. Bei den Schweißkonstruktionen der 40er Jahre konnte gegenüber einer entsprechenden genieteten Brücke für gleiche Tragfähigkeit eine Gewichtersparnis von mindestens 20 % erzielt werden. Zu Beginn der Anwendung des Schweißverfahrens führte zu geringe Erfahrung dazu, dass der für genietete Bauwerke verwendete Stahl auch für geschweißte Bauwerke verwendet wurde. Schadensfälle die dadurch entstanden, verursachten beträchtliche Beunruhigung in der Fachwelt und das Schweißen im österreichischen Brückenbau wurde nach einer längeren Pause erst 1948 wieder aufgenommen [*Valtinat A 14*].

Auch im Bereich der Werkstofftechnologie wurden große Fortschritte gemacht. Während Ende des 19. Jahrhundert hauptsächlich Schweißisen verwendet wurde, wurde zur Jahrhundertwende (19. zu 20. Jahrhundert) die Verwendung von Flusseisen immer gebräuchlicher (Erläuterung zur Herstellung von Schweißisen und Flusseisen siehe Kapitel 2.2 *Widerstände*).

Der in den Brückenbedingungen der ehemaligen k.u.k. Staatsbahnen geforderte Baustahl wurde 1930 in der ÖNORM M 3112 als Baustahl St 37.12 bezeichnet.

In der Folge konnten auch die Baustähle bezüglich Schweißbarkeit und Betriebsfestigkeit genormt werden.

1.5.3. Stahlbrückenbau der Nachkriegsjahre

Als entscheidende Neuentwicklung der Nachkriegszeit ist die Einbindung der Fahrbahn in das Haupttragwerk anzusehen. Die Entwicklung der Schweißtechnik und insbesondere die Erzeugung schweißbarer Stähle eröffnete die Möglichkeit, die Fahrbahn in wirtschaftlicher Weise als Stahlleichtfahrbahn herzustellen, mit der sich dann problemlos eine schubsteife Verbindung mit dem Haupttragwerk realisieren ließ. Die neue Querschnittsausbildung als Kontinuum kam dem Wiederaufbau durch den Krieg zerstörter Brücken zugute, wobei sich besonders die „orthotrope Platte“ als außerordentlich wirtschaftlich erwies [Volke C 14].

Parallel zur Einführung der orthotropen Platte entwickelte sich auch die Einführung der Verbundplatte, vor allem zunächst im Gegensatz zur orthotropen Platte im Bereich kleinerer und mittlerer Stützweiten.

Das Schrägseilsystem wurde nach dem Krieg wiederentdeckt und weiterentwickelt und erlebte vor allem im Straßenbrückenbau einen enormen Siegeszug aufgrund seiner wirtschaftlichen Überlegenheit.

Durch die Weiterentwicklung der Schweißtechnik wurde die Ausführung von Kastenträgern mit orthotropen Platten, bei denen sich Quer- und Längsaussteifungen in einer durch Nietkonstruktionen kaum lösbaren Weise kreuzen, wesentlich vereinfacht, so dass die vielfältigen Vorteile des Kastens voll ausgeschöpft werden konnten.

Der nur aus zwei Stegen und einer mittragenden Fahrbahnplatte bestehende Kammquerschnitt ist eine nach dem zweiten Weltkrieg sehr häufig ausgeführte Bauweise, sie ist eine sehr einfache Form eines Brückenquerschnitts, die sehr leichte Brücken liefert.

Durch die Entwicklung der Schweißtechnik und insbesondere durch die Einführung der orthotropen Platte wurden wesentliche Verbesserungen bei Fachwerk-Tragwerken geschaffen. Zunächst zeigte sich, dass die aus den engen Querträgerabständen der orthotropen Platte resultierende unmittelbare Belastung der fahrbahnseitigen Gurtstäbe, ohne nennenswerten Mehraufwand und ohne Anordnung von Pfosten oder sonstige Maßnahmen, aufgenommen werden konnten. Bei den Fachwerkstäben erwies sich das schweißtechnisch leicht herstellbare, luftdicht abgeschlossene Hohlprofil als außerordentlich wirtschaftlich [Volke C 14].

Generell ist festzustellen, dass geschweißte Tragwerke mit orthotroper Platte der 50er und der beginnenden 60er Jahre des zwanzigsten Jahrhunderts wegen des Stahlmangels und der hohen Materialpreise eher „ausgehungert“ sind. In vielen Fällen ist auch ein Mangel an aussteifenden, die Querschnittsform erhaltenden Verbänden festzustellen, obwohl die Berechnung von einem formtreuen Querschnitt ausgeht [Ramberger, Schwarz A 12].

Das Stabbogensystem weist speziell auch für den Eisenbahnbrückenbau mit durchgehendem Schotterbett einige günstige Eigenschaften aus. Die statische Wirkungsweise des Stabbogensystems (Langerscher Balken) erkennt man leicht, wenn man die Verkehrsbelastung in einen symmetrischen und einen antimetrischen Anteil zerlegt. Die Wirtschaftlichkeit wird bei der Lastabtragung des symmetrischen Anteils (Eigengewicht + halbe Verkehrslast) als Normalkraft über die Stützlinie des parabelförmig gekrümmten Bogens deutlich. Bei Eisenbahnbrücken ergibt sich aus der durch das Schotterbett bedingten Belastung für den Versteifungsträger praktisch

keine Erhöhung des Konstruktionsgewichtes, da hier i.a. der Betriebsfestigkeitsnachweis maßgebend wird. Lediglich beim Bogen, mit dessen günstiger Lastabtragung wird die Querschnittsfläche leicht vergrößert.

Erst die Entwicklung der Schweißtechnik, die bei der Einleitung des Horizontalschubes in den Versteifungsträger sowie bei der Ausbildung und beim Anschluss der Hänger wesentliche konstruktive Vereinfachungen brachte, ferner die Anwendung neuer Montageverfahren mit möglichst kräftigen Versteifungsträgern sowie schließlich die Entwicklung der Computerstatik machten das System auch für den Großbrückenbau wieder interessant [*Volke C 14*].

1.6. **Brückensysteme und Einzelbauteile**

In diesem Kapitel erfolgt eine Einordnung der Brücken in Brückensysteme und Konstruktionsdetails.

1.6.1. **Brückensysteme**

Die überwiegende Anzahl der Stahlbrücken in unserem Land ist den Fachwerk- oder den Vollwand-Balkenbrücken zuzuordnen.

Vollwand-Balkenbrücken

Balkenbrücken werden vorwiegend als Deckbrücken ausgeführt. Trogbrücken werden mit Fachwerk- oder Bogenträgern ausgebildet um bessere Sichtverhältnisse zu erhalten. Eine wegen ihrer Einfachheit verbreitete Konstruktionsform ist die Verwendung einfacher Balken aus Walzprofilen oder geschweißten Blechträgern.

Zur Erhaltung der Querschnittsform sind Querverbände und Querrahmen erforderlich, die auf jeden Fall im Auflagerbereich vorzusehen sind.

Balkenbrücken werden durch Biegemomente und Querkräfte beansprucht. Die Biegemomente werden bei Vollwandträgern überwiegend durch die Gurte aufgenommen, während der Steg die Übertragung der Querkräfte übernimmt.

Es folgen Abbildungen der typischen Vollwand-Balkenbrücken aus *Bleich* [A 1] aus dem Jahr 1924, die für diese Brückenart angegebenen Stützweiten sind 5 bis 20 m.

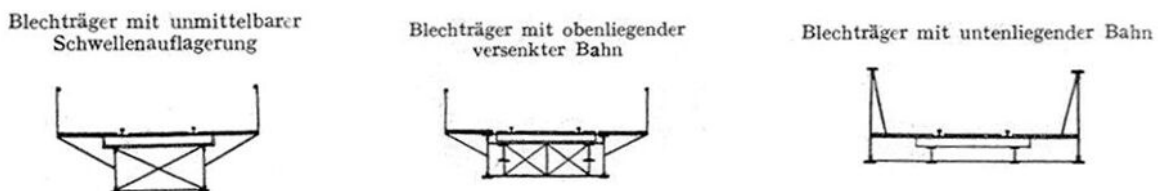


Abbildung 1.1 aus [*Bleich* A 1]

Fachwerk-Brücken

Fachwerkbrücken haben im Vergleich zu Vollwandbrücken im Allgemeinen höhere Fertigungs- und Erhaltungskosten, sie sind jedoch leichter.

In seinem Artikel „Rückblick auf den Stahlbrückenbau der Nachkriegsjahre“ beschreibt *Volke* [C 14] genietete Fachwerkbrücken wie folgt: „Das Fachwerk-Tragwerk zählte zu den Systemen, bei denen die getrennte Wirkungsweise der einzelnen Tragwerksteile bei genieteten Querschnitten besonders ausgeprägt war. Auch die Schnittgrößen wurden in gewisser Weise in diese Auffassung einbezogen. Die Fahrbahn wurde grundsätzlich so konstruiert, dass aus ihrer Belastung keine Biegemomente auf die Stäbe des Haupttragwerks übertragen werden konnten. Die Querträger befanden sich zu diesem Zweck ausschließlich an Knotenpunkten des Haupttragwerkes. Um deren Abstände nicht allzu groß werden zu lassen wurden Pfosten und – bei größeren Ausfachungen - Sekundarfachwerke eingeschaltet. Die Stäbe bestanden aus offenen, gegliederten Querschnitten, bei denen in Form von Querschotten, Bindeblechen usw. zusätzliche Konstruktionselemente als „nicht

mittragend“ eingesetzt werden mussten. Geschlossene Querschnittsformen, etwa mit luftdichtem Abschluss, ließ die Niettechnik nicht zu.“

Es folgen Abbildungen der typischen Fachwerkbrücken aus *Bleich* [A 1] aus dem Jahr 1924, die für diese Brückenart angegebenen Stützweiten sind 20 bis 100 m, offene Brücken nur bis 45 m.

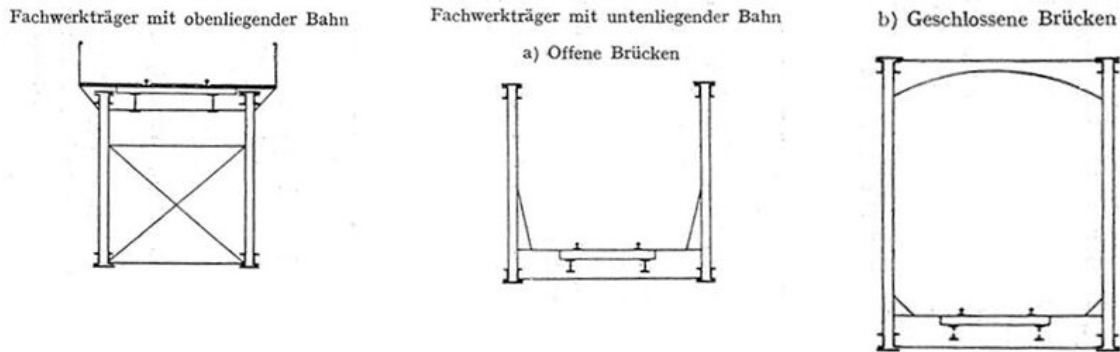


Abbildung 1.2 aus [*Bleich* A 1]

1.6.2. Einzelbauteile

Fahrbahn:

Bauart der Fahrbahn (Offene oder geschlossene Fahrbahn)

- Offene Bauart:

Bei der offenen Bauart endet das Schotterbett der freien Strecke an Bettungsabschlüssen bei den Brückenwiderlagern. Die Befestigung der Schienen erfolgt mit Rippenplatten auf den Brückenhölzern (siehe Abbildung 1.4). Die Hartholzschwellen werden auf Längsträgern so verlegt, dass die dynamischen und statischen Lasten über Balkenschuhe und Saumwinkel sicher in das Brückentragwerk eingeleitet werden.

- Geschlossene Bauart – Mit Schotterbett:

Bei dieser Bauart ist das Gleis im durchgehenden Schotterbett gelagert (siehe Abbildung 1.3).

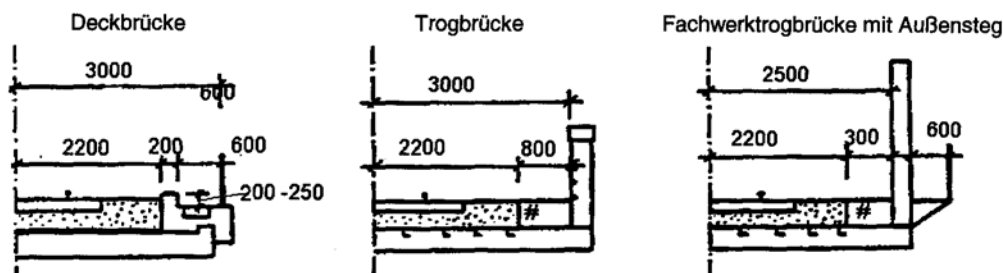


Abbildung 1.3

- Geschlossene Bauart – Ohne Schotterbett:

Wie bei der offenen Bauweise endet das Schotterbett auch hier in Abschlüssen an den Widerlagern. Die Schienen werden mit elastischen Elementen direkt auf der Stahl- oder Betonfahrplatte verlegt.

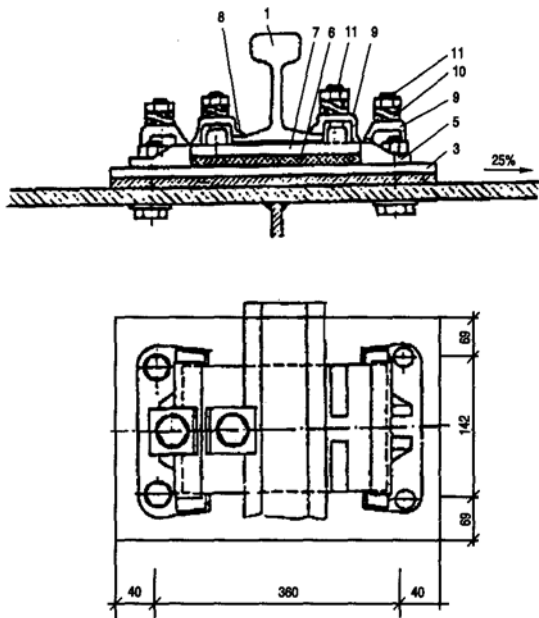


Abbildung 1.4

Ausbildung der Fahrbahn

- Buckel- oder Tonnenbleche:

Geschlossene Fahrbahnen von Stahlbrücken kleinerer Stützweiten vor 1950 bestehen im Allgemeinen aus Buckel- oder Tonnenblechen. Diese tragen das Schotterbett und den Gleiskörper [Ramberger, Schwarz A 12].

- Stahlbetonplatten:

Anstelle von Buckelblechen wurden früher auch Stahlbetonplatten, die auf stählernen Längs- und Querträgern gelagert waren, als Fahrbahnkonstruktion verwendet.

- Orthotrope Platte:

Wie bereits in Punkt 1.5.3 *Stahlbrückenbau der Nachkriegsjahre* erwähnt, war die bis zum Zweiten Weltkrieg übliche Bauweise im Wesentlichen durch die „Anwendung inhomogener ebener Tragwerkssysteme“ gekennzeichnet, die vor allem im Querschnittsaufbau zum Ausdruck kam. Bei den betroffenen Bauwerken wurde den einzelnen Tragwerksteilen eine getrennte Wirkungsweise zugewiesen, wobei der Lastabtragungsweg über die Fahrbahnplatte, die Längsträger und Querträger zu den Hauptträgern hin unabhängig voneinander betrachtet wurde. Die konstruktiv bedingten, unfreiwilligen gegenseitigen Abhängigkeiten blieben bei dieser Konzeption unberücksichtigt, woraus vielfach Schäden entstanden. Insbesondere führte die feste Verbindung der Querträger mit dem Haupttragwerk in Fällen, bei denen auch die Längsträger ihrerseits fest an die Querträger angeschlossen waren, zu Zwängungen, die sich vor allem im Anschlussbereich der Querträger nachteilig auswirken. Die

hieraus gezogene Konsequenz, durch eine längsbewegliche Auflagerung der Längsträger auf die Querträger Abhilfe zu schaffen, unterstreicht auch konstruktiv die damalige Auffassung von einer klaren Trennung der Fahrbahn vom Haupttragwerk.

Diese aus heutiger Sicht unwirtschaftliche und unzweckmäßige Bauweise war bedingt durch die seinerzeit ausschließlich verfügbare Verbindungstechnik des Nietens. Die Eigenschaft einer Nietverbindung, überwiegend Schub übertragen zu können, führte zwangsläufig zur Querschnittsausbildung als Diskontinuum.

Die wirtschaftlichen Vorteile der orthotropen Platte ergeben sich zunächst aus der deutlichen Minderung der vom Haupttragwerk abzutragenden Eigengewichtslasten, sodann aus ihrer günstigen Verteilung der Verkehrslasten und schließlich aus der Mehrfachfunktion ihrer einzelnen Elemente innerhalb des Gesamtquerschnitts.

Bedingt durch die Eigengewichtsminderung vergrößert sich der Anteil der Verkehrslasten an der Gesamtbelastung, wodurch die Durchbiegung unter Verkehrslasten anwächst. Abgemindert wird dieser Effekt jedoch dadurch, dass mit Rücksicht auf die örtlichen Längsbeanspruchungen der Fahrbahn die zulässigen Spannungen im fahrbahnseitigen Gurt des Haupttragwerks nicht voll ausgenutzt werden können, so dass die Biegesteifigkeit im Vergleich zur inhomogenen Bauweise relativ angehoben wird [Volke C 14].

Wind- und Querverband:

Die Hauptträger stellen mit den sie verbindenden Quer- und Horizontalverbänden ein räumliches System dar. Als Windverbände werden jene Fachwerke bezeichnet, die die Gurte zweier benachbarter Hauptträger verbinden oder in Ebenen parallel zur Fahrbahn liegen, als Querverbände alle jene, die in die Ebenen von Pfosten oder Streben fallen [Bleich A 1].

1.7. Anmerkung

Die in den Normen von 1904 bis einschließlich der ÖNORM B 4300/1954 [B 5] in kg/cm^2 angegebenen Spannungen werden in der Form $10 \text{ kg/cm}^2 \triangleq 1 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet.

In den nachfolgenden Kapiteln werden aus den Normen wörtlich übernommene Texte kursiv geschrieben.

Weiters werden den Parametern einheitliche Bezeichnungen gegeben, die jenen nach der neuesten Norm entsprechen.

2. Zusammenfassung der Ergebnisse der Untersuchungen für die ÖBB [E 10]

Dieses Kapitel kann einerseits als Erläuterung der Grundlagen für die folgenden Untersuchungen in dieser Arbeit angesehen werden, andererseits kann es auch als Hilfestellung bei der Nachrechnung einer bestehenden Brücke gesehen werden. In der Arbeit für die ÖBB werden, den Kapiteln zugeordnet, die Texte der Normen aufgelistet und dann Vergleiche angestellt, bzw. die Entwicklung z.B. der Lastenzüge gezeigt. Hier werden die wichtigsten Erkenntnisse dieser Vergleiche herausgefiltert und an Hand einiger ausgewählter Diagramme (diese sind in Band 2 Annex A zu finden) dargestellt.

2.1. Einwirkungen

In diesem Kapitel werden die für Brücken anzusetzenden Einwirkungen nach den hier untersuchten Normen angeführt und an Hand von Diagrammen und Tabellen die Veränderungen im Laufe der Zeit aufgezeigt. Die Einwirkungen lassen sich in mehrere Untergruppen gliedern, die erste sind die vertikalen Lasten, dazu zählen das Eigengewicht, die Lastenzüge und der dynamische Beiwert. Das Eigengewicht wird in der hier vorliegenden Arbeit nach Formeln von *Herzog* [C 1] abgeschätzt. Die nächste Gruppe sind die Einwirkungen aus horizontalen Lasten, dazu gehören der Seitenstoß und Lasten aus Bremsen und Anfahren. Von den klimatischen Einwirkungen, werden hier die Windkräfte vorgestellt, die Temperaturänderungen und die außergewöhnlichen Einwirkungen werden in der Arbeit für die ÖBB [Kronfuß E 10] behandelt, im Folgenden aber nicht aufgeführt.

2.1.1. Vertikallasten

2.1.1.1. Eigengewicht

Berechnung des Eigengewichtes von Balkenbrücken nach *Herzog* [C 1]:

Der Auswertung liegen 20 Brücken (zehn vollwandige und zehn Fachwerkträger) zugrunde, die aus fünf verschiedenen Ländern stammen.

Die Auswertung ergab eine sowohl vom Tragsystem (wie Vollwandträger, Vollwandkasten oder Fachwerkträger) als auch von der Trägerschlankheit, deren Variationsmöglichkeiten allerdings durch die Durchbiegungsvorschriften stark eingeschränkt werden, und von der Stahlgüte unabhängige und für praktische Zwecke ausreichend genaue Beziehung (Variationskoeffizient 12,7 %) zwischen dem Stahlgewicht des Überbaues mit durchgehendem Schotterbett und der mittleren Stützweite:

$$g_s = 1,2 + 0,042L_m [t / m]$$

Für Überbauten ohne Schotterbett kann das Stahlgewicht wie folgt umgerechnet werden:

$$\frac{g_0}{g_s} = \frac{g_0 + 10}{g_0 + 14}$$

Die Formeln von *Herzog* [C 1] zur Berechnung des Eigengewichtes beziehen sich auf „moderne“ Brücken. In einer Sensitivitätsanalyse bezüglich des Einfluss des Eigengewichtes in der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß* E 10], konnte jedoch festgestellt werden, dass sie sich für die hier durchgeführten Berechnungen als ausreichend genau erweisen [siehe E 10].

Zur Ermittlung des anzusetzenden Gewichtes der Fahrbahn werden Angaben der alten Normen, der Literatur und Werte der statischen Berechnungen alter Brücken herangezogen.

Gewicht der Fahrbahn (Schienen, Schwellen...) ohne Schotterbett	0,7 t/m
Gewicht der Fahrbahn (Schienen, Schwellen...) mit Schotterbett	2,9 t/m ¹⁾

1) Entspricht nicht den heute üblichen Abmessungen des Schotterbettes
Tabelle 2.1

2.1.1.2. Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

Lastenzüge:

Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 [B 15]

Belastungsnormen:

Belastungsnorm I (Vollspurige Hauptbahnen)

Belastungsnorm II (Vollspurige Nebenbahnen)

Belastungsnorm III (Schmalspurige Lokalbahnen)

Anmerkung: Belastungsnorm III wurde nicht zur Untersuchung herangezogen.

- *Belastungsnorm I (Längen in m):*

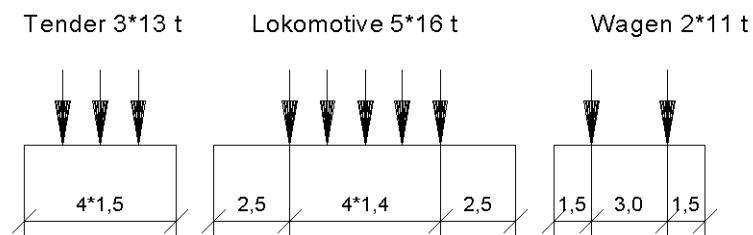


Abbildung 2.1

Zwei der in der Abbildung dargestellten Lokomotiven samt Tendern und einseitig angehängten Wagen.

Insofern weniger als 5 Lokomotivachsen, von welchen eine an der ungünstigsten Stelle, mit 20 t, die anderen mit 16 t Belastung anzunehmen sind, größere Einwirkungen ergeben als die Lokomotive nach Abbildung, ist dieser Belastungsfall zugrunde zu legen.

- *Belastungsnorm II (Längen in m):*

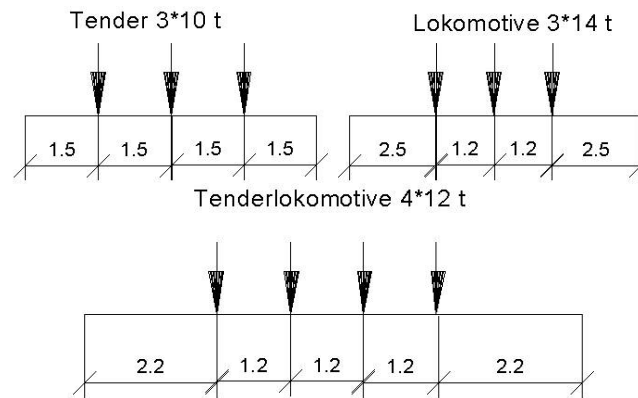


Abbildung 2.2

Zwei Lokomotiven mit Tendern oder zwei Tenderlokomotiven mit einseitig angehängten Güterwagen der Belastungsnorm I.

Insofern zwei Lokomotivachsen, von denen eine an der ungünstigsten Stelle mit 16t, die andere mit 14 t anzunehmen ist, oder nur eine Achse mit 16 t Belastung größere Einwirkungen ergeben als die Lokomotiven, ist der ungünstigste Belastungsfall anzunehmen.

Österreichischer N-Zug / 1926 [E 4]

Drei gekuppelte Tenderlokomotiven von je 7 Achsen zu 25 t in 1,5 m Abstand und ein- oder zweiseitig angehängte Wagen von 20 t Achslast.

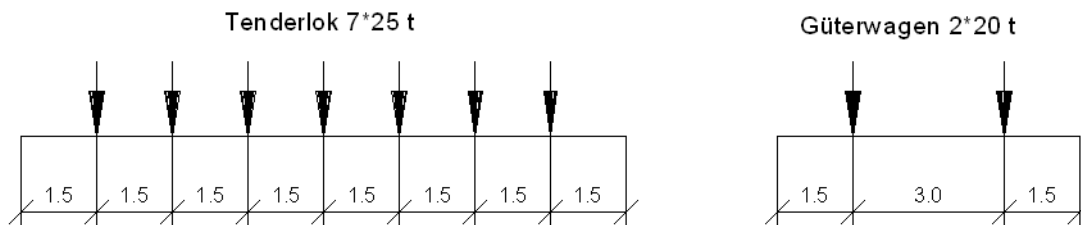


Abbildung 2.3

BE 1934 [B 20]

- *Lastenzug N (Längen in m):*

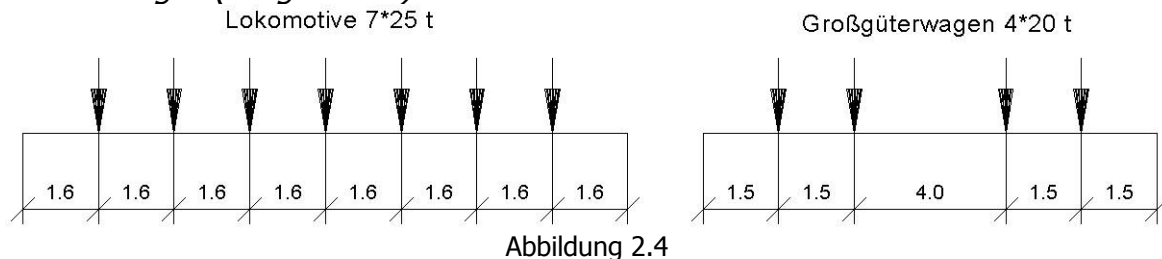


Abbildung 2.4

Zwei Tenderlokomotiven und ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen.

- Lastenzug E (Längen in m):

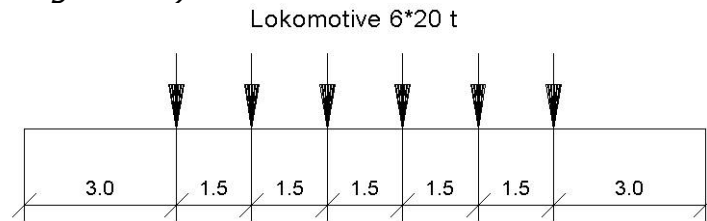


Abbildung 2.5

Zwei Tenderlokomotiven und ein- oder zweiseitig angehängte Großgüterwagen (nach Abbildung 2.4).

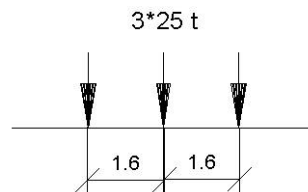


Abbildung 2.6

Wenn die Lastengruppe nach Abbildung 2.6 ungünstigere Spannungen hervorruft, muss diese Lastengruppe der Berechnung zugrunde gelegt werden.

- Lastenzug G (Längen in m):

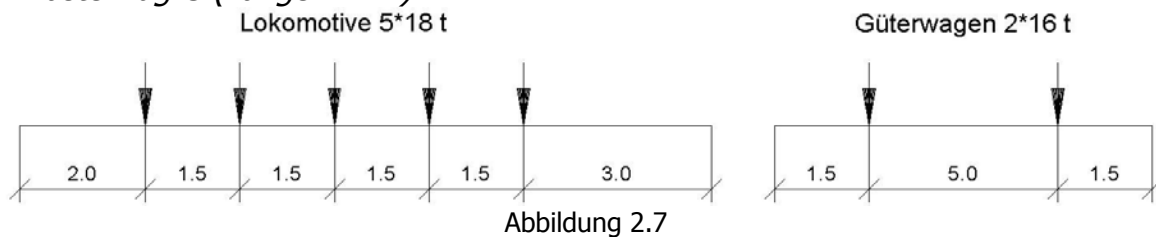


Abbildung 2.7

Zwei Tenderlokomotiven mit ein- oder zweiseitig angehängten Güterwagen oder eine Tenderlokomotive, zwei einseitig angehängte Großgüterwagen (siehe Abbildung 2.4) und an diese anschließend Güterwagen.

ÖNORM B 4003 / 1956 [B 1]

Brückenklassen:

Vollspurbahnen: Klasse S (schwerer Lastenzug)

Klasse L (leichter Lastenzug)

Schmalspurbahnen: Klasse M

- Lastbild Klasse S (Längen in m):

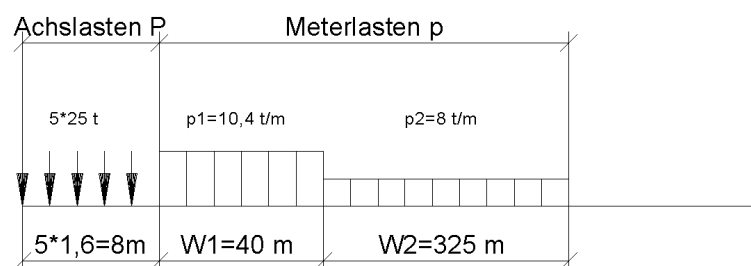


Abbildung 2.8

Für Brücken der Klasse L in Vollspurbahnen der leichte Lastenzug L mit 75 % der Lastwerte von „S“ oder für kleinere Stützweiten – sofern dies ungünstigere Werte ergibt die Lastengruppe gemäß folgendem Bild:

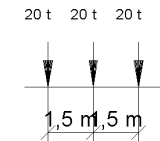


Abbildung 2.9

ÖNORM B 4003 / 1984 [B 2]

Brückenklasse (n): $-6 < n < +3$

Die Lasten gemäß Lastbild Klasse (0) rufen mit vernachlässigbaren Abweichungen die gleiche Wirkung hervor wie die Lasten des vom Internationalen Eisenbahnverband (UIC) im Merkblatt 702 V empfohlenen Lastbildes UIC-71.

- Lastbild Klasse (0) für ein Gleis (Längen in m):

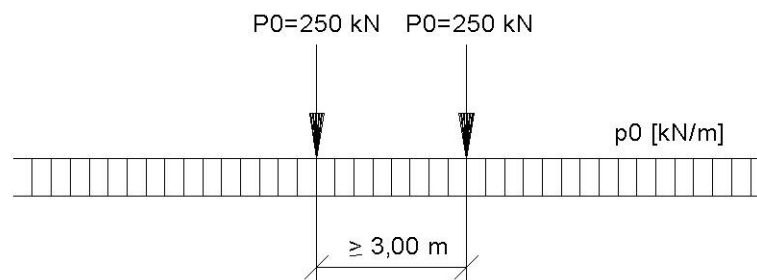


Abbildung 2.10

Stützweite L [m]	Gleichlast p_0 [kN/m]
0 m bis 0,80 m	0
0,80 m bis 4,80 m	$20 L - 16$
über 4,80 m	80

Tabelle 2.2

Bei Durchlaufträgern ist in jedem Feld die der jeweiligen Stützweite L entsprechende Gleichlast p_0 anzusetzen.

ÖNORM B 4003 / 1994 [B 3]

Brückenklasse (n): $-3 < n < +3$

Bei den österreichischen Bundesbahnen sind derzeit alle Brücken in Normalspurbahnen in der Regel für die Brückenklasse (0/SW) zu bemessen.

Das Lastbild Klasse (0) entspricht dem Lastbild UIC-71 gemäß UIC-Merkblatt Nr. 702 V für die Berechnung der Tragwerke der internationalen Strecken.

- Lastbild Klasse (0) für ein Gleis (Längen in m):

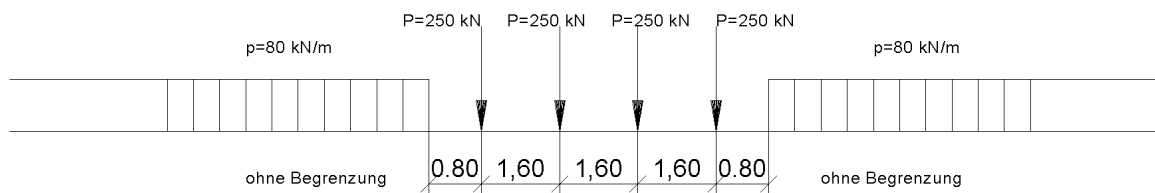


Abbildung 2.11

Für die Klasse (n) ist das Lastbild der Klasse (0) mit dem Faktor $k_n = 1,1^n$ zu vervielfachen.

ÖNORM EN 1991-2 / 2004 [B 4]

Die Einwirkungen sind durch zwei Lastmodelle festgelegt. Eines für Normalverkehr auf Hauptstrecken (Lastmodell 71) und eines für Schwertransport (Lastmodell SW).

- Lastmodell 71:

siehe ÖNORM B 4003 / 1994

Die charakteristischen Werte sind auf Strecken mit einem gegenüber dem normalen Verkehr schwererem oder leichterem Verkehr mit einem Beiwert α zu multiplizieren. Als Beiwert α ist einer der folgenden zu wählen: 0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33; 1,46.

Bei den ÖBB sind in der Regel alle Brücken in Normalspurbahnen für $\alpha = 1,21$ und Lastmodell SW/2 zu bemessen. Für den Ermüdungsnachweis ist $\alpha = 1,00$ anzusetzen.

- Lastbild SW für ein Gleis (Längen in m):

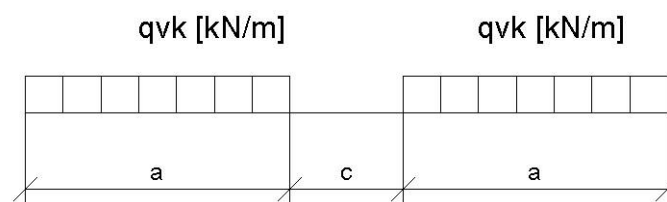


Abbildung 2.12

Lastklasse	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Tabelle 2.3

UIC – Kodex 776-1 / 1994 [B 29]*- UIC – Lastbild:*

Eisenbahnbrücken sind nach UIC Lastbild gemäß Merkblatt Nr. 702 zu berechnen. siehe ÖNORM B 4003 / 1994

- Schwertransporte:

Wenn Eisenbahnbrücken von Schwertransportern befahren werden, ist die Tragfähigkeit für diese Transporte besonders nachzuweisen.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit für Schwerverwagen ist das Lastbild SW zu verwenden. Es ist einer der Lastklassen nach folgender Tabelle anzuwenden. Die Lastklasse ist von den einzelnen Bahnen streckenweise festzulegen.

Lastklasse	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/-2	110	15,0	5,3
SW/0	133	15,0	5,3
SW/1	150	17,0	7,0
SW/2	150	25,0	7,0

Tabelle 2.4

Die Lastklasse SW/0 wird nur bei Einfeldträgern durch das Lastbild UIC 71 abgedeckt. Bei Durchlaufträgern ist sie grundsätzlich zusätzlich zum Lastbild UIC 71 anzusetzen. Die Lastklasse SW/-2 wird durch das Lastbild UIC 71 auch bei Durchlaufträgern abgedeckt.

Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) aus einem Artikel von Quoos und Fila [C 13]

Laut dem Artikel „Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC)“ [C 13] ist aufgrund der von den Bahnen angegebenen Prognose zur Entwicklung der vertikalen Verkehrslasten, der historischen Entwicklung zu immer schwererem Verkehr, der politischen Absicht in der Europäischen Union, Transporte von der Straße auf die Schiene zu verlagern und des Druckes auf die Eisenbahngesellschaften, wirtschaftlicher zu arbeiten, heute bereits erkennbar, dass das bisherige Lastbild UIC 71 – einschließlich ergänzender Lastbilder für Schwerlasttransporte - nicht in der Lage ist, zukünftige vertikale Verkehrslasten sicher abzudecken.

Vorschläge für zukünftige Belastungen sind das Lastbild UIC 2000 nebst Schwingfaktor ϕ_{2000} ; 1,3 x Lastbild UIC 71 nebst Schwingfaktor ϕ_{Class} und 1,4 x Lastbild UIC 71 nebst Schwingfaktor ϕ_2 .

Lastbild UIC 2000:

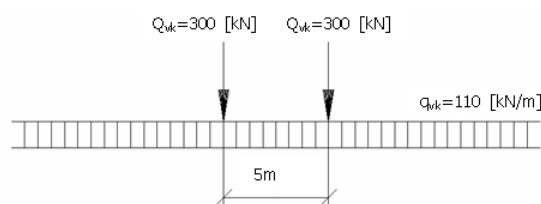


Abbildung 211.13

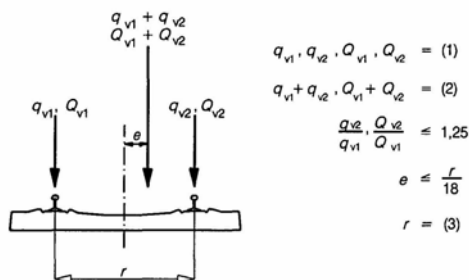
Exzentrizität der Vertikallast und Lastverteilung der Achslasten durch Schienen, Schwellen und Schotter:

ÖNORM EN 1991-2 / 2004 [B 4]

- *Exzentrizität der Vertikallasten (Lastmodelle 71 und SW/0):*

Die seitliche Exzentrizität der Vertikallasten ist durch ein Verhältnis der beiden Radlasten aller Achsen von 1,25 auf irgendeinem Gleis zu berücksichtigen. Die resultierende Exzentrizität e ist in nachfolgendem Bild angegeben.

Die Exzentrizität der Vertikallasten kann bei der Berücksichtigung der Ermüdung vernachlässigt werden.



Legende

- (1) gleichmäßig verteilte Streckenlasten und Einzellasten auf jeder Schiene wie beschrieben
- (2) LM71 (und SW/0 wenn erforderlich)
- (3) Radabstand in Querrichtung

Abbildung 2.14

- *Lastverteilung der Radlast durch die Schiene in Längsrichtung:*

Eine Einzellast des Lastmodells 71 (oder eine klassifizierte Last) und des HSLM (außer HSLM-B) oder die Radlast darf über drei Schienenstützpunkte verteilt werden.

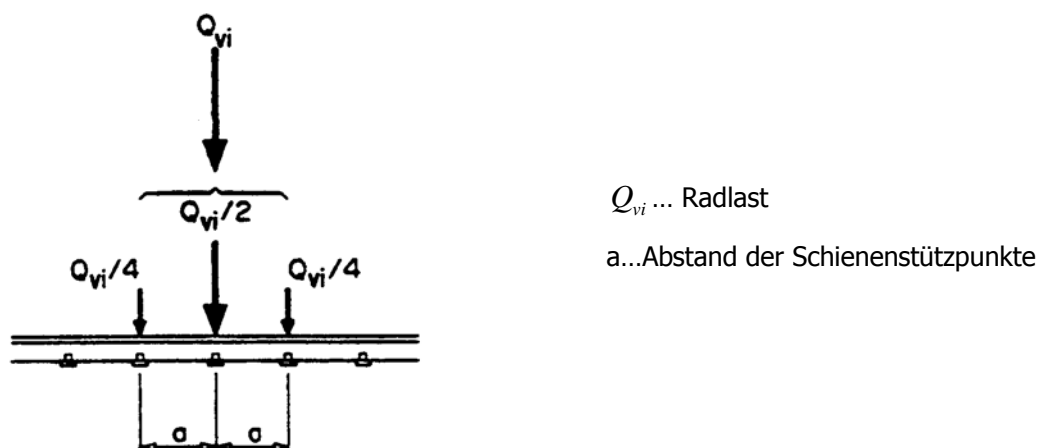


Abbildung 2.15

Die Diagramme im Band 2 Annex A Seite 1-2 zeigen die Entwicklung der Schnittgrößen zufolge der Lastenzüge, es werden die Momente und Auflagerkräfte einer Einfeldträgerbrücke für die hier angeführten Normen und deren Lastenzüge dargestellt. Es folgt ein Vergleich mit dem LM 71, $\alpha = 1,21$ nach ÖNORM EN 1991-2/2004 (Annex A Seiten 3-4). Die Lastenzüge nach ÖNORM B 4003/1994, VORNORM ÖNORM ENV 1991-3/2001, EN 1991-2/2004 sowie UIC – Kodex 776-1/1994 sind

ident (SW 2 nach EN entspricht SW nach ÖNORM B 4003). Die Seite 5 des Annex A zeigt die Auswirkungen der in der EN 1991-2/2004 angegebenen Verteilung der Lasten durch die Schienen auf die Momente und Auflagerkräfte von Brücken mit kurzen Stützweiten.

Diagramme: Annex A Seiten 1-5

2.1.1.3. Dynamischer Beiwert

Die beim Befahren der Eisenbahnbrücken auftretenden globalen und lokalen Schwingwirkungen werden durch dynamische Beiwerte berücksichtigt. Diese sind meist abhängig von der maßgebenden Länge und der Lagerung der Schienen. Die folgende Tabelle zeigt die Entwicklung in den Normen vom dynamischen Beiwert φ zum Schwingfaktor ϕ (bei Belastung mit Lastbild UIC 71).

Norm	Dynamischer Beiwert
Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15]	Es wird kein dynamischer Beiwert angegeben. Aber es wird eine Erhöhung der Einwirkungen aus den Verkehrslasten vorgeschrieben, wenn die Tragwerke den Stößen der Fahrzeuge ohne Vermittlung eines elastischen Zwischenteiles ausgesetzt sind. Bei den folgenden Vergleichsrechnungen wird diese Erhöhung der Verkehrslast um 10 % als dynamischer Beiwert $\varphi = 1,1$ für Brücken mit und ohne Schotterbett angenommen. Weiters werden von der Stützweite abhängige zulässige Spannungen angegeben.
BE 1934 [B 20]	$\varphi_0, \varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ je nach Lagerung der Schienen $\varphi_0 = 1,00 + \frac{60}{l+150}$ $\varphi_1 = 1,11 + \frac{56}{l+144}$ $\varphi_2 = 1,19 + \frac{21}{l+46} \quad \text{von 0 bis 50 m (> 50 m Tabellenwerte)}$ $\varphi_3 = 1,20 + \frac{17}{l+28}$
ÖNORM B 4003 / 1956 [B 1]	φ (Tabellenwerte)
ÖNORM B 4003 / 1984 [B 2]	$\phi = \frac{1,27}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,93 \quad 1,00 \leq \phi \leq 1,67$
ÖNORM B 4003 / 1994 [B 3]	$\phi = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad 1,05 \leq \phi \leq 1,67$
ÖNORM EN 1991-2 / 2004 [B 4]	$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad \text{mit } 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$ $\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{mit } 1,00 \leq \phi_3 \leq 2,0$
Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC) [C 13]	Lastbild UIC 2000: $\phi_{2000} = 1 + \frac{5}{7 + L_\phi}$ 1,3 x Lastbild UIC 71: $\phi_{Class} = 1,4 + \frac{7}{10 + 2L_\phi}$ 1,4 x Lastbild UIC 71: ϕ_2

Tabelle 2.5

Erläuterung zur Entstehung des Lastbildes UIC 71 und des Schwingfaktors ϕ :

Das Lastmodell UIC 71 ist ein fiktiver Lastenzug. Der Lastenzug ist so konzipiert, dass damit die in einem Bauwerk ausgelösten Beanspruchungen von sechs unterschiedlichen Betriebslastenzügen abgedeckt werden. Bei den Betriebslastenzügen handelt es sich um Güterzüge mit mittlerer Geschwindigkeit, Reisezüge mit hoher bis sehr hoher Geschwindigkeit und Sonderschwerfahrzeuge mit geringer Geschwindigkeit. Die Last schnell fahrender Reisezüge ist im Vergleich zu Güterzügen relativ gering, durch die hohe Geschwindigkeit ist der dynamische Anteil an der Beanspruchung jedoch, in Abhängigkeit von der Stützweite, vergleichsweise hoch [*Petersen A 8*].

Für beliebige Stützweiten wurden die Beanspruchungen aus den sechs idealen Betriebslastenzügen, multipliziert mit dem dynamischen Lasterhöhungsfaktor $(1 + \phi)$ ermittelt, wobei $\phi = \phi' + \phi''/2$ folgende Einflüsse abdeckt:

- ϕ' ... die fahrzeug- und brückenspezifischen Parameter, insbesondere Geschwindigkeit sowie Stützweite und Eigenfrequenz der Brücke,
- ϕ'' ... die Imperfektionen im Gleis.

Für jede Stützweite wird der jeweils größte Wert berücksichtigt. Die Beanspruchungen aus dem statischen Lastbild UIC werden in Abhängigkeit von der Stützweite so weit verzerrt, dass die gesuchte Kurve alle zuvor ermittelten Maximalwerte abdeckt (im Sinne einer Einhüllenden). Die Verzerrungsfunktion ist nichts anderes als der Schwingfaktor ϕ [*Stier C 3*].

Die Forderung zur Festlegung von ϕ lautet: $\phi \cdot M_{UIC71} \geq (1 + \phi) \cdot M_{\text{Betriebslastenzüge 1 bis 6}}$ [*Petersen A 8*].

Der dynamische Beiwert der verschiedenen Normen in Abhängigkeit von der Stützweite ist im Diagramm auf Seite 6 des Annex A zu sehen.

Diagramme: Annex A Seite 6

2.1.2. Horizontallasten

Zu den horizontalen Lasten zählen auch die Fliehkräfte, auf welche im Zuge dieser Arbeit nicht eingegangen wird, da von einer geraden Brücke ausgegangen wird.

2.1.2.1. Seitenstoß

Die Seitenstoßlasten der untersuchten Normen sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

	I / Verordnung 1904	II / Verordnung 1904	BE 1934	ÖNORMen B 4003			ÖNORM EN 1991-2/ 2004	UIC – Kodex 776-1/ 1994
				1956	1984	1994		
Seitenstoß [kN]	80	42	60	60	60	100	100 ¹⁾	100

1) Dieser Wert gilt für $\alpha = 1$, für $\alpha > 1$ muss die Seitenstoß-Last mit α multipliziert werden.

Tabelle 2.6

Die Tabelle lässt erkennen, dass die Seitenstoßlasten der neuen Normen im Vergleich zu den alten Normen (mit Ausnahme der Verordnung aus dem Jahr 1904) stark angestiegen sind. Da auch die anzusetzenden Fliehkräfte großteils stark erhöht wurden, ist bei der Nachrechnung einer Brücke auf die Aufnahme der horizontalen Lasten besonders zu achten. Wichtig ist hierbei auch, ob Fliehkraft und Seitenstoß gleichzeitig auf die Brücke angesetzt werden müssen. Dafür gibt es unterschiedliche Ansätze in den Normen: In den ÖNORMen B 4003/1956 und 1984 muss eine gleichzeitige Wirkung von Seitenstoß und Fliehkraft nicht angenommen werden. In ÖNORM B 4003/1994 werden verschiedene Lastkombinationen definiert, je nach Lastkombination wirken Fliehkraft und Seitenstoß gleichzeitig. Bei Lastkombination häufige Beanspruchung ist keine gleichzeitige Wirkung anzusetzen. In ÖNORM EN 1991-2/2004 werden unterschiedliche Lastgruppen erstellt bei denen Fliehkraft und Seitenstoß immer gleichzeitig wirken, jedoch nicht immer beide in voller Größe. In UIC-Kodex 776-1/1994 sind Seitenstoß und Fliehkraft immer gleichzeitig anzusetzen, beide immer in voller Größe. Auch in ONR 24008/2006 [B 28] ist eine gleichzeitige Berücksichtigung von Fliehkraft und Seitenstoß anzusetzen, wobei Fliehkraft oder Seitenstoß mit 0,5 multipliziert werden dürfen und die ungünstigere Kombination maßgebend ist.

2.1.2.2. Bremsen und Anfahren

Brems- und Anfahrkräfte müssen nicht nach allen in dieser Arbeit untersuchten Normen auf die Brücke angesetzt werden. In der Verordnung des Eisenbahnministeriums aus dem Jahr 1904 und in BE 1934 wird nur mit einer Bremskraft und keiner Anfahrkraft gerechnet. Bei der Verordnung 1904 auch nur dann, wenn die Brücke in einer Bremsstrecke liegt oder große Neigung hat. Ab der ÖNORM B 4003/1956 sind sowohl Brems- als auch Anfahrkräfte in Rechnung zu stellen. Bei mehrgleisigen Brücken soll auch angenommen werden, dass in einem Gleis gebremst, in einem zweiten gleichzeitig in entgegengesetzter Richtung angefahren wird.

Berechnung aus den Vertikallasten oder aus der Belastungslänge:

Die Brems- und Anfahrkräfte werden entweder aus den Vertikallasten oder aus der Belastungslänge gerechnet, sie wirken entweder als Einzellast oder sie werden als gleichmäßig verteilt angesetzt.

Die Größe der Brems- und Anfahrkräfte ist im Annex A zu sehen.

Diagramme: Annex A Seite 7-10

Wie aus den Diagrammen ersichtlich, sind die Brems- und Anfahrkräfte der neueren Normen (ÖNORM B 4003/1994 und ÖNORM EN 1991-2/ 2004) sehr stark angestiegen. So beträgt die Bremskraft einer 100 m langen Brücke nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 nur 25 % der nach EN Brückenklasse $\alpha = 1$ anzusetzenden Last.

2.1.2.3. Windlasten

Die folgende Tabelle zeigt die Größe der Windlasten und die Höhe des Verkehrsbandes in den untersuchten Normen.

		1904	BE 1934	ÖNORMen B 4003			EN 1991- 1-4 / 2005	UIC – Kodex 776-1 / 1994
				1956	1984	1994		
Windflächendruck w [kN/m ²]	unbelastete Brücke	2,7	2,5	1,76 ¹⁾	1,8	1,89	-	-
	belastete Brücke	1,7	1,5	0,88 ¹⁾	0,9	1,08		
Höhe des Verkehrsbandes h [m]		3	3,5	4	3,5	4	4	3,5
$w \cdot h$ [kN/m]	belastete Brücke	5,1	5,25	3,52	3,15	4,32	-	-

1) es wurde $c=1,6$ angenommen

Tabelle 2.7

In EN 1991-1-4/2005 ist die Größe des Windflächendrucks von einigen Faktoren abhängig, so z.B. vom Standort der Brücke, der Geländeform und der Referenzhöhe. Für die ungünstigste Geländeform (Geländeform II), den maximal in Österreich auftretenden Geländestaudruck (Traun) und eine Referenzhöhe von $z_e = 50 \text{ m}$ wird ein Windflächendruck von $w = 2,12 \text{ kN/m}^2$ für belastete und unbelastete Brücken erreicht. Bei den günstigsten Bedingungen (Geländeform IV, Ort z.B. Klagenfurt) und

einer Referenzhöhe von 10 m ergibt sich $w = 0,32 \text{ kN/m}^2$. Man kann also erkennen, dass die Werte sehr stark variieren können.

In UIC – Kodex 776-1 E/1994 ist die Größe des anzusetzenden Winddruckes bei Brücken nicht angegeben, es gelten hier die für Wind gültigen Normen.

Diagramme: Annex A Seite 11

Die Tabelle 2.7 und das Diagramm Annex A S 11 lassen erkennen, dass die Windkräfte in der Verordnung 1904 und BE 1934 im Vergleich zur ÖNORM B 4003/1994 größer sind, die ÖNORMen B 4003/1946 und 1984 enthalten im Vergleich kleinere Windlasten. Ein Vergleich mit EN ist nur in Abhängigkeit vom Standort der Brücke möglich.

2.2. Widerstände

Dieses Kapitel behandelt die Eigenschaften und die Festigkeitskennwerte der seit ungefähr 1900 verwendeten Stahlsorten, sowie von Schweiß- und Flusseisen. Die in den Normen angegebenen Kennwerte können der folgenden Tabelle entnommen werden:

Kennwerte in [N/mm²]:

Norm	Stahlgüte	Fließgrenze f_y	Zugfestigkeit f_u	E-Modul E	Schubmodul G
1904 ¹⁾⁴⁾	Schweißbeisen		330		
	Flusseisen		360		
BE 1934 ²⁾⁴⁾ Neue Brücken	Flussstahl St 37	240		210 000	81 000
	Baustahl St 52	360		210 000	81 000
BE 1934 ¹⁾⁴⁾ Bestehende Brücken	Schweißbeisen und Flusseisen, das vor 1895 eingebaut ist	220		200 000	77 000
	Flusseisen, das nach 1895 eingebaut ist	240		210 000	81 000
	Baustahl St 48	312		210 000	81 000
ÖNORM B 4300-2/1954 ⁴⁾	St 37 S	222 ⁵⁾ 204 ⁶⁾	370 bis 450	210 000	81 000
	St 44 S	264 ⁵⁾ 242 ⁶⁾	440 bis 520		
	St 52 T	360 ⁷⁾ 330 ⁸⁾ 300 ⁶⁾	520 bis 640		
	St 55 S	330 ⁵⁾ 302,5 ⁶⁾	550 bis 650		
ÖNORM B 4600-2/1964 ⁴⁾	St 37 S,T,TE	240	370 bis 450	210 000	81 000
	St 44 S,T,TE	290	440 bis 520		
	St 52 T,TE	360	520 bis 640		
	St 55 S	360	550 bis 650		
ÖNORM B 4600-2/1978	St 37 S,T,TE,TK	235 ²⁾⁹⁾	360 bis 440	206 000	80 000
	St 44 S,T,TE,TK	285 ²⁾⁹⁾	430 bis 510		
	St 52 T,TK	355 ²⁾⁹⁾	510 bis 630		
	St 55 S	355 ²⁾⁹⁾	540 bis 640		
ÖNORM B 4300-1/1994 ³⁾	St 360 B, C, CE, D	240 ¹⁰⁾	360	210 000	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
	St 430 B, C, CE, D	280 ¹⁰⁾	430		
	St 510 C, D	360 ¹⁰⁾	510		
ÖNORM EN 1993-1-1/ 2005 ³⁾	S 235	235 ¹⁰⁾ 215 ¹¹⁾	360 ¹⁰⁾ 360 ¹¹⁾	210 000	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
	S 275	275 ¹⁰⁾ 255 ¹¹⁾	430 ¹⁰⁾ 410 ¹¹⁾		
	S 355	355 ¹⁰⁾ 335 ¹¹⁾	510 ¹⁰⁾ 470 ¹¹⁾		
	S 450	440 ¹⁰⁾ 410 ¹¹⁾	550 ¹⁰⁾ 550 ¹¹⁾		
UIC Kodex 778-2/1991	Schweißbeisen und alte Baustähle	220 ³⁾	320 bis 380	200 000	77 000
	St 37	240 ³⁾	370 bis 460	210 000	81 000
	St 52	360 ³⁾	520 bis 620		

Ril 805/1999 ³⁾	Schweißbeisen und Flusseisen vor 1900	220	320	200 000	77 000
	Flusseisen nach 1900, Flusstahl	235	335	210 000	81 000
	Baustahl St 37	240	360		
	Baustahl St 48	312	480		
	Baustahl St 52	360	510		
ONR 24008/2006 ³⁾	Schweißbeisen und Flusseisen vor 1900	220	320	200 000	77 000
	Flusseisen nach 1900, Flusstahl	235	335	210 000	81 000

1) garantierte Mindestwerte für Festigkeiten

2) Mittelwert für Festigkeiten

3) charakteristische Werte für Festigkeiten

4) Werte werden in der Norm in kg/cm^2 angegeben, die Umrechnung erfolgt in der Form $10 \text{ kg/cm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$

5) für Dicken von 4 bis 30 mm

6) für Dicken über 30 bis 50 mm

7) für Dicken von 4 bis 8 mm

8) für Dicken über 8 bis 30 mm

9) für Dicken kleiner als 30 mm

10) für Dicken kleiner als 40 mm

11) für Dicken von 40 bis 80 mm

Tabelle 2.8

Bis ca. 1900 wurde vornehmlich Schweißbeisen verwendet. Schweißbeisen (Puddeleisen, Schmiedeeisen) wird im Puddling-Verfahren (Rühren der im Erstarren begriffenen Roheisenschmelze) hergestellt, und rotglühend zu großen Halbzeugen zusammengeschmiedet (pressgeschweißt). Die Körner und Einschlüsse wurden dabei zerdrückt und in die Länge gedehnt, was dem Schweißbeisen seinen längsorientierten, geschichteten Aufbau verlieh. Zwischen den kohlenstoffarmen Eisenlamellen befinden sich Einschlüsse in Form von Eisenverunreinigungen wie Schwefel und Phosphor, die Schwachstellen im Eisen- und Eisenkarbidgefüge darstellen [Brühwiler et al. C 17]. Aufgrund des anisotropen Materialaufbaus zeigt Schweißbeisen voneinander abweichende Festigkeitseigenschaften in Längs-, Quer- und vor allem in Dickenrichtung (Die „Kohlenstoffzeilen“ erlauben keine Beanspruchung in Dickenrichtung).

Ab ca. 1890 kam Flusseisen zum Einsatz. Im Gegensatz zum Schweißbeisen ist Flusseisen im flüssigen Zustand gewonnener Stahl.

Nach dem Herstellungsverfahren unterscheidet man

Birnenflusstahl

Bessemerverfahren (saueres Verfahren)

Thomasverfahren (basisches Verfahren)

Herdflusstahl

Siemens-Martin-Stahl („Martin-Fluss-Eisen“)

In Österreich wurde überwiegend Siemens-Martin-Stahl verwendet [ONR 24008/2006 B 28].

Während bei Schweißbeisen die Frage des Einflusses der Schlacken auf das Zähigkeits- und Ermüdungsverhalten im Vordergrund steht, ist bei alten Flusstählen wegen des verfahrensbedingt hohen Stickstoffgehaltes die Möglichkeit alterungsbedingter Versprödungserscheinungen von vorrangiger Bedeutung.

Ab ca. 1930 kam St 37 zum Einsatz, es wurde hierbei die Schmelze mit Sauerstoff desoxidiert und dadurch der Stickstoff Gehalt stark vermindert wodurch die Schweißbarkeit gegeben wurde.

Die Feststellung der Schweißbeignung des Werkstoffes der bestehenden Konstruktion erweist sich oftmals als schwierig. Bei einer genieteten oder geschraubten Altkonstruktion kann – wenn keine Unterlagen über das Material vorliegen – die Frage nach der Schweißbarkeit des Materials nur mit großem Aufwand aufgrund von Untersuchungen beantwortet werden. In vielen Fällen geben die in vorhandenen Unterlagen angegebenen Stahlqualitäten bereits Hinweis darauf, dass die Schweißbarkeit für Lichtbogen – Schmelzschweißverfahren nicht gegeben ist. Für Schweißisen ist die Schweißbarkeit wegen der zeiligen Struktur und der häufigen Einschlüsse von Verunreinigungen sicher nicht gegeben. Flusstähle, die früher nach dem Bessemer-, Thomas- oder Siemens-Martin-Verfahren erschmolzen wurden, später aber auch im Elektroofen oder nach dem Sauerstoffblasverfahren, wurden im Allgemeinen unberuhigt (d.h. ohne Zugabe von desoxidierenden Stoffen) in Kokillen vergossen. Unberuhigte Stähle neigen zu Seigerungen (Entmischungen) im Kern des Blockes und somit zur Ansammlung unerwünschter Eisenbegleiter im Kern. Bei Warmwalzvorgängen für Bleche und Profile bleiben diese Seigerungszone erhalten und treten an Schnittflächen und an Ausrundungen von Profilen an die Oberfläche. Beim Schweißen in dieser Zone können Probleme durch den erhöhten Gehalt an Kohlenstoff, Schwefel und Phosphor im Stahl auftreten. Andererseits kann an Schnittflächen mit einem Schwefelabdruck nach Baumann, bei dem die Seigerungszone erkennbar werden, leicht nachgewiesen werden, ob es sich um einen beruhigten oder unberuhigten Stahl handelt. Ist die Materialqualität in Hinblick auf die Schweißung nicht aus den vorhandenen Bauwerksunterlagen zu entnehmen, so müssen in allen Bereichen, in denen geschweißt werden soll, die Schweißbarkeit des Materials nachgewiesen werden. Bei gleicher Werkstofffestigkeit können die Materialien aus unterschiedlichen Chargen stammen und erhebliche unterschiedliche chemische Zusammensetzungen und technologische Eigenschaften aufweisen. Von Proben, die an anderen Stellen des Bauwerkes entnommen wurden, kann keinesfalls auf die Schweißbarkeit des Materials an der Fügestelle geschlossen werden. Handelt es sich bei dem zu adaptierenden Bauwerk jedoch um eine geschweißte Konstruktion, die keine systematischen Schäden an den Schweißnähten aufweist, so kann die Schweißbarkeit des Materials als gegeben angenommen werden [Ramberger, Schwarz. A 12].

Die Richtlinie zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken ONR 24008/2006 [B 28] gibt an, dass Konstruktionen, die aus Stählen hergestellt sind, die vor ca. 1930 gewalzt wurden, nicht schweißbar sind. Insbesondere sind Schweißisen und Flusseisen nicht schweißbar (siehe auch Kapitel 2.4 *Verbindungen*).

2.3. Tragfähigkeit

Dieses Kapitel dient der Bewertung der Tragfähigkeit einer bestehenden Brücke bei Belastung mit modernen Lastenzügen. Ziel dieses Kapitels ist es festzustellen, in welchem Entstehungszeitraum, bei welchen nach der ursprünglichen Berechnung angesetzten Lastenzügen, bei welchen Stützweiten und bei welchen Stahlgüten Probleme bei einer Nachrechnung mit Belastung durch das Lastmodell 71 zu erwarten sind, und bei welchen Brücken ein Nachweis der Tragfähigkeit vermutlich keine Schwierigkeiten darstellt. Ebenso wird der Nachweis der Tragfähigkeit einer Nietverbindung behandelt.

2.3.1. Sicherheitsfaktoren

Als Voraussetzung für die folgenden Untersuchungen werden die Sicherheitskonzepte der Normen erläutert, also das bei den älteren Normen (bis einschließlich der ÖNORM B 4600 [B 11]) verwendete deterministische Sicherheitskonzept und das semiprobabilistische Sicherheitskonzept der neuen Normen (dieses wird bei der Normenserie ÖNORM B 4300/1994 [B 7], B 4303/1994 [B 10] und Belastungsnorm B 4003/1994 [B 3] sowie bei den Eurocodes, dieses sind die ÖNORM EN 1993-1 [B 8], ÖNORM EN 1993-2 [B 26] und die Belastungsnorm ÖNORM EN 1991-2 [B 4], verwendet).

Bei dem deterministischen Sicherheitskonzept werden bei den Nachweisen Spannungen aus Gebrauchslasten ermittelt und mit den zulässigen Spannungen verglichen. Diese zulässigen Spannungen werden mit Hilfe von globalen Sicherheitsfaktoren aus der Fließgrenze ermittelt. Es wird zwischen Hauptlasten oder Haupt- und Zusatzlasten unterschieden.

Bei dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept, wird nicht mehr von zulässigen Spannungen oder zulässigen Beanspruchungen ausgegangen, sondern, es ist nachzuweisen, dass in allen Bemessungssituationen die maßgebenden Grenzzustände nicht überschritten werden. Hierbei werden die mit den Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelten Bemessungswerte der Beanspruchung S_d den Bemessungswerten der Beanspruchbarkeit R_d gegenübergestellt. Weiters werden verschiedene Grenzzustände (z.B. der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS), der Tragfähigkeit (ULS) und der Ermüdungsfestigkeit (FLS)) unterschieden, für die es mehrere Bemessungssituationen (z.B. ständige oder vorübergehende Bemessungssituation, außergewöhnliche Bemessungssituation...) gibt, bei welchen die Bemessungswerte der Einwirkungen unterschiedlich miteinander kombiniert werden.

Um die Sicherheitsfaktoren der deterministischen Normen mit jenen der Normen mit semiprobabilistischem Sicherheitskonzept gegenüberstellen zu können, wird bei letzteren Normen, für die hier untersuchten Einfeldträgerbrücken bis 100 m und die in den vorangegangenen Kapiteln erläuterten Einwirkungen ein globaler Sicherheitsfaktor γ_{global} ermittelt.

Zur Berechnung von γ_{global} werden zunächst die Teilsicherheitsfaktoren auf der Einwirkungsseite (γ_G für Eigengewicht, γ_Q für Verkehrslast) zu einem zentralen Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite γ_F^* zusammengefasst. γ_F^* wird aus den maximalen Gesamtmomenten mit Sicherheitsbeiwert dividiert durch die Gesamtmomente ohne Sicherheitsbeiwert berechnet.

$$\gamma_F^* = \frac{M_{Ed}}{M_k}$$

$$M_{Ed} = \gamma_G M_G + \gamma_Q \phi M_Q$$

$$M_k = M_G + \phi M_Q$$

γ_F^* wird bei Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast ermittelt, dies entspricht nach dem deterministischen Konzept dem Lastfall Hauptlasten und kann daher für den Vergleich mit deterministischen Normen für diesen Lastfall herangezogen werden. Nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept entspricht dies bei der ÖNORM B 4003-1/1994 [B 3] der Lastkombination I (häufige Beanspruchung während der Nutzung), nach der ÖNORM EN 1991-2/2004 [B 4] entspricht dies dem vertikalen Anteil der Lastgruppen 11 und 12 (nach dieser Norm muss immer mit Horizontalkräften kombiniert werden, das ist aber für die hier geführte Vergleichsrechnung nicht sinnvoll möglich). Das in diese Berechnung einfließende Eigengewicht wird nach *Herzog* [C 1] berechnet (siehe hierzu Kapitel 2.1.1.1 *Eigengewicht*). γ_F^* ist abhängig von der Stützweite und dem einwirkenden Lastmodell.

Aus γ_F^* und dem Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite γ_M wird der globale Sicherheitsfaktor berechnet.

$$\gamma_{global} = \gamma_F^* \gamma_M$$

Auszugsweise wird die Berechnung von γ_{global} für eine Brücke mit der Stützweite von 40 m, für Belastung mit LM 71, $\alpha = 1,21$, ϕ_2 nach ÖNORM EN 1991-2/2004 [B 4], Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite nach ÖNORM EN 1990:2002/A1/2005 [B 34], Sicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26], angeführt. Als Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite wird für dieses Beispiel γ_{M0} verwendet, γ_{M0} gilt für Fließen im Querschnitt, auch mit lokalem Beulen.

Die folgende Tabelle, listet sowohl die Momente zufolge Eigengewicht und Verkehrslast (diese können dem Annex T entnommen werden) auf, als auch die Sicherheitsbeiwerte.

Die Lastverteilung durch die Schiene wurde bei dieser Rechnung nicht berücksichtigt. Eine Abweichung der Schotterbettstärke von 30 % wird gemäß ÖNORM EN 1991-1-1/2003 und ÖNORM B 1991-1-1/2006 [B 42] berücksichtigt.

Stützweite [m]	M_G [kNm]			M_Q [kNm]	γ_G	γ_Q	ϕ_2	γ_{M0}
	Mit Schotterbett		Ohne Schotterbett					
	$M_{G,ges}$	$M_{G,Schotter}$						
40	11560	5020	5735	24829	1,35	1,45	1,06	1,0

Tabelle 2.9

Mit Schotterbett:

$$M_{Ed} = (11560 - 5020) \cdot 1,35 + 5020 \cdot 1,35 \cdot 1,30 + 24829 \cdot 1,45 \cdot 1,06 = 55801 \text{ kNm}$$

$$M_k = 11560 + 24829 \cdot 1,06 = 37879 \text{ kNm}$$

$$\gamma_F^* = \frac{M_{Ed}}{M_k} = \frac{55801}{37879} = 1,47$$

$$\gamma_{global} = 1,47 \cdot 1,0 = 1,47$$

Ohne Schotterbett:

$$M_{Ed} = 5735 \cdot 1,35 + 24829 \cdot 1,45 \cdot 1,06 = 45904 \text{ kNm}$$

$$M_k = 5735 + 24829 \cdot 1,06 = 32054 \text{ kNm}$$

$$\gamma_F^* = \frac{M_{Ed}}{M_k} = \frac{45904}{32054} = 1,43$$

$$\gamma_{global} = 1,43 \cdot 1,0 = 1,43$$

Die Werte der semiprobabilistischen Normen der folgenden Tabelle 2.10, werden durch Mittelwertbildungen, einerseits über die Stützweite, und andererseits über die Werte mit und ohne Schotterbett erhalten (Die Auflistung der Sicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von der Stützweite findet sich in der Arbeit für die ÖBB [E 10].).

Für die Normen mit deterministischem Sicherheitskonzept ergeben sich die globalen Sicherheitsbeiwerte aus dem Verhältnis Fließgrenze zu zulässige Spannung.

Gegenüberstellung der globalen Sicherheitsbeiwerte:

		Schweiß- eisen und Flusseisen vor 1900	Flusseisen nach 1900 oder Flussstahl	Stahl	
„alte“ Normen globaler Sicherheits- faktor bei Belastung durch Hauptlasten	Verordnung aus 1904 [B 15]	2,47/2,93 ¹⁾	2,32/2,81 ¹⁾		
	BE 1934 [B 20]		1,85 ²⁾	1,85 ²⁾	
	ÖNORM B 4300- 2/1954 [B 5] Entwurf ÖNORM B 4303 ³⁾ [B 16]	St 37 S			1,54 ²⁾³⁾
		St 44 S			1,50 ²⁾³⁾
		St 52 T, St 55 S			1,54 ²⁾³⁾
	ÖNORM B 4600- 2/ 1964 [B 11], ÖNORM B 4603/1964 [B 9]	St 37 S,T,TE			1,74 ²⁾
		St 44 S,T,TE			1,74 ²⁾
		St 52 T,TE, St 55 S			1,73 ²⁾
	ÖNORM B 4600- 2/ 1978 [B 6], ÖNORM B 4603/1964 [B 9]	St 37 S,T,TE,TK			1,71 ²⁾
		St 44 S,T,TE,TK			1,72 ²⁾
St 52 T,TK, St 55 S				1,72 ²⁾	
„neue“ Normen	ÖNORM B 4003/1994 [B 3] ÖNORM B 4303/1994 [B 10]	(0)		1,47 ⁴⁾	
		(2)		1,47 ⁴⁾	
		SW 2		1,25 ⁴⁾	
	ÖNORMen EN 1991-2/2004 [B 4], EN 1990:2002/A1/2005 [B 34], EN 1993-2/2007 [B 26]	$\alpha = 1,2$			1,62 ⁴⁾⁵⁾
		SW 2			1,40 ⁴⁾⁵⁾
Normen für bestehende Brücken	UIC Kodex 776-1/1994 [B 29] und 778-2/1991 [B 12]	$\alpha = 1,2$	1,47 ⁴⁾⁶⁾	1,47 ⁴⁾⁶⁾	1,35 ⁴⁾⁶⁾
		SW 2	1,47 ⁴⁾⁶⁾	1,47 ⁴⁾⁶⁾	1,35 ⁴⁾⁶⁾
	Ril 805/1999 [B 13] und EN 1991-2/2004 [B 4]	$\alpha = 1,2$	1,56 ⁴⁾	1,49 ⁴⁾	1,43 ⁴⁾
		SW 2	1,56 ⁴⁾	1,49 ⁴⁾	1,43 ⁴⁾
	ONR 24008/2006 [B 28] und EN 1991-2/2004 [B 4]	$\alpha = 1,2$	1,57 ⁴⁾⁵⁾	1,51 ⁴⁾⁵⁾	
		SW 2	1,57 ⁴⁾⁵⁾	1,51 ⁴⁾⁵⁾	

- 1) die minimalen Werte für die zulässigen Spannungen ergeben sich bei 2 m Stützweite, die maximalen Werte ab einer Stützweite von 160 m, die Mittelwertbildung erfolgt in Abhängigkeit von der Stützweite über die Belastungen aus Biegung und Zug, Schub und Druck
 - 2) für Druck wird ein Mittelwert über λ gebildet, und dann der Mittelwert über die Belastungen aus Biegung und Zug, Schub und Druck
 - 3) ÖNORM B 4303 enthält für den allgemeinen Spannungsnachweis nur die Kombination von Haupt- und Zusatzlasten (siehe Kapitel zulässige Spannungen)
 - 4) Mittelwert über mit und ohne Schotterbett
 - 5) Mittelwert über $\gamma_{M0r}, \gamma_{M1r}, \gamma_{M2}$
 - 6) Bruchzustand, Belastungskombination I
- Tabelle 2.10

Beim Vergleich der globalen Sicherheitsfaktoren kann festgestellt werden, dass der Sicherheitsbeiwert bei Brücken ohne Schotterbett meist etwas geringer ist als bei Brücken mit Schotterbett, der Unterschied ist besonders bei EN und UIC-Kodex zu bemerken, bei ÖNORM B 4003/1994 [B 3] ist er nicht besonders groß. Das liegt daran, dass beim Eurocode eine Abweichung der Schotterbettstärke von +/- 30 % angesetzt wird, und beim UIC Kodex, ein höherer Sicherheitsbeiwert für die Lasten zufolge Schotterbett.

Unterschiede können teilweise zwischen dem Lastmodell 71 und SW festgestellt werden. In ÖNORM B 4003/1994 [B 3] und EN 1990:2002/A1/2005 [B 34] sind die Sicherheitsbeiwerte beim Lastmodell 71 größer als bei den Schwerlasten. Ril 805/1999 [B 13], ONR 24008/2006 [B 28] und UIC Kodex 776-1/1994, 778-2/1991 [B 29, B 12] hingegen ergeben völlig gleiche Sicherheitsbeiwerte für alle Lastenzüge. Bei den Normen für bestehende Brückentragwerke, kann ein Unterschied zwischen den verschiedenen Stahlgüten festgestellt werden. Ältere Stähle haben höhere Sicherheitsbeiwerte.

Weiters bemerkt man, dass EN, bei Lastmodell 71 im Vergleich zu Ril 805/1999 [B 13], ONR 24008/2006 [B 28] und UIC Kodex [B29; B 12] höhere, und bei Lastmodell SW, niedrigere Sicherheitsbeiwerte liefert.

Beim Vergleich der Sicherheitsbeiwerte der „neuen“ Normen und der Normen für bestehende Brücken, können im Vergleich zu „alten“ Normen durchwegs niedrigere Sicherheitsbeiwerte festgestellt werden. Eine Ausnahme sind die Sicherheitsbeiwerte der ÖNORM B 4300/1954 [B 5], diese eignen sich aber auch nicht für diesen Vergleich, da es sich in dieser Tabelle um einen Vergleich für Hauptlasten handelt, diese Norm aber nur die Kombination von Haupt- und Zusatzlasten enthält.

2.3.2. Zulässige Spannungen

Zulässige Spannungen in [N/mm²]:

Norm	Stahlgüte	zulässige Normalspannung σ_{zul}		zulässige Schubspannung τ_{zul}	
		Hauptlasten	Haupt- und Zusatzlasten	Hauptlasten	Haupt- und Zusatzlasten
1904 [B 15]	Schweißbeisen	70 bis 90 ¹⁾	100	50	60
	Flusseisen	75 bis 100 ¹⁾	120	60	70
BE 1934 [B 20]	Flussstahl St 37	140	160	112	128
Neue Brücken	Baustahl St 52	210	240	168	192
BE 1934 [B 20] Bestehende Brücken	Schweißbeisen und Flusseisen, das vor 1895 eingebaut ist	140	160	112	128
	Flusseisen, das nach 1895 eingebaut ist	150	170	120	136
	Baustahl St 48	182	208	146	166
ÖNORM B 4300/1954 [B 5]	St 37 S,T	-	150/170 ²⁾⁴⁾	-	90/102 ²⁾⁴⁾
	St 44 S,T	-	180/210 ²⁾⁴⁾	-	108/126 ²⁾⁴⁾
	St 55 S, St 52 T	-	220/250 ²⁾⁴⁾	-	132/150 ²⁾⁴⁾
ÖNORM B 4603/1964 [B 9]	St 37 S,T	160 ⁴⁾	180 ⁴⁾	92 ⁴⁾	104 ⁴⁾
	St 44 S,T	192 ⁴⁾	216 ⁴⁾	111 ⁴⁾	125 ⁴⁾
	St 55 S, St 52 T	240 ⁴⁾	270 ⁴⁾	139 ⁴⁾	156 ⁴⁾
UIC Kodex 778-2/1991 ³⁾ [B 12]	Schweißbeisen und alte Baustähle	147	154	84	88
	St 37	175	185	100	105
	St 52	260	275	150	160

1) In Abhängigkeit von der Stützweite

2) Zulässige erhöhte Spannungen nach Ausgabe 3

3) Belastungskombination I wurde als Hauptlasten angenommen, Belastungskombination II als Haupt- und Zusatzlasten

4) $t < 30\text{mm}$

Tabelle 2.11

2.3.3. Nachweise

Im zweiten Teil dieses Kapitels werden die Tragfähigkeitsnachweise erläutert und hierzu Vergleichsrechnungen für den in dieser Arbeit untersuchten Brückentyp geführt. Es werden die Nachweise bei Beanspruchung auf Biegung, Zug und Druck, und der Plattenbeulnachweis behandelt.

2.3.3.1. Auf Biegung beanspruchte Bauteile

Die Vergleichsrechnung wird für die Hauptträger einer Brücke unter Einwirkung von Verkehrslasten und Eigengewicht geführt. Aus den hierbei erhaltenen Diagrammen, kann abgelesen werden, ob ein Tragfähigkeitsnachweis für die Hauptträger einer bestehenden Brücke, bei Belastung mit LM 71 nach den jetztgültigen Normen geführt werden kann. Die Ergebnisse dieser Vergleichsrechnung sind im Annex A enthalten. In der Arbeit für die ÖBB [Kronfuß E 10] sind Parameterstudien zum Einfluss der Lastverteilung und zum Einfluss des Eigengewichtes (sowohl des Stahlgewichtes, als auch des Schotterbettes), sowie eine Berechnung mit reduziertem Sicherheitsbeiwert

nach ONR (unter der Voraussetzung, dass die tatsächlichen Abmessungen bekannt sind), und eine Rechnung mit Erhöhung des Widerstandsmomentes von Biegeträgern um 7 % für die Berechnung der Randspannungen bei den ÖNORMen B 4300/1954 [B 5], B 4600/1978 [B 6] und B 4300/1994 [B 7], enthalten. Die Ergebnisse der Parameterstudien und näheren Untersuchungen werden nachfolgend erläutert, in Diagrammform sind sie in dieser Arbeit nicht enthalten.

Vergleichsrechnung – Allgemeine Gegenüberstellung:

- Berechnung der Widerstandsmomente aus den Momenten und Normalspannungen

Eingangswerte für diese Untersuchung sind Momente und Spannungen, über die fiktive Querschnittskenngößen (W^*) berechnet werden. Mit diesen kann dann ein Vergleich zwischen den Normen angestellt werden.

Als erstes werden die maximalen Momente aus Eigengewicht und Verkehrslast mit dynamischem Beiwert in Abhängigkeit von der Stützweite berechnet. Die Berechnung des Eigengewichts erfolgt nach *Herzog* [C 1] (Parameterstudie in [E 10]). Es werden Brücken mit durchgehendem Schotterbett und Brücken ohne Schotterbett unterschieden, wobei erfahrungsgemäß bis zum Jahr 1940 Eisenbahnbrücken ohne Schotterbett gebaut wurden. Bei Brücken mit Schotterbett wurde für das Gewicht der Bettung der Mittelwert aus den Angaben hierzu von Bleich und Melan [A 2], Bleich [A 1] und DV 804 [B 14] gewählt. Es wird also davon ausgegangen, dass die Schotterbettstärke nicht verändert wurde.

Die Berechnung des maximalen Momentes aus Verkehrslast, enthält die je nach Norm unterschiedlichen Lastenzüge und dynamischen Beiwerte, die in den vorangegangenen Kapiteln angegeben sind. Bei den Normen mit einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept fließen zusätzlich noch die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite ein. Bei der Berechnung nach EN werden nicht die reduzierten Sicherheitsbeiwerte nach ONR 24008/2006 [B 28] verwendet, da die Voraussetzungen nicht erfüllt sind (Reduzierte Sicherheitsbeiwerte erfordern aktualisierte Daten auf der Einwirkungsseite, also tatsächlich am Bauwerk festgestellte Abmessungen und eine tatsächlich ermittelte Schotterbettstärke). Bei der Berechnung nach EN wird außerdem eine Abweichung von 30 % von der nach den alten Normen ermittelten Schotterbettstärke berücksichtigt.

Bei Ril 805/1999 [B 13] wird für Schotterbett der Sicherheitsbeiwert für nach Ist-Zustand ermittelte durch Kontrolle begrenzte Füllhöhe verwendet (dies widerspricht der Annahme der ONR, die Ril enthält aber nur Sicherheitsbeiwerte für nach Ist-Zustand ermittelte Füllhöhen des Schotterbettes; es wurde hier derjenige Fall angenommen, dessen Sicherheitsbeiwert den Mittelwert der drei möglichen Sicherheitsbeiwerte darstellt).

Weitere Eingangswerte sind bei den „alten“ Normen die zulässigen Spannungen, und bei den „neuen“ Normen die Fließgrenze und der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite.

Nun werden fiktive Widerstandsmomente berechnet ($W^* = \frac{M^*}{\sigma^*}$). Die Berechnung nach den alten Normen ergibt ein „vorhandenes“ Widerstandsmoment. Um einen

Vergleich mit EN 1991-2 [B 4] anstellen zu können (LM 71, $\alpha = 1,21$, dynamischer Beiwert ϕ_2) wird mit Momenten nach EN und Nennwerten der Fließgrenze der jeweils vorhandenen Stahlsorte (nach den zu vergleichenden „alten“ Normen) ein „erforderliches“ Widerstandsmoment berechnet. Die Nennwerte der Fließgrenze stammen aus ONR 24008/2006.

Jetzt wird ein Vergleich in der Form $\frac{W^*_{\text{vorhanden}}}{W^*_{\text{erforderlich}}} * 100$ [%] angestellt.

Bei der Berechnung nach UIC-Kodex und Ril wird wie bei EN der Lastenzug UIC 71 mit $\alpha = 1,21$ und dynamischem Beiwert ϕ_2 verwendet.

Die Berechnung nach den alten Normen mit σ_{zul} -Konzept geht von einem elastischen Tragwerksverhalten aus, dieses wird aber auch bei der Berechnung nach EN verwendet, da nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Tragwerksberechnung für ständige und vorübergehende Bemessungssituation in der Regel von elastischem Tragwerksverhalten auszugehen ist. Auf die Verwendung von elastoplastischen Modellen für den Querschnittswiderstand anstatt linear elastischer Modelle, wie dies in ONR 24008/2006 [B 28] als Möglichkeit zur Aktivierung von Tragreserven angegeben wird (nicht jedoch in Ril 805/1999 [B 13], hier wird ein Nachweis nach dem Verfahren Elastisch-Elastisch verlangt), wird hier nicht eingegangen.

Diese Berechnung gilt für das Haupttragwerk einer geraden Brücke als Einfeldträger, unter der Annahme, dass die bestehende Brücke mit den zu ihrer Entstehungszeit gültigen Normen berechnet wurde. Der Nachweis erfolgt für das Eigengewicht und die Verkehrslast mit dynamischem Beiwert (diese Belastung wird in den alten Normen als Hauptlast bezeichnet). Es wurde weiters für diesen allgemeinen Vergleich ohne Berücksichtigung der Exzentrizität der Vertikallasten und ohne einer nach EN möglichen Verteilung der Achslasten durch Schienen, Schwellen und Schotterbett gerechnet (siehe Kapitel Lastenzüge).

Bei dem fiktiven Widerstandsmoment W^* handelt es sich um ein Widerstandsmoment nach Lochabzug, da es sich um jene Querschnittswerte handelt, die zur Aufnahme der Momente benötigt werden. Dem Widerstandsmoment $W^*_{\text{vorhanden}}$ liegt also die Berechnung des Lochabzuges nach der jeweiligen verwendeten alten Norm zugrunde. Wird $W^*_{\text{erforderlich}}$ nach den jetzt gültigen Normen berechnet (Untersuchungen in [E 10]), ergeben sich durch die Unterschiede in der Berechnung des Lochabzuges nach den alten und den neueren Normen, großteils zusätzliche Reserven, die bei dieser Rechnung nicht berücksichtigt werden.

Die in den ÖNORMen B 4300/1954 [B 5], B 4600/1978 [B 6] und B 4300/1994 [B 7] erlaubte Erhöhung des Widerstandsmomentes von Biegeträgern um 7 % für die Berechnung der Randspannungen unter gewissen Voraussetzungen ist in der Allgemeinen Gegenüberstellung nicht berücksichtigt (Vergleichsrechnung in [E 10]).

Die ÖNORM B 4300/1954 [B 5] enthält nur zulässige Spannungen für den Nachweis gegen Haupt- und Zusatzlasten, hierfür gibt es zulässige Spannungen und erhöhte zulässige Spannungen, die unter gewissen Voraussetzungen, vor allem hinsichtlich

der Qualität und der Blechdicke verwendet werden können. Bei diesem Vergleich werden die niedrigeren zulässigen Spannungen angesetzt, um zu berücksichtigen, dass es sich um einen Vergleich für Hauptlasten handelt.

Diagramme: Annex A Seite 12-21

- Berechnung der Querschnittsflächen aus den Querkraften und Schubspannungen

Analog zur Gegenüberstellung der erforderlichen und vorhandenen Widerstandsmomente erfolgt im Anschluss eine Gegenüberstellung der erforderlichen und vorhandenen wirksamen Schubfläche A_V .

Es werden die maximalen Auflagerkräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast berechnet. Ausgehend von diesen Querkraften und den Schubspannungen werden fiktive Schubflächen berechnet $A_V^* = \frac{Q^*}{\tau}$ um einen Vergleich in der Form

$\frac{A_{V,vorhanden}^*}{A_{V,erforderlich}^*} * 100$ [%] anstellen zu können. $A_{V,vorhanden}^*$ wird wieder nach den „alten“ Normen und $A_{V,erforderlich}^*$ nach EN und ONR berechnet.

Diagramme: Annex A Seite 22-31

Werte in den Diagrammen > 100 % bedeuten, dass $W_{vorhanden}^*$ größer als $W_{erforderlich}^*$ bzw., dass $A_{V,vorhanden}^*$ größer als $A_{V,erforderlich}^*$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100 % bedeuten, dass der hier geführte Nachweis nach EN und ONR 24008/2006 [B 28] für die bestehende Brücke, erbracht werden kann.

Im Band 2 dieser Arbeit wird die Verwendung der Diagramme an Hand eines Beispielen gezeigt. Hier wird im Folgenden, ebenfalls an Hand eines Beispielen die Berechnung der Werte in den Diagrammen erläutert.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex A Seite 12-31, an Hand des Beispiels der Fischbachbrücke

Eine Vorstellung der wichtigsten Eckdaten der Fischbachbrücke erfolgte bereits in Kapitel 1.4 *Vorstellung der zur Untersuchung kommenden statischen Berechnungen bestehender Brücken* in *Tabelle 1.3*, Auszüge aus der Tabelle werden hier nochmals in der folgenden Tabelle angeführt.

	Jahr der Erbauung bzw. Nachrechnung	Bauart der Brücke	Stützweite [m]	Material	Verwendete Norm	Lasten zug
Fischbachbrücke	Nachrechnung im Jahre 1940; Genehmigt im Jahre 1910	Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung ¹⁾	18,79 ¹⁾	Martin-Flusseisen	BE 1934	E-Zug

1) Bei unmittelbarer Schwellenauflagerung wird nach BE 1934 der dynamische Beiwert φ_2 verwendet.

2) Zur Vereinfachung (Tabellenwerte aus Anhang T) wird zur Berechnung die Stützweite 18 m verwendet.

Tabelle 2.12

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung des vorhandenen Widerstandsmomentes mit Hilfe der Norm BE 1934 [B 20], und die Berechnung des erforderlichen Widerstandsmomentes mit Hilfe der zurzeit gültigen Norm ÖNORM EN 1991-2 [B 4] und der ONR 24008/2006 [B 28]. Die Werte der Biegemomente können dem Anhang T entnommen werden.

		BE 1934 / E, φ_2 ,	EN 1991-2/2004/ $\alpha = 1,21, \phi_2$, ONR 24008/2006
		Flussstahl St 37, Ohne Schotterbett	
Momente [kNm]			
M_G		871	871
$\varphi \cdot M_Q$ bzw. $\phi \cdot M_Q$		6452	7220
Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite			
γ_G	nach ÖNORM EN 1990:2002/A 1/2005 [B 34]	-	1,35
γ_Q		-	1,45
M_k bzw. M_{Ed} [kNm]		7323	11644
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
σ_{zul} nach BE 1934		14	-
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5
Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite			
γ_{M0}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,15
Widerstandsmoment [cm ³]			
W_{vorh}^* bzw. W_{erf}^*		52304	56982
Tabellenwert $\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]		92 %	

Tabelle 2.13

Ergebnisse – Allgemeine Gegenüberstellung:

Stützweite:

Die Resultate der Vergleichsrechnung sind stark von der Stützweite abhängig, kleine Stützweiten liefern bei einer Nachrechnung schlechtere Ergebnisse, als große. Beim Vergleich der schwereren Lastenzüge (Lastenzug I der Verordnung 1904 [B 15], Österreichischer N-Zug, Lastenzug N der BE 1934 [B 20], Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1], Lastenzug (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2]) der alten Normen mit LM 71 $\alpha = 1,21$ der neuen Normen, werden ab Stützweiten zwischen 1 und 35 m, die erforderlichen Widerstandsmomente bzw. Querschnittsflächen erreicht. Eine besonders starke Abhängigkeit von der Stützweite, und gleichzeitig Ergebnisse die deutlich über den anderen Lastenzügen liegen, sind beim österreichischen N-Zug zu bemerken. Die Resultate für 40 m Stützweite sind doppelt so groß wie jene bei 1 m Stützweite, und können auf 200 % anwachsen. Der Grund hierfür liegt bei den anzusetzenden Lasten des österreichischen N-Zuges. Bei der Aufnahme der Momente ergibt die ÖNORMengruppe B 4003/1956 und B 4300/1954 [B 1; B 5] die schlechtesten Ergebnisse.

Momente - Querkräfte:

Bei der Aufnahme der Querkräfte ist die Norm, die zu den schlechtesten Ergebnissen führt, die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15]. Nach dieser Norm und nach der BE 1934 [B 20] werden bei der Aufnahme der Querkräfte schlechtere Resultate erhalten, als bei der Aufnahme der Momente. Ab der Verwendung der ÖNORMen ist kein Unterschied zwischen den Ergebnissen für Momente und Querkräfte zu erkennen.

Stahlgüte:

Diese Vergleichsrechnungen lassen weiters erkennen, dass die verschiedenen Stahlgüten zu kaum divergierenden Ergebnissen führen. Man kann bei den Diagrammen dieser Vergleichsrechnung erkennen, dass, z.B. für St 37 und St 55 der ÖNORM B 4300/1954 [B 5], fast die gleichen Werte erhalten werden, sowie auch bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15], für Schweißbeisen und Flusseisen. D.h., dass aus heutiger Sicht, in den alten Normen, die zulässigen Spannungen einer Stahlgüte im Vergleich zu den anderen Stahlgüten, nicht über- oder unterschätzt wurden. Im Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* wird dies nicht mehr zu beobachten sein. Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen für den Nachweis der Betriebsfestigkeit sind beim SLS von der Stahlgüte abhängig. Im Kapitel 4 ist zu erkennen, dass höhere Stahlgüten schlechtere Resultate ergeben als niedrige Stahlgüten.

Schotterbett:

Weiters kann festgestellt werden, dass Brücken mit Schotterbett geringfügig schlechtere Ergebnisse liefern als Brücken ohne Schotterbett. Dies liegt am relativ hohen Sicherheitsbeiwert für Schotterbett in den probabilistischen Normen. Diese Ergebnisse stimmen allerdings nicht mit der Praxis überein, da das Schotterbett eine sich auf das Tragwerk günstig auswirkende, lastverteilende Wirkung hat, die bei dieser Vergleichsrechnung aber nicht berücksichtigt werden kann.

Ergebnisse der Parameterstudien:

Eigengewicht:

Bei der Untersuchung des Einflusses des Eigengewichtes konnte festgestellt werden, dass dieser, außer bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15], vernachlässigbar klein ist. Die Verordnung aus dem Jahr 1904 führt deswegen zu von den anderen Normen abweichenden Ergebnissen, da in dieser Norm kein von der Stützweite abhängiger dynamischer Beiwert für die Belastungen aus der Verkehrslast verwendet wird, sondern, die zulässigen Spannungen bei Belastung aus Eigengewicht und Verkehrslast von der Stützweite abhängen. Dadurch wirkt sich ein höheres Eigengewicht, deren Sicherheitsbeiwert nach EN geringer ist als jener der Verkehrslasten, positiv auf die errechenbare Tragreserve aus.

Gewicht Schotterbett:

Eine Erhöhung des Gewichtes des Schotterbettes wirkt sich negativ auf die Ergebnisse der Nachrechnung einer bestehenden Brücke aus, der Einfluss sollte daher nicht vernachlässigt werden. Besonders schlechte Resultate werden bei einer Veränderung des Schottergewichtes seit der Erbauung erhalten.

Lastverteilung und Exzentrizität:

Der Einfluss der Lastverteilung durch die Schiene ist vor allem bei Belastung mit Momenten im Stützweitenbereich kleiner 10 m zu erkennen, es ergeben sich dadurch große Verbesserungen. Durch die Berücksichtigung der Lastverteilung, können in den kritischen Bereichen kleiner Stützweiten die Ergebnisse wesentlich verbessert werden, daher wird die Lastverteilung durch die Schiene in den folgenden Kapiteln dieser Arbeit berücksichtigt.

Der Einfluss der Exzentrizität der Vertikallasten ist von den Abmessungen des Brückenquerschnittes abhängig (bei dem in der Arbeit für die ÖBB geführten Beispiel ergeben sich dadurch um ca. 3 % schlechtere Ergebnisse), und wird in weiterer Folge nicht berücksichtigt.

Reduzierte Sicherheitsbeiwerte nach ONR 24008/2006 [B 28] bzw. reduzierte Widerstandsmomente nach ÖNORMen B 4300/1954 [B 5] und B 4600/1978 [B 6]:

Bei Erfüllung der Voraussetzungen zur Reduzierung der Sicherheitsbeiwerte nach ONR 24008/2006 [B 28] ergeben sich naturgemäß etwas bessere Resultate bei der Nachrechnung einer bestehenden Brücke. Falls nach den ÖNORMen B 4300/1954 [B 5], B 4600/1978 [B 6] und B 4300/1994 [B 7] die Berechnung der Randspannung mit Erhöhung des Widerstandsmomentes von Biegeträgern um 7 % angewendet werden konnte, werden dadurch bei der Nachrechnung schlechtere Ergebnisse erhalten.

2.3.3.2. Auf Druck beanspruchte Bauteile

Die Ansätze zur Berechnung von druckbeanspruchten Bauteilen, in den Normen von 1904 bis jetzt, unterscheiden sich wesentlich von einander. Um die Berechnungsmethoden der Normen zu verstehen, wird hier ein kurzer geschichtlicher Überblick erbracht.

Das Verzweigungsproblem - Theorie des zentrisch gedrückten Stabes

Bereits 1744 hat L. Euler die kritische Last N_{ki} für einen ideal geraden, zentrisch belasteten und beidseitig gelenkig gelagerten Stab der Länge l mit konstanter Biegesteifigkeit EI angegeben.

$$N_{ki} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}, \quad \sigma_{ki} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad \lambda = \frac{l}{i}$$

Der Zusammenhang zwischen σ_{ki} und λ wird durch die Eulersche Hyperbel dargestellt. Nun zeigt sich aber, dass für kleine Schlankheiten λ die kritischen Spannungen σ_{ki} die Proportionalitätsgrenze σ_p des Materials überschreiten. Aus dem Spannungsdehnungsdiagramm des Materials wissen wir, dass bei Beanspruchungen oberhalb der Proportionalitätsgrenze die Dehnungen und die Spannungen einander nicht mehr proportional sind und der Elastizitätsmodul E nicht mehr gilt. Damit gilt aber auch die Ableitung der kritischen Spannung nach Euler nicht mehr. Die Eulersche Hyperbel gilt also nur im elastischen Bereich $\sigma_{ki} \leq \sigma_p$ [Stüssi A 4].

Für den unelastischen Bereich hat L. von Tetmajer 1896 nach Versuchen eine Gerade festgelegt (Tetmajersche Gerade, siehe Abbildung 2.16). Schon L. Navier besaß 1826 eine recht zutreffende Vorstellung über den ganzen Knickbereich. Eine Reihe von Rückschlägen im Bauwesen hätten vermieden werden können, wenn die Erkenntnisse von Navier besser beachtet worden wären [Stüssi A 4].

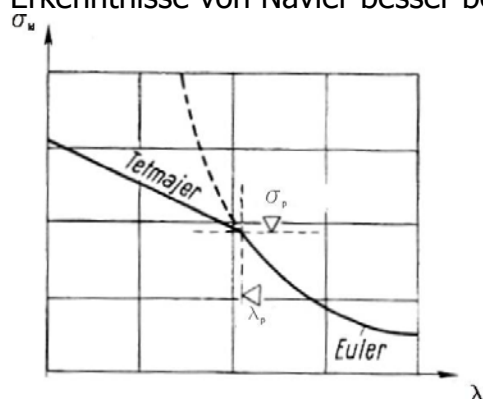


Abbildung 2.16 aus Stüssi [A 4]

Wenn auch die Tetmajersche Gerade eine brauchbare Grundlage für die praktische Bemessung gedrungener Druckstäbe liefert, so stellt sie doch nur eine erste Annäherung an die Wirklichkeit dar.

Die theoretische Lösung des Knickproblems im unelastischen Bereich verdanken wir F. Engesser 1889 (kritische Last N_k , kritischen Spannungen σ_k), der in einem ersten Vorschlag den Elastizitätsmodul E der Eulerschen Knickspannungslinie, für oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegende Knickspannungen durch den Tangentenmodul T ersetzte [Stüssi A 4].

Diese Formel wurde bald angefochten. Stellt man sich nämlich den Stab in ausgebogenem Zustand vor, so entstehen infolge der Biegung auf der konkaven Seite Druckspannungen und auf der konvexen Seite Zugspannungen. Die Zugspannungen entlasten jedoch die von der Druckkraft herrührenden Druckspannungen. Entlastungen folgen aber bekanntlich nicht dem Tangentenmodul, sondern dem Elastizitätsmodul.

Engesser stellte daher seine zweite Theorie auf, die diesem Umstand Rechnung trägt. Im Jahr 1910 veröffentlichte Karman dieselbe Theorie und belegte sie durch Versuche.

Nach Engesser-Karman kann die Euler Formel auch im plastischen Bereich beibehalten werden, wenn man an Stelle des Elastizitätsmoduls E den Knickmodul T_k setzt. Dieser ist sowohl vom Spannungsdehnungsdiagramm des verwendeten Materials, als auch von der Querschnittsform abhängig.

Im Jahr 1946 wies Shanley nach, dass die Engesser-Karmansche Theorie das tatsächliche Verhalten von Knickstäben im plastischen Bereich nicht richtig wiedergibt, da die Voraussetzung dieser Theorie, das gerade Bleiben des Stabes bis zur kritischen Last zu Widersprüchen führt [Kohlbrunner et al. A 5].

Die Theorie nach Engesser-Shanley geht davon aus, dass auch nach dem Knickbeginn, das heißt nach dem Auftreten der ersten kleinen Ausbiegungen, die Grundspannung noch etwas anwachsen kann; damit werden die Biegezugspannungen durch die Zuwachsspannungen kompensiert, und es tritt keine Entlastung ein [Stüssi A 4].

Die erste Formel von Engesser bestimmt die Knicklast nicht genau, sie gibt aber einen unteren Grenzwert für die Knicklast. Ebenso liefert die Theorie nach Engesser-Shanley einen unteren Grenzwert, während nach Engesser-Karman ein oberer Grenzwert erhalten wird (siehe Abbildung 2.17).

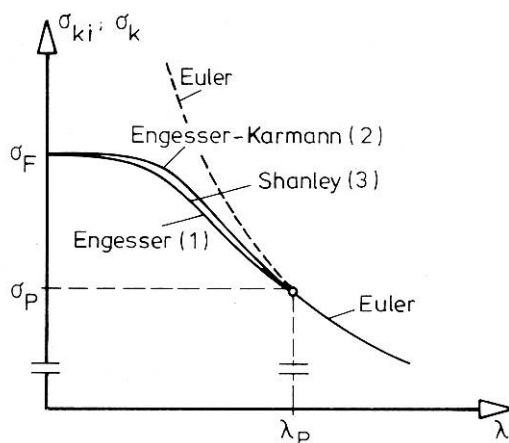


Abbildung 2.17 aus Roik [A 9]

Das Traglastproblem

Bei der Theorie des zentrischen gedrückten Stabes wird von einem homogenen Druckstab ohne Vorverformungen ausgegangen, der durch eine zentrische Last beansprucht wird. In Wirklichkeit müssen aber geometrische und strukturelle Imperfektionen berücksichtigt werden.

Zu den geometrischen Imperfektionen zählen:

- Abweichungen der Querschnittsabmessungen (Walztoleranzen)
- Abweichungen von der geraden Stabachse (Vorverformungen)
- Abweichungen bei der Krafteinleitung (bedingt durch konstruktive Ausbildung der Anschlüsse)

Die ungewollten Abweichungen lassen sich nur statistisch erfassen und auswerten.

Unter die strukturellen Imperfektionen fallen:

- Eigenspannungen aus unterschiedlichen Abkühlungsprozessen (Walzen, Schweißen, Warmrichten usw.)
- Eigenspannungen aus plastischen Formänderungen (Kaltrichten, örtliches Fließen usw.)
- Streuung der Fließgrenze im Querschnitt (aus Herstellungsprozess und Kaltverfestigung)

Strukturelle Imperfektionen bewirken, dass einzelne Querschnittsbereiche früher die Fließgrenze erreichen und bei weiterer Laststeigerung plastizieren.

Zur Vereinfachung der Berechnung wird häufig der Einfluss aller Imperfektionen zu einer geometrischen Ersatzimperfektion zusammengefasst [Roik A 9].

Das System zur Berechnung der Traglastkurve kann der folgenden Abbildung entnommen werden.

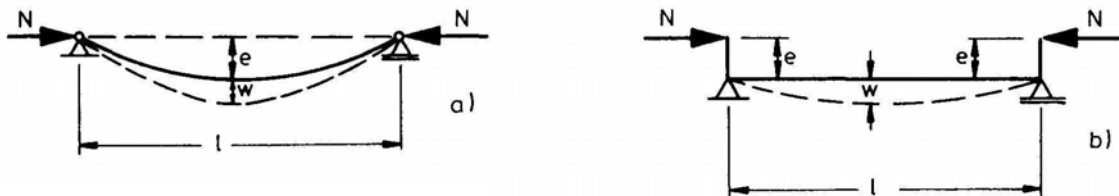


Abbildung 2.18 aus Roik [A 9]

Die geometrische Imperfektion kann durch eine Vorkrümmung des Stabes mit Exzentrizität e (Bild a) oder als Exzentrizität des Kraftangriffes berücksichtigt werden (Bild b).

Die strukturellen Imperfektionen werden durch die charakteristische Momenten-Krümmungsbeziehung (z.B. 5 % Fraktile) erfasst (siehe Abbildung 2.19).

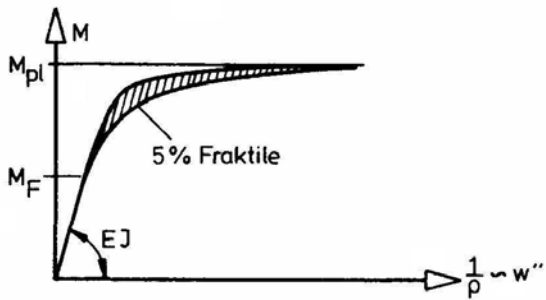
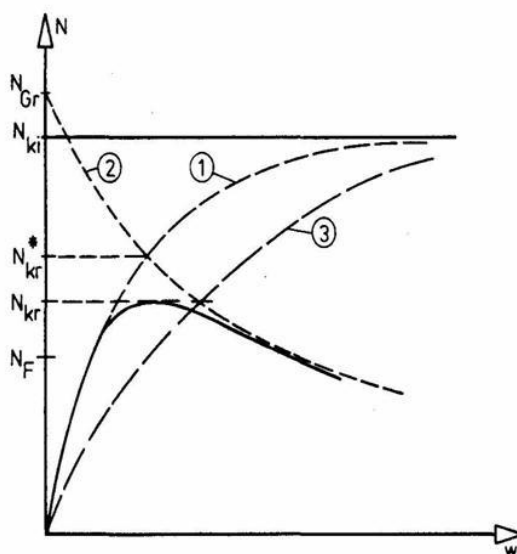


Abbildung 2.19 aus Roik [A 9]

Durch zweimaliges Integrieren der Momenten-Krümmungsbeziehung erhält man das innere (aufnehmbare) Moment M_i in Stabmitte. Das äußere Moment M_a ergibt sich aus $M_a = N(e + w)$.

Trägt man beide Momente M_a und M_i in ein gemeinsames Diagramm, so erhält man an den Schnittpunkten die Gleichgewichtsbedingung und kann die zugehörige Traglastkurve (folgende Abbildung) ermitteln. Sie besteht aus dem ansteigenden stabilen Ast, einem Maximalwert (der rechnerischen Traglast N_{kr}) und einem abfallenden labilen Ast.



① Elastizitätstheorie 2. Ordnung

② Fließgelenkkette 2. Ordnung

③ Elastizitätstheorie 2. Ordnung mit vergrößerter Exzentrizität

N_{kr} - rechnerische Traglast

N_F - elastische Grenzlast nach Spannungstheorie 2. Ordnung

N_{kr}^* - plastische Grenzlast (Fließgelenktheorie 2. Ordnung)

N_{Gr} - Fließgelenktheorie 1. Ordnung

N_{ki} - Verzweigungslast

Abbildung 2.20 aus Roik [A 9]

Vergleich der Normen:

Normen	Berechnungsmodelle	
	elastisch	plastisch
ÖNORM B 1002/1926 [B 18]	Euler	Tetmajersche-Gerade
BE 1934 [B 20]		Fließgrenze, Gerade zwischen Fließgrenze und Euler Last
ÖNORM B 4300/1954 [B 5]		Engesser oder Spannungsproblem Theorie II.Ordnung
ÖNORM B 4603/1964 [B 9], ÖNORM B 4600/ 1978 [B 6]		Engesser-Karman (statt Modul T fiktiver Wert T*)
ÖNORM EN 1993-1-1 / 2005 [B 8]		
DIN 18 800 Teil 2 / 1990 [B 40] (nach ÖNORM B 4300/1994)	Traglastberechnung nach Theorie 2. Ordnung mit Imperfektionen Knickspannungslinien	
UIC – Kodex 778-2/ 1991 [B 12]		
Ril 805/1999 [B 13]		

Tabelle 2.14

Normen	Sicherheitsfaktor	Imperfektionen
ÖNORM B 1002/1926 [B 18]	$\nu_k = \nu^{1)}$	bei der Berechnung werden keine Imperfektionen berücksichtigt
BE 1934 [B 20]	$\nu_k > \nu$	
ÖNORM B 4300/1954 [B 5]		bei der Berechnung werden geometrische Imperfektionen berücksichtigt
ÖNORM B 4603/1964 [B 9], ÖNORM B 4600/ 1978 [B 6]		bei der Berechnung werden keine Imperfektionen berücksichtigt
ÖNORM EN 1993-1-1 / 2005 [B 8]	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite $\gamma_{M1} > \gamma_{M0}^{2)}$	die Berechnung erfolgt mit Imperfektionen
DIN 18 800 Teil 2 / 1990 [B 40] (nach ÖNORM B 4300/1994)	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite $\gamma_M = 1,1^{3)}$	
UIC – Kodex 778-2/ 1991 [B 12]	Verwendung eines globalen Sicherheitsbeiwertes	
Ril 805/1999 [B 13]	Teilsicherheitsbeiwerte wie bei Biegung	

1) Druck=Biegung

2) γ_{M1} ... Stabilitätsverlust des Bauteiles γ_{M0} ... Fließen im Querschnitt

3) bei gemeinsamer Anwendung mit ÖNORM B 4300/1994 ist zu bemerken, dass dieser Teilsicherheitsbeiwert höher ist als jener nach ÖNORM B 4300/1994 anzusetzende Teilsicherheitsbeiwert für Biegung

Tabelle 2.15

Obwohl Euler schon 1744 eine Formel zur Berechnung der kritischen Last des zentrisch gedrückten Stabes veröffentlicht hat, wurde diese Formel in die Verordnung 1904 nicht aufgenommen, da diese im Bereich der unelastischen Knickung nicht gilt. Bei den in dieser Arbeit untersuchten Brücken konnte festgestellt werden, dass auch jene Brücken die vor 1926 (Fischbachbrücke, Trattenbachbrücke) entstanden, also vor der ersten für Drucknachweis gültigen Norm, nach der Geraden von Tetmajer berechnet wurden, also nach jener Methode die in der ÖNORM B 1002/1926 [B 18] vorgeschrieben wird.

Vergleichsrechnung – Drucknachweis:

In diesem Kapitel wird eine weitere Vergleichsrechnung angestellt, bei der für einen Druckstab in Abhängigkeit von der Schlankheit λ eine mögliche Laststeigerung abgelesen werden kann. Die Vorgehensweise entspricht weitgehend jener, im Kapitel auf Biegung beanspruchte Bauteile. Es werden fiktive Querschnittsflächen A^* in Abhängigkeit von der Schlankheit λ nach den alten Normen und nach den neuen Normen bestimmt, und verglichen. In den neuen Normen ist der Nachweis zusätzlich zu λ vom Querschnitt abhängig, es erfolgt eine Zuteilung in verschiedene Knickspannungslinien. Bei dieser Vergleichsrechnung wird die Abhängigkeit vom Querschnitt (außer über λ) nicht berücksichtigt, es wird ein Mittelwert über die Knickspannungslinien gebildet. Die Vergleichsrechnungen liefern also keine genauen Ergebnisse, sie sollen aber die Tendenz aufzeigen.

Diese Rechnung wird einerseits für eine charakteristische Last von $F_k = 100 \text{ kN}$ geführt (Seite 32-33), also unter der Annahme, dass die Kraft im Druckstab gleichgeblieben ist, andererseits wird, um hier auf den Horizontalverband einer Brücke näher einzugehen, die Laststeigerung zufolge Seitenstoß (Seite 34) und Wind (Seite 35-36) berücksichtigt.

Diagramme: Annex A Seite 32-36

Werte in den Diagrammen $> 100 \%$ bedeuten, dass $A_{\text{vorhanden}}^*$ größer als $A_{\text{erforderlich}}^*$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis nach EN und ONR 24008/2006 [B 28] für die bestehende Brücke, erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex A Seite 32-36 an Hand eines Beispiels

Die Berechnung erfolgt für eine charakteristische Last von $F_k = 100 \text{ kN}$ und eine Schlankheit $\lambda = 50$.

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung der vorhandenen Querschnittsfläche mit Hilfe der Norm BE 1934 [B 20] (für Flusstahl St 37), und die Berechnung der erforderlichen Querschnittsfläche mit Hilfe der zurzeit gültigen Norm ÖNORM EN 1993-1-1/2005 [B 8] und der ONR 24008/2006 [B 28].

	BE 1934	EN 1993-1-1/2005, ONR 24008/2006
	Flusstahl St 37	
Last [kN]		
F_k	100	100
Zentraler Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite		
γ_F^* nach ONR 24008/2006 [B 26] und EN 1991-2/2004 [B 4] siehe Kapitel 2.3.1 <i>Sicherheitsfaktoren</i>	-	1,45
F_k bzw. F_{Ed} [kNm]	100	145
Schlankheit λ	50	50
Materialkennwerte [kN/cm ²] und Knickbeiwert		
σ_{zul} nach BE 1934	14	-
Knickbeiwert ω nach BE 1934 für $\lambda = 50$	1,17	
$\sigma_{zul,k}$ nach BE 1934	$\frac{14}{1,17} = 11,97$	
f_{yk} nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5
Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite		
γ_{M0} nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,15
Abminderungsfaktor χ nach ÖNORM EN 1993-1-1 / 2005 [B 8] (Mittelwert über Knickspannungslinien)		0,84
Querschnittsfläche [cm ²]		
A_{vorh}^* bzw. A_{erf}^*	$\frac{100}{11,97} = 8,35$	$\frac{145}{0,84 \cdot \frac{23,5}{1,15}} = 8,45$
Tabellenwert $\frac{A_{vorhanden}^*}{A_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]	$\frac{8,35}{8,45} \cdot 100 = 99 \%$	

Tabelle 2.16

Ergebnisse – Drucknachweis:

Schlankheit:

In den Diagrammen Annex A S 32-36 ist eine starke Abhängigkeit von der Schlankheit zu bemerken. Ohne Berücksichtigung der Laststeigerung ergeben sich für die B 1002/1926 [B 18] für alle Schlankheiten weit größere Querschnittsflächen (um 40 bis 90 % höher) als bei der Berechnung nach EN und ONR 24008/2006 [B 28]. Für die BE 1934 [B 20] und die ÖNORMen B 4300/1954 [B 5] und B 4603/1964 [B 9] ergeben sich nur im Bereich großer Schlankheiten, also im elastischen Bereich, Resultate über jenen der EN. Teilweise liegen die Ergebnisse der alten Normen aber auch unter jenen der EN. Es sind keine großen Unterschiede zwischen den Stahlgüten zu beobachten.

Laststeigerung der horizontalen Lasten:

Unter Einbeziehung der Windlasten werden für die Brücken nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] und nach BE 1934 [B 20] Ergebnisse erhalten, die stark auf der sicheren Seite liegen, während für die späteren Normen, die ÖNORMen B 4300/1954 [B 5] und B 4603/1964 [B 9] eher schlechte Ergebnisse erhalten werden. Unter Einbeziehung der Seitenstoßlasten werden nur für die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] die gewünschten Resultate erzielt, da die Seitenstoßlasten außer für die Verordnung aus dem Jahr 1904 stark angestiegen sind.

Trogbrückennachweis

Eine Näherungslösung für das Knickproblem bei Trogbrücken wurde schon 1888 von Engesser gefunden. Die Federsteifigkeit C_d der Halbrahmen wird wie in der folgenden Abbildung dargestellt, bestimmt.

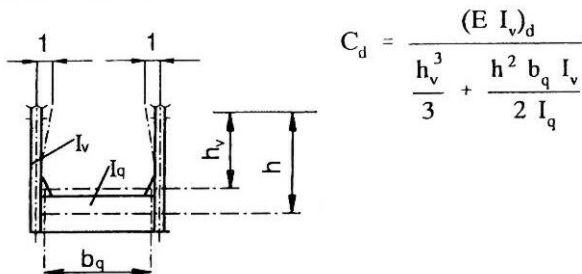


Abbildung 2.21 aus ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]

Durch verschmieren der einzelnen Rahmensteifigkeiten C_d [kN/cm] erhält man die kontinuierliche elastische Bettung $c_d = \frac{C_d}{l}$ [kN/cm²] [Roik A 9] (siehe Abbildung 2.22).

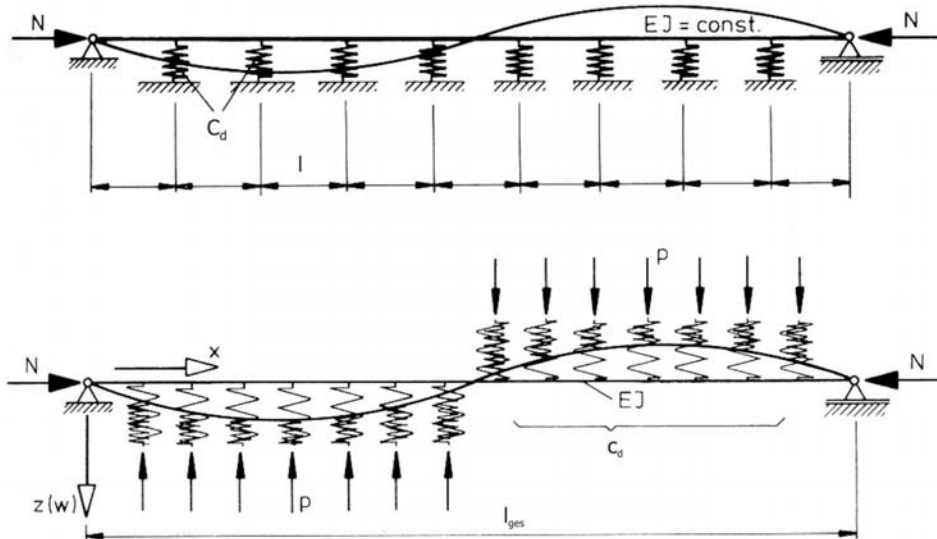


Abbildung 2.22 aus Roik [A 9]

Statisches System Oben: einzelne Federn

Unten: kontinuierliche elastische Bettung

Voraussetzungen sind eine konstante Stabkraft N , konstantes Stabträgheitsmoment I , kontinuierliche elastische Bettung c_d und ein uneingeschränkt gültiges Hookesches Gesetz.

Nach Aufstellen und Lösen der Differenzialgleichung ergibt sich als kleinste Knickkraft

$$\min N_{ki} = N_{ki,Eng} = 2\sqrt{c_d \cdot EI} \quad \text{und die Knicklänge} \quad l_{ki} = \frac{\pi}{\sqrt{2}} \sqrt[4]{\frac{EI}{c_d}} \quad [\text{Roik A 9}].$$

Die Form der Knickbiegeline (Anzahl der Wellen) ist abhängig vom Verhältnis der Biegesteifigkeit zur Federsteifigkeit.

Weiche Federn und steifer Stab → große Wellenlänge

Steife Federn und weicher Stab → kleine Wellenlänge

Bleich/1924 [A 1] hat das Stabilitätsproblem eines in einzelnen Punkten elastisch quergestützten Stabes unter der Voraussetzung einer gelenkigen Festhaltung der beiden Stabenden in strenger Weise behandelt (ohne Verschmieren der Steifigkeit). Ein Vergleich der Lösungen Bleichs mit den Formeln Engessers zeigt, dass bei brückenbaulichen Anwendungen mit Rücksicht auf die verhältnismäßig große seitliche Steifigkeit der Druckgurte offener Brücken die sehr einfach handzuhabende Lösung Engessers die strenge Lösung Bleichs ersetzen kann [*Chwalla* D 1].

Als Voraussetzung für die Annahme einer kontinuierlichen Bettung nach Bleich und Schweda muss $\beta = \frac{l_{ki}}{l} \geq 1,2$ sein [*Roik* A 9].

Schon in den frühen Normen wird auf die Berechnung von Trogbrücken eingegangen (B 1002/1926 [B 18], ÖNORM B 6203 [aus *Bleich, Melan* A 2]).

In den Normen der Vorkriegszeit wird für eine gewählte Knicklänge eine Mindestfedersteifigkeit berechnet. Die Knicklänge muss nach der ÖNORM B 6203 [aus *Bleich, Melan* A 2] und der BE 1934 [B 20] als Rahmenabstand angenommen werden, wodurch die Bedingung für eine kontinuierliche Bettung $\beta \geq 1,2$ nach Bleich verletzt wird. In der ÖNORM B 1002/1926 [B 18] wird die Knicklänge frei gewählt und dann durch mehrmalige Berechnung eine optimale (wirtschaftliche) Lösung gesucht. Ähnlich ist die Vorgangsweise in den ÖNORMen B 4300/1954 [B 5] und B 4600/1978 [B 6], es wird für die aufzunehmende Normalkraft über die zulässige Knickspannung die dazugehörige Knicklänge bestimmt, und für diese Knicklänge wird die Mindestfedersteifigkeit berechnet.

In den älteren Normen wird von der Annahme unverschieblich festgehaltener Stabenden ausgegangen, auch wenn die Endrahmenwiderstände (z.B. aus konstruktiven Gründen) relativ klein sind. Erst ab der ÖNORM B 4300/1954 [B 5] geht die tatsächliche Steifigkeit des Endrahmens ein. Da derartige Konstruktionen wegen der relativ hohen elastischen Querstützungen mehrwellig ausknicken, wirken sich die außerhalb des höchstbeanspruchten Mittelbereichs herrschenden Verhältnisse, einschließlich Randalagerungen, aber nur untergeordnet auf die Knicklast aus.

In der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß* E 10] wird für zwei gewählte Beispiele eine Vergleichsrechnung geführt, die die verschiedenen Berechnungsansätze für Trogbrücken aufzeigt und die Ergebnisse vergleicht. Die Resultate, die bei der Nachrechnung einer Trogbrücke erhalten werden, sind stark von der Ausbildung der Brücke abhängig, eine von den Abmessungen unabhängige allgemeine Aussage ist schwer möglich. Daher werden die Vergleichsrechnung der Arbeit für die ÖBB hier nicht weiter angeführt.

2.3.3.3. Plattenbeulen

Dem Knicken von Stabtragwerken entspricht bei Flächentragwerken das Stabilitätsproblem des Beulens. Darunter verstehen wir das Instabilwerden von (ursprünglich ebenen) dünnen Blechen unter Druck- und Schubkräften.

1. Grenzverhältnis c/t

Die Einhaltung bestimmter Grenzverhältnisse c/t gedrückter Flansche, Gurte und Stege ist erforderlich, damit vor Erreichen der globalen Tragfähigkeit der Stützen oder Biegeträger keine lokale Ausbeulung dieser Querschnittsteile eintritt. Andernfalls kann die rechnerische Tragfähigkeit des Querschnittes nicht erreicht werden [*Petersen A 8*].

In den Normen BE 1934 [B 20] (bzw. nach *Bleich [A 1]*), ÖNORM B 4300/1954 [B 5] und ÖNORM B 4600/1978 [B 6] wird das Verhältnis c/t in Abhängigkeit von der Schlankheit λ angegeben, in Anlehnung an den Knicknachweis von Stabtragwerken. Im Eurocode gibt es die Verknüpfung des Grenzverhältnisses c/t mit λ nicht mehr. Es werden hier im Hinblick auf die verschiedenen Grenzzustände vier Querschnittsklassen unterschieden. Die c/t -Grenzverhältnisse der Querschnittsklassen 1 und 2 folgen aus Bauteilversuchen. Das Grenzverhältnis der Klasse 3 folgt aus der Beulkurve.

Vergleichsrechnung - Grenzverhältnis:

Verglichen werden in dieser Arbeit die sich aus dem Grenzverhältnis ergebenden erforderlichen Dicken t_{erf} von beidseitig gestützten Stegblechen druckbeanspruchter Querschnittsteile.

Der Vergleich wird in Abhängigkeit von der Schlankheit λ geführt, da das Grenzverhältnis in den älteren Normen (bis zur EN) davon abhängig ist. Weitere Voraussetzung für den Vergleich ist die Beanspruchung der Querschnittsteile auf reinen Druck, da erst in der EN auch Grenzverhältnisse für auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile eingeführt wurden.

Diagramme: Annex A Seite 37

Werte in dem Diagramm $> 100 \%$ bedeuten, dass $t_{vorhanden}$ größer als $t_{erforderlich}$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis nach EN 1993-1-1/2005 [B 8] erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte im Diagramm Annex A Seite 37 an Hand eines Beispiels

Die Berechnung erfolgt für eine Schlankheit von $\lambda = 50$.

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung der vorhandenen Dicke $t_{\text{vorhanden}}$ eines beidseitig gestützten druckbeanspruchten Stegbleches mit Hilfe der Norm BE 1934 [B 20] (für Flusstahl St 37), und die Berechnung der erforderlichen Dicke $t_{\text{erforderlich}}$ mit Hilfe der zurzeit gültigen Norm ÖNORM EN 1993-1-1/2005 [B 8] und der ONR 24008/2006 [B 28].

	BE 1934	EN 1993-1-1/2005
	Flusstahl St 37	
Schlankheit λ	50	50
Berechnung des Grenzverhältnisses c/t nach der jeweiligen Norm	$\left(\frac{c}{t}\right)_{\text{erf}} = 6,84\lambda - 6,6$	QKL 3, reiner Druck $\frac{c}{t} < 42\varepsilon$
ε für Flusstahl St 37 ($f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$)		1
$\frac{c}{t_{\text{vorh}}}$ bzw. $\frac{c}{t_{\text{erf}}}$	41,8	42
Tabellenwert $\frac{t_{\text{vorhanden}}}{t_{\text{erforderlich}}} \cdot 100$ [%]	$\frac{42}{41,8} \cdot 100 = 100,5 \%$	

Tabelle 2.17

Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Grenzverhältnis:

Beim Vergleich der Grenzverhältnisse der Normen im Diagramm Annex A S 37 kann man feststellen, dass für große Schlankheiten, die Ergebnisse der alten Normen unter jenen liegen, die bei einer Nachrechnung nach den neuen Normen erwünscht werden. Kleine Schlankheiten erzielen gute Resultate.

2. Beulnachweis

In den hier untersuchten Normen findet sich der erste Beulnachweis im Jahr 1937 in einer Ergänzung zur BE 1934 [B 20]. In dieser Norm, und in den nachfolgenden Normen ÖNORM B 4300/1954 [B 5] und B 4600/1978 [B 6], wird die ideale kritische Vergleichsbeulspannung σ_{VPi} bestimmt, diese wird (meist mit Hilfe von Tabellenwerten), zur Berücksichtigung des realen Materialverhaltens und der Imperfektionen auf den Wert σ_{VP} abgemindert. Der Nachweis erfolgt mit Hilfe der Beulsicherheitszahl gegenüber der Spannung σ_{VP} . In die ÖNORM EN 1993-1-5/2005 [B 30] wird das Konzept der wirksamen Breite aufgenommen, das die Möglichkeit bietet, das überkritische Tragverhalten druckbeanspruchter, schlanker Platten zu erfassen.

Vergleichsrechnung - Beulnachweis:

Es wird die Schubtragfähigkeit des Stegbleches eines I-Trägers mit schubstarrer Endquersteife verglichen. Ein Vergleich der Querschnitte (wie bei den in dieser Arbeit enthaltenen vorherigen Vergleichen) ist auf Grund der in den Normen angegebenen Berechnungsmethoden leider nicht möglich, deswegen wird für einen gewählten Querschnitt für mehrere Stegdicken ($h_w = 1000 \text{ mm}$, $t_1 = 4 \text{ mm}$, $t_2 = 8 \text{ mm}$, $t_3 = 10 \text{ mm}$, $t_4 = 14 \text{ mm}$) die aufnehmbare Kraft in Abhängigkeit vom Verhältnis $\alpha = a/h_w$ berechnet und diese verglichen.

Bei den Normen auf Basis eines deterministischen Sicherheitskonzeptes (ÖNORM B 4300, ÖNORM B 4600 und UIC Kodex) wird die Last mit Hilfe eines globalen Sicherheitsbeiwertes berechnet.

Bei der Berechnung nach ÖNORM EN 1993-1-5 und DIN 18 800 (nach ÖNORM B 4300/1994 zu verwenden), denen ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept zu Grunde liegt, wurde für diesen Vergleich ebenfalls ein globaler Sicherheitsbeiwert - gültig für Lastmodell 71 - verwendet (zur Berechnung dieses Beiwertes siehe Kapitel 2.3.1 *Sicherheitsfaktoren*).

Da nach UIC Kodex der Beulwert k den nationalen Normen zu entnehmen ist, werden die Beulwerte des EC verwendet (die jenen nach den ÖNORMen B 4300/1954 und B 4600/1978 entsprechen).

Die Ergebnisse der einzelnen Normen werden mit den Ergebnissen nach EN (Stahlkennwerten nach ONR 24008) verglichen. Die Berechnung nach den alten Normen ergibt jene Kraft die vom Bauteil aufgenommen werden sollte, „aufzunehmende“ Kraft, und die Berechnung nach EN liefert jene Kraft die aufgenommen werden kann, „aufnehmbare“ Kraft. Der Vergleich erfolgt in der Form

$$\frac{V_{\text{aufnehmbar}}}{V_{\text{aufzunehmen}}} \cdot 100 = \frac{V_{EN}}{V_{\text{alte Norm}}} \cdot 100 \text{ [%]}.$$

Da bei diesem Vergleich nicht die Querschnittswerte sondern die aufnehmbare Kraft für einen bestimmten Querschnitt verglichen wird, wird in diesem Fall die nach EN berechnete Kraft im Zähler eingesetzt und die nach der alten Norm berechnete Kraft

im Nenner. Der Nachweis der Schubtragfähigkeit eines vorhandenen Querschnittes ist dann erbracht, wenn V_{EN} größer ist als $V_{alte\ Norm}$.

Der Vergleich EN mit DIN dient nicht der Nachrechnung bestehender Brücken, sondern es ist ein Vergleich zweier derzeit gültiger Normen, es wird hier St 37 nach DIN mit S 235 nach EN und St 52 mit S 355 verglichen.

Der Vergleich ist unabhängig von der Entwicklung der Lastgeschichte, da ja für einen bestimmten Querschnitt die aufnehmbare Last berechnet wird. Es kann aber aus dem Ergebnis direkt auf eine mögliche Laststeigerung geschlossen werden.

Diagramme: Annex A Seite 38 - 41

Werte in dem Diagramm $> 100\%$ bedeuten, dass V_{EN} größer ist als $V_{alte\ Norm}$. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis nach EN 1993-1-1/2005 [B 8] erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex A Seite 38-41 an Hand eines Beispiels

Die Berechnung erfolgt für eine starre Auflagersteife $h_w = b = 1000\text{ mm}$, $t = 4\text{ mm}$, $\alpha = a/b = 1$.

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung der Schubtragfähigkeit V mit Hilfe der Norm BE 1934 [B 20] (für Flusstahl St 37), und der ÖNORM EN 1993-1-5/2005 [B 30] und der ONR 24008/2006 [B 28].

	BE 1934	EN 1993-1-5/2005
	Flusstahl St 37	
Eulersche Beulspannung $\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$ [N/mm ²]		3,037
Beulwert für dieses Beispiel $\kappa_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$		9,34
$\tau_{Pi} = \kappa_\tau \sigma_e$ [N/mm ²]		28,36
Zentraler Sicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite		
γ_F^* nach ONR 24008/2006 [B 26] und EN 1991-2/2004 [B 4] siehe Kapitel 2.3.1 <i>Sicherheitsfaktoren</i>	-	1,45
Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite		
γ_{M0} nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,15
Gesamtsicherheitsbeiwert für das Beulen nach BE 1934 ν_B	1,5	

Werte zur Berechnung nach ÖNORM EN 1993-1-5 / 2005 [B 30]		
Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_w$		$0,76 \cdot \sqrt{\frac{235}{\tau_{Pi}}} = 2,19$
Abminderungsfaktor χ_w		$\frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w} = 0,475$
V_k bzw. V_{Ed} [kN]	$\frac{\tau_{Pi} \cdot t \cdot b}{v_B} = 75,6$	$\frac{\chi_w \cdot f_{yk} \cdot t \cdot b}{\sqrt{3} \cdot \gamma_F^* \cdot \gamma_{M0}} = 154,5$
Tabellenwert $\frac{V_{EN}}{V_{alte Norm}} \cdot 100$ [%]	$\frac{154,5}{75,6} \cdot 100 = 204,4$ %	

Tabelle 2.18

Ergebnisse der Vergleichsrechnung:

Die Diagramme Annex A S 38-41 lassen eine starke Abhängigkeit von der Stegblechdicke erkennen, bei großen Schlankheiten ergeben sich große Reserven, während bei kleinen Schlankheiten teilweise Ergebnisse unter den erforderlichen erreicht werden. Dieses Verhalten in Abhängigkeit von der Schlankheit wurde auch bei Stäben unter Druckbeanspruchung beobachtet, bei den c/t -Verhältnisse wurde genau das Gegenteil beobachtet.

2.4. Verbindungen

Diese Arbeit konzentriert sich größtenteils auf ältere Brücken (also jene Brücken für die ein Restlebensdauernachweis notwendig erscheint, da sie das Ende der planmäßigen Nutzungsdauer bereits erreicht haben), weswegen hier im Folgenden die Ergebnisse der Vergleichsrechnung der Tragfähigkeit nur für Nietverbindungen vorgestellt werden (In [E 10] werden auch Schraub- und geschweißte Verbindungen untersucht). Auf die Ermüdung der Verbindungsmittel wird in den nachfolgenden Kapiteln eingegangen.

Vergleichsrechnung – Tragfähigkeit der Niete:

Die Vorgangsweise bei dieser Vergleichsrechnung ist ähnlich der im Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* beschriebenen. Verglichen werden der vorhandene Nietdurchmesser (aus der alten Norm) und der erforderliche Nietdurchmesser (aus der jetztgültigen Norm) beim Nachweis auf Abscheren und Lochleibung unter Einbeziehung der Laststeigerung von 1904 bis jetzt. Es wird angenommen, dass die auf das untersuchte Verbindungsmittel einwirkende Kraft, derselben Veränderung ausgesetzt ist, wie die auf das Haupttragwerk einwirkenden Momente. Das Verhältnis der von der Schraube aufnehmbaren Kraft, wird dem Verhältnis der „alten“ und „neuen“ Momente am Hauptträger, die in der allgemeinen Gegenüberstellung verwendet wurden, gleichgesetzt. Allerdings wird ein Mittelwert über die Stützweiten von 1 bis 100 m gebildet.

Der Vergleich erfolgt in der Form $\frac{d_{\text{vorhanden}}}{d_{\text{erforderlich}}} * 100$ [%].

Diagramme: Annex A Seite 42-51

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex A Seite 42-51, an Hand des Beispiels der Fischbachbrücke

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung des vorhandenen Nietdurchmessers bei Abscheren mit Hilfe der Norm BE 1934 [B 20], und die Berechnung des erforderlichen Nietdurchmessers bei Abscheren mit Hilfe der ONR 24008/2006 [B 28]. Die Vergleichsrechnungen dieses Kapitels erfolgen unabhängig von der Stützweite. Es wird aus den im Kapitel 2.1.1 *Vertikallasten* berechneten Momenten zufolge Eigengewicht, Lastenzug und dynamischen Beiwert ein Laststeigerungsfaktor berechnet, d.h. für den Lastenzug E, φ_2 nach BE 1934 wird für jede Stützweite von 1 bis 100 m das Verhältnis der Momente in folgender Form gebildet:

$$\frac{M_{g+E, \varphi_2 (BE 1934)}}{M_{g+LM 71 \alpha=1,21, \varphi_2 (EN 1991-2/2003)}}$$

Der gebildete Mittelwert über die Stützweiten ergibt den Laststeigerungsfaktor.

	BE 1934 / E, ϕ_2 ,	EN 1991-2/2004/ $\alpha = 1,21$, ϕ_2 , ONR 24008/2006
	Flussstahl St 37, Ohne Schotterbett	
Laststeigerungsfaktor [%]	66,7	
Annahme für einwirkende Kraft ¹⁾ [kN]	$100 \cdot 0,667 = 66,7$	100
Materialkennwerte [kN/cm ²]		
σ_{zul} nach BE 1934	14	-
$\tau_{zul, Abscheren}$ nach BE 1934	$0,8 \cdot 14 = 11,2$	
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	23,5
$\tau_{N,Rk}$		23,5
Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite		
γ_{M2}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	1,35
Nietdurchmesser [cm]		
d_{vorh}^* bzw. d_{erf}^*	$F = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \tau_{zul, Abscheren}$ $\rightarrow d_{vorh}^* = 2,75$	$F_{V,Rd} = \frac{d^2 \cdot \pi \cdot \tau_{N,Rk}}{4 \cdot \gamma_{M2}}$ $\rightarrow d_{erf}^* = 2,7$
Tabellenwert $\frac{d_{vorhanden}^*}{d_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]	$\frac{2,75}{2,7} \cdot 100 = 101,8$	

1) Die einwirkende Kraft fällt bei der Bildung eines Vergleichswertes wieder aus, kann also beliebig gewählt werden.
Tabelle 2.19

Ergebnisse – Tragfähigkeit der Niete:

Die Ergebnisse unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten sind, anders als in den vorangegangenen Kapiteln, von der Stützweite unabhängig, da bei den einwirkenden Lasten der Mittelwert über diese gebildet wurde. Dadurch fallen die schlechten Ergebnisse für kleine Stützweiten heraus, also jene Bereiche, in denen die vorhandenen Querschnittskennwerte kleiner sind als die erforderlichen Querschnittskennwerte, wie sie bei den Untersuchungen der Tragfähigkeit der Haupttragwerke für Stützweiten unter 10 bis 20 m beobachtet werden konnten. Die Diagramme Annex A S 42-51 zeigen, dass fast durchgehend die erforderlichen Werte erreicht werden.

3. Aufgabenstellung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß E 10*] mit den Ergebnissen von Versuchen an Brücken aus der Literatur verknüpft, dies führt zu Schlussfolgerungen für die weiteren Untersuchungen.

Hierbei werden Berichte (Artikel, Bücher, Dissertationen) über Schäden und Verstärkungsmaßnahmen an noch im Betrieb befindlichen Brücken, oder über Versuche an ausgebauten Brücken oder Brückenteilen, mit den Ergebnissen der Untersuchungen für die ÖBB zusammengebracht, und daraus die Probleme der jeweiligen Brückensysteme sowie der jeweiligen Erbauungsperioden herausgefiltert. Die Aufgabenstellung der folgenden Arbeit besteht nun in der Analyse der Lebensdauer, vor allem jener Brückensysteme, die an Hand der Untersuchungen für die ÖBB, als problematisch eingestuft werden.

Es werden zuerst jene Ergebnisse der Arbeit für die ÖBB vorgestellt, die für alle Brückensysteme gelten, danach folgen jene, die sich auf einzelne Brückensysteme und Konstruktionsdetails beziehen.

Im Kapitel 2.1 *Einwirkungen* konnte festgestellt werden, dass die anzusetzenden Verkehrslasten nicht kontinuierlich seit 1904 bis jetzt angestiegen sind. Beim österreichischen N-Zug aus dem Jahr 1926 und dem N-Zug der BE 1934 [B 20] werden wesentlich höhere Lasten angesetzt als beim darauf folgenden Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1] und dem Lastenzug (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2]. Dadurch ergibt sich bei den Berechnungen der Querschnittswerte beim Tragfähigkeitsnachweis für Brücken aus den Jahren 1926 bis ungefähr 1956, öfters, dass die vorhandenen Querschnittswerte über den erforderlichen Querschnittswerten liegen, als für Brücken vor 1926 und nach 1956 (falls diese für den „schweren“ Lastenzug bemessen wurden). Es stellt sich nun die Frage, ob sich bei der Berechnung der Restlebensdauer für Brücken neueren Entstehungsdatums eine entsprechend der kürzeren Nutzung höhere Restnutzungsdauer ergibt oder ob der Einfluss der Lastenzüge stärker ist.

Weiters konnte bei der Nachrechnung alter Brücken für die ÖBB festgestellt werden, dass sich bei den Vergleichsrechnungen des Tragfähigkeitsnachweises, für alle Stahlgüten sehr ähnliche Resultate ergeben. In der nun folgenden Arbeit ist zu untersuchen, wie sich die unterschiedlichen Stahlgüten auf die Restlebensdauer und die bruchmechanischen Nachweise auswirken. Wie ist das Ermüdungsverhalten von Schweißseisen und Flusseisen?

Aus den Analysen zur Tragfähigkeit der Verbindungsmittel kann man schließen, dass die Tragfähigkeit der Niete gewährleistet ist. Es ist zu erwarten, dass beim Betriebsfestigkeitsnachweis die genieteten Bereiche sich als kritisch erweisen, da die Kerbwirkung der Niete erheblich ist. Es ist hierbei zu prüfen, ob es Bereiche in einer genieteten Konstruktion gibt, die eher gefährdet sind, als andere. Weiters ob es wahrscheinlicher ist, dass das durch das Nietloch geschädigte Grundmaterial versagt, oder ob der Niet selbst versagt. Außerdem ist der Einfluss der Korrosion auf das Ermüdungsverhalten genieteter Konstruktionen zu untersuchen.

In den Berechnungen für die ÖBB konnte festgestellt werden, dass bei Brücken ohne Schotterbett, die vorhandenen Querschnittswerte im Vergleich zu den erforderlichen Querschnittswerten höher sind, als bei Brücken mit Schotterbett. An bestehenden Brücken kann jedoch beobachtet werden, dass Brücken mit Schotterbett sich günstiger verhalten, da das Schotterbett die Lasten wesentlich besser auf die Konstruktion verteilt, was sich auf das Tragverhalten positiv auswirkt. Diese positive Wirkung der Lastverteilung konnte aber bei den Rechnungen nicht genügend berücksichtigt werden.

3.1. Vollwand-Balkenbrücken

Als Vollwand-Balkenbrücken wurden früher (siehe Kapitel 1 *Einleitung*) Brücken bis zu einer Stützweite von ungefähr 20 m ausgeführt. Bei der Untersuchung der Tragfähigkeit des Haupttragwerkes bestehender Eisenbahnbrücken bei Belastung mit LM 71 in der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß E 10*] konnte festgestellt werden, dass kleinere Stützweiten sich ungünstiger verhalten als große. D.h., dass bei den bei diesem Brückentyp vorliegenden Stützweiten der Tragfähigkeitsnachweis nicht immer erbracht werden konnte. Im folgenden Kapitel (Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*) soll nun untersucht werden, wie sich die Stützweite der Hauptträger auf den Betriebsfestigkeitsnachweis und die Restnutzungsdauer auswirkt. Dadurch, dass die Lasten in diesem Stützweitenbereich stärker gestiegen sind als in den Bereichen höherer Stützweiten, ist zu erwarten, dass auch beim Betriebsfestigkeitsnachweis für kleine Stützweiten schlechtere Ergebnisse (also z.B. eine kleinere Restlebensdauer) erhalten werden, als für größere. Es ist zu prüfen, wie sich die Ermüdungsnachweise der einzelnen Normen, bzw. wie sich das Fehlen eines Ermüdungsnachweises, auf die Nachrechnung auswirken.

Bei den Vergleichen des Tragfähigkeitsnachweises zur Aufnahme der Querkräfte und zur Aufnahme der Biegemomente, konnte in der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß E 10*] festgestellt werden, dass sich die Aufnahme der Querkräfte, vor allem für die Verordnung 1904 [B 15] und die BE 1934 [B 20] als wesentlich schwieriger erweist, als die Aufnahme der Biegemomente. Für die Verordnung aus dem Jahr 1904 und für die BE 1934 können bei Stützweiten bis 20 m nur bei Brücken die für den Ö-N Zug bemessen wurden, bei Belastung mit LM 71 die erforderlichen Nachweise der Stege zur Aufnahme der Querkraft erbracht werden. An bestehenden Brücken sind aber Schäden resultierend aus der Querkraft eher selten zu beobachten (siehe unten). Einer der Gründe hierfür ist, dass der Steg selten als voll ausgenutzt berechnet wurde (dies konnte in den im Laufe dieser Arbeit untersuchten Originalstatiken beobachtet werden). Eine Verstärkung der Stege, wie sie im Falle zu kleiner Querkrafttragfähigkeit notwendig ist, ist aus konstruktiven Gründen meist nicht zu empfehlen.

Leichter auszuführen ist eine Erhöhung der Beulsicherheit (bei Normalspannungsbeueln) durch Anbringen von zusätzlichen Längssteifen, das kann am ehesten bei Brücken die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] berechnet wurden, nötig sein, da die Berechnung von c/t Grenzverhältnissen erst in der BE 1934 [B 20] (mit Verweis auf *Bleich [A 1]*) eingeführt wurde, ein Beulnachweis wurde 1937 als Ergänzung dazugefügt. Es ist also zu erwarten, dass,

bei nach dieser Ergänzung ausgeführten Tragwerken, eine ausreichende Beulsicherheit vorhanden ist. Besonders in Bereichen großer Schlankheit, wurden hier große Sicherheiten verwendet.

Die Feststellung, dass Brücken mit Stützweiten bis 20 m bei einer Nachrechnung zu schlechteren Ergebnissen führen als Brücken größerer Stützweiten, führen dazu, dass bei der Untersuchung der Lebensdauer in dieser Arbeit vor allem Vollwandbalkenbrücken näher analysiert werden. Eine Restlebensdaueranalyse von Vollwandträgerbrücken sowie eine bruchmechanische Untersuchung des kritischen Bereiches erscheinen also sinnvoll. Dies führt zur Frage, welche Bereiche einer genieteten Vollwandbrücke sich bei einer bruchmechanischen Berechnung als kritisch darstellen, und ob sich diese Aussagen mit jenen decken, die bei Versuchen gewonnen wurden.

Bei zahlreichen Versuchen an Originalbauteilen konnte man feststellen, dass das Versagen von Vollwand-Balkenbrücken am häufigsten durch die Aufnahme der Biegemomente ausgelöst wird, beginnend mit Ermüdungsrissen am Zuggurt [Åkesson [C 16], Helmerich [A 28], Sedlacek et al. [A 13]].

Bei Versuchen durchgeführt am BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Deutschland, Helmerich [A 28]) erkannte man, dass hierbei Querschnitte mit Kraftumlenkungen und/oder Steifigkeitsreduzierungen also z.B. am Ende von Gurtlamellen Schwachpunkte einer Konstruktion darstellen. Diese Aussage soll in den folgenden Kapiteln (Ermüdungsnachweis der Hauptträger, Bruchmechanik) überprüft werden.

Für eine bruchmechanische Analyse ist der genaue Ort der Entstehung des Risses im Untergurt eines zusammengesetzten genieteten Vollwandträgers (siehe Abbildung 3.1 bis Abbildung 3.3) und damit verbunden die Wahrscheinlichkeit, dass dieser Riss entdeckt wird von großer Bedeutung, es wurden hierbei von mehreren Autoren abweichende Aussagen gemacht.

Während Sedlacek et al. [A 13] bei Ermüdungsversuchen an aus alten Brücken ausgebauten Teilen festgestellt haben, dass sich Risse höchstwahrscheinlich unter den Nietköpfen in den Außenlamellen bilden, und senkrecht zur Spannungsrichtung weiterwachsen, hat Helmerich bei Ihren Versuchen bemerkt, dass sich die Risse meist in den verdeckten Lamellen bilden. Während Risse in den Außenlamellen bei einer Brückenprüfung ab einer gewissen Größe mit dem freien Auge entdeckt werden können, können Risse in den verdeckten Lamellen nur mit zerstörungsfreien Prüfmethoden wie z.B. der Radiographie (siehe Kapitel 6 *Bruchmechanik*) entdeckt werden. Findet aber nur eine visuelle Prüfung statt, werden Risse in verdeckten Lamellen erst dann entdeckt, wenn sie in das benachbarte, außen liegende Blech weiter gewachsen sind.

Im Folgenden werden drei Bilder einer typischen Rissinitiiierung gezeigt [Helmerich A 28]:
 (Die Stellen der Rissinitiiierung wurden rot markiert.)

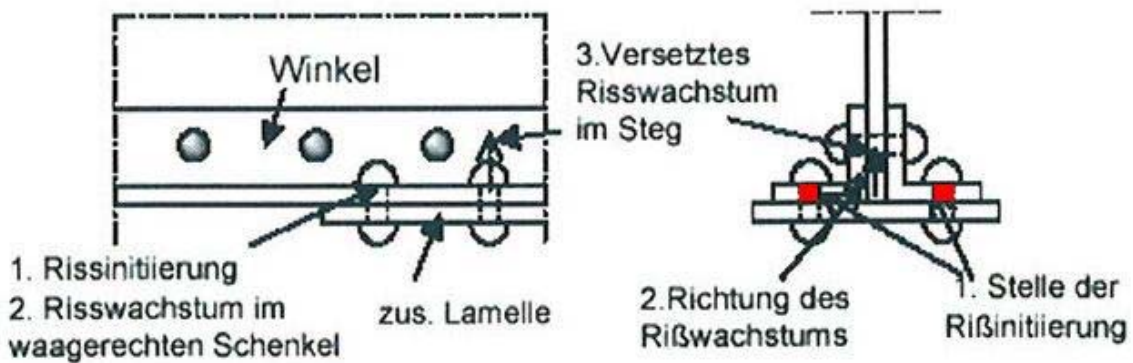


Abbildung 3.1 Rissinitiiierung am letzten Nietloch von Lamellen im Zugbereich von biegebeanspruchten Trägern

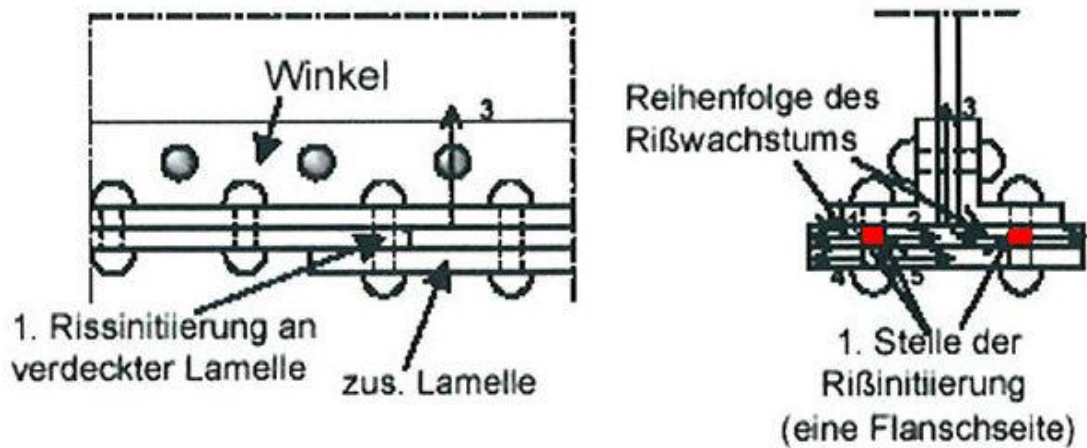


Abbildung 3.2 Rissinitiiierung in der vorletzten Lamelle

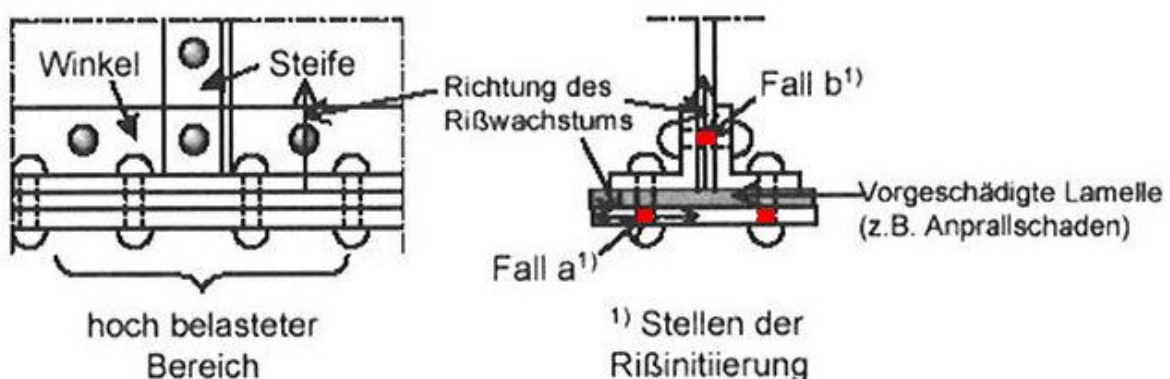


Abbildung 3.3 Rissinitiiierung durch eine Vorschädigung in der vorletzten Lamelle infolge von Schwachstellen in der konstruktiven Gestaltung

In den Bildern zur Rissinitiiierung wird die positive Wirkung der mehrteiligen Querschnitte alter Nietkonstruktionen deutlich sichtbar; in jeder Querschnittsebene muss der Riss neu initiiert werden.

Auch *Åkesson* [C 16] gibt die Redundanz als Grund für das teilweise sehr gute Ermüdungsverhalten genieteteter Brücken an. Bei Ermüdungsversuchen an genieteten Eisenbahnbrücken in Schweden [*Åkesson* C 16] konnten trotz langjährigem Betrieb nur vernachlässigbare Ermüdungsschäden festgestellt werden und es wurde daher eine bedeutende Restlebensdauer angenommen. Weiters wurde erkannt, dass sich die in einem Element gebildeten Risse gar nicht oder nur sehr langsam auf die nächsten Elemente ausgebreitet haben. Diese Ergebnisse machen klar, dass an standardisierten kleinen Prüfkörpern erhaltene Versuchsergebnisse nur schwer auf komplexe Strukturen wie z.B. genietete Brückenträger angewendet werden können. Sowohl *Åkesson* als auch *Helmerich* stellen fest, dass Ihnen kein plötzliches Versagen durch instabiles Risswachstum (Spröbruch) unter Verkehrslasten bei genieteten Konstruktionen bekannt ist.

Diese positive Wirkung von mehrlamelligen Querschnitten muss auch bei der bruchmechanischen Berechnung, Berücksichtigung finden. Auf Ansätze hierzu von *Stötzel* und *Roth* [E 7] wird im Kapitel 6 *Bruchmechanik* näher eingegangen.

3.2. Fachwerk-Brücken

Da Fachwerkbrücken eher bei größeren Stützweiten (20 bis 100 m) ausgeführt werden, ist ein besseres Verhalten als bei Balkenbrücken zu erwarten, da die Verkehrslasten in diesen Stützweitenbereichen nicht so stark angestiegen sind, wie bei kleinen Stützweiten. Aus der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß* E 10] kann geschlossen werden, dass der Tragfähigkeitsnachweis des Haupttragwerkes von Fachwerkbrücken bei Belastung mit LM 71 für Brücken aus den Jahren 1904 bis 1954, die für schwerere Lastenzüge bemessen wurden, im Allgemeinen erbracht werden kann.

Dies setzt bei Stäben unter Druck voraus, dass in der Originalstatik ein Stabilitätsnachweis geführt wurde, dieser ist im österreichischen Normenwerk erst ab dem Jahr 1926 [B 18 ÖNORM B 1002: Berechnung gedrückter Tragwerksteile mit Rücksicht auf Knickung, 1926] zu finden. Allerdings wird schon in der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] ein Knicknachweis gefordert, welcher allerdings nicht in der Verordnung enthalten ist. In *Bleich* [A 1] wird auf einen Nachweis nach der Tetmajer Geraden laut einer in Österreich gültigen Vorschrift verwiesen (*Vorschriften betreffend die Berechnung gedrückter Konstruktionsteile aus Eisen oder Holz mit Rücksicht auf Knickung; Erlaß vom 16. Februar 1907*), die dem Verfasser leider nicht bekannt ist. Die untersuchten Statiken aus dem Jahr 1910 und 1912 lassen erkennen, dass Brücken aus Flusseisen, erbaut in der Periode von 1904 bis 1934, nach den Formeln von Tetmajer und den zulässigen Spannung aus der Verordnung 1904 [B 15] berechnet wurden.

Noch einmal zusammengefasst bedeutet das, dass für Fachwerkbrücken aus Flusseisen, die für eine Belastung mit dem Lastenzug I aus dem Jahr 1904 [B 15], dem österreichischen N-Zug und dem Lastenzug N der BE 1934 [B 20] berechnet wurden, bei nunmehriger Belastung mit LM 71, sowohl der Stabilitätsnachweis als auch der Tragfähigkeitsnachweis der Fachwerkstäbe des Haupttragwerkes aller Voraussicht nach erbracht werden kann.

Schwachpunkte sind am ehesten die Knotenpunkte, da in der Vergangenheit Fachwerkträger grundsätzlich näherungsweise als Stabwerke mit in den Knotenpunkten gelenkig gelagerten Stäben berechnet wurden, die durch die Behinderung der Stabverdrehung im Knoten entstehenden Nebenspannungen wurden oft nicht berücksichtigt. Obwohl Heinrich Manderla und ebenso Engesser bereits 1879 auf die in Knotenblechen entstehenden Nebenspannungen aufmerksam machte, wurden diese in den Berechnungen auch für feste Vernietungen erst wesentlich später berücksichtigt.

Bleich [A 1] geht auf Nebenspannungen und deren Berechnung ein, meint aber, dass die Bedeutung der Nebenspannungen von mancher Seite stark überschätzt wird. Allzu große Nebenmomente bei Fachwerken sollen mit Rücksicht auf die Nietverbindungen, die zur Aufnahme dieser Momente nicht geeignet sind und leicht locker werden, vermieden werden. Dies ist meiner Meinung nach aber der einzig berechtigte Grund, bei der baulichen Gestaltung eiserner Brücken und bei der Auswahl des Fachwerksystemes den Einfluss der Nebenspannungen in Erwägung zu ziehen.

Da Nebenspannungen nicht zur Erfüllung der Gleichgewichtsgleichungen nötig sind, wurde der Einfluss auf die Sicherheit als gering eingeschätzt. Der Einfluss der Nebenspannungen auf das Ermüdungsverhalten (Die den Stabnormalspannungen überlagernden Nebenspannungen unter regelmäßig und häufig auftretenden Verkehrslasten können sich auf Dauer schädigend auswirken, zumal sie an den Stabenden auftreten, wo ohnehin stets gewisse konstruktiv bedingte Kerbwirkungen vorhanden sind.) wurde von Bleich nicht erkannt.

Auch in der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] und nach BE 1934 [B 20] müssen Nebenspannungen nicht berücksichtigt werden (Zitat aus BE 1934):

Die Nebenspannungen, die durch die Steifigkeit der Knotenpunkte und durch die festen Anschlüsse der Längsträger an den Quertägern und der Querträger an den Hauptträgern entstehen, brauchen in der Regel nicht berücksichtigt zu werden; wo es aber für nötig gehalten wird, können die in diesen „Berechnungsgrundlagen“ zugelassenen Spannungen erhöht werden. Die Erhöhung ist in jedem einzelnen Falle zu begründen.

Jedoch war der Einfluss der konstruktiven Gestaltung eines Fachwerkes auf die Nebenspannungen weitgehend bekannt und es wurde auf ein nebenspannungsarmes Konstruieren geachtet. Hierzu einige Grundsätze aus *Bleich [A 1]* und *Schaper [A 3]* zur Reduzierung der Nebenspannungen:

- Knotenbleche nicht größer als nötig
- Reduzierung der Breite der Füllungsglieder
- Höhe der Gurtungen nicht zu groß
- Hilfspfosten oder Zwischensysteme bei enger Feldteilung vermeiden

Diese baulichen Grundsätze von Fachwerkbrücken dienen dazu die Biegesteifigkeit des Fachwerkes nicht unnötig zu erhöhen, da sich dadurch auch die Nebenspannungen erhöhen. D.h., dass enge Ausfachungen (Rautenträger, Netzträger), kurze, steife (gedrungene) Stäbe, große Knotenbleche die Ausbildung hoher Nebenspannungen fördern.

Bei Ermüdungsversuchen der BAM [*Helmerich A 28*] an vier 9 m langen Fachwerkträgern (also für Fachwerkträger mit sehr kurzen Stützweiten) der Berliner U-Bahn trat das Versagen (Ermüdungsrisse) - trotz der hohen ermittelten

Spannungsdifferenzen in den Zugzonen der Stab-Anschlussquerschnitte – bei allen Trägern ausschließlich in den Knotenblechen auf.

Helmerich stellt aber weiter fest, dass ihr den Versuchen ähnliche Versagensbilder aus der Praxis der letzten Jahre allerdings nicht bekannt sind, da Fachwerkträger mit schwach ausgebildeten Details bereits kurz nach dem Bau versagten und nur die robusteren Konstruktionen bis heute erhalten geblieben sind. Als Sanierung wäre der Austausch der Knotenbleche möglich, wie dies auch bei stark korrodierten Knotenblechen notwendig sein kann, dies ist aber sehr aufwendig und führt häufig zum Austausch der gesamten Stabgruppe. Durch das Ersetzen der hoch beanspruchten Niete durch hochfeste Schrauben kann das Anwachsen der Risse für eine gewisse Zeit verzögert werden.

Auf die Nebenspannung von Fachwerkbrücken wird in der folgenden Arbeit nicht näher eingegangen, eine allgemeine Untersuchung unabhängig vom Einzelobjekt wie sie bei dieser Arbeit angestrebt wird, erscheint nicht als sinnvoll. Nebenspannungen wurden zwar lange Zeit nicht in der Berechnung berücksichtigt, jedoch wurde auf ein nebenspannungsarmes Konstruieren geachtet. Dies dürfte einer der Gründe sein warum in der Literatur Schäden an den Hauptträgern der Fachwerkträger eher selten beobachtet werden. Häufiger werden Schäden an den Fahrbahnträgern der Fachwerkbrücken beobachtet, die Fahrbahnträger werden in einem der folgenden Kapitel behandelt (5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*). Bei der Untersuchung des Ermüdungsnachweises und der Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger werden Brücken bis 100 m untersucht, diese Berechnung gilt also für die Hauptträger der Vollwandbrücken und der Fachwerkträger ohne Berücksichtigung der Nebenspannungen.

Eine Untersuchung vor allem im Hinblick auf die konstruktive Gestaltung, die Nebenspannungen und die vorhandenen Schäden (an den Knotenblechen) ist im Einzelfalle notwendig.

3.3. Fahrbahn

Aus den Tragfähigkeitsuntersuchungen in der Arbeit für die ÖBB [*Kronfuß E 10*] kann man schließen, dass die Längs- und Querträger der Fahrbahn bedingt durch ihre kurzen Stützweiten kritische Bauteile darstellen. Besondere Beachtung müssen hierbei auch die Anschlüsse (Anschluss Längsträger – Querträger, Anschluss Querträger - Hauptträger) finden, da Zwängungsspannungen in diesem Bereich zu erheblichen Problemen führen können. Abbildungen zur Ausbildung der Fahrbahn und der Anschlüsse finden sich in Kapitel 5-161 *Fahrbahnträger (Längs- und Querträger)* (siehe Abbildung 5.3, Abbildung 5.4, Abbildung 5.5, Abbildung 5.7 und Abbildung 5.8).

Dies bestätigen auch die Versuche. So hat *Helmerich* [A 28] häufig Ermüdungsrisse im Bereich von Anschlüssen von Längs- und Querträgern festgestellt und *Al-Emrani et al.* [C 10, C 16] als mehrfachen Versagensmechanismus abgesicherte Nietköpfe im Anschlussbereich von Längsträgern an Querträgern diagnostiziert. Auch *Brandes* [A 30] hat bei der Untersuchung einer genieteten Fachwerkbrücke Ermüdungsrisse beim Anschluss des Querträgers an den Hauptträger gefunden.

Es folgt eine Zusammenstellung der ermüdungskritischen Details der Fahrbahnträger und der möglichen Verstärkungsmaßnahmen aus *Helmerich* [A 28]:

- *Ausklinkungen am Anschluss QT/HT infolge Nebenspannungen*

Verstärkung: Austausch der kritischen Niete (z.B. letzter Niet in einer Reihe) gegen vorgespannte Schrauben, Abbohren evtl. aufgefundener Ermüdungsrisse, die infolge von Nebenspannungen entstanden sind.

- *Anschluss der Längsträger an die Querträger: oberer und unterer Nietkopf kann abscheren*

Verstärkung: Austausch der kritischen Niete gegen vorgespannte Schrauben, bei Materialermüdung z.B. des Anschlusswinkels: Austausch gegen Winkel gleicher Festigkeit.

- *Querträgersteg: Nicht verstärkte Durchlässe können im Zugbereich liegen, wenn sich die neutrale Faser wegen Mitwirkens der Fahrbahn am Lastabtrag nach oben verschiebt und damit einen Kerbfall wie Ausklinkungen ergeben.*

Verstärkung: Rand vorbeugend verstärken (u.U. vorher mittels zerstörungsfreier Prüfung auf eventuell vorhandene Randrisse untersuchen).

- *Quersteg: Stegbereiche am Anschluss des Querträgers an den Hauptträger sind bei hoher Schubbeanspruchung gefährdet, wenn z.B. die Längsträger ihre Lasten aus der Fahrbahn sehr dicht neben dem QT/HT-Anschluss in den QT einleiten.*

Das Verstärken von offenen Fahrbahnen von Eisenbahnbrücken erweist sich aber meist als sehr schwierig und das Austauschen einzelner Niete alleine meistens als nicht ausreichend. In diesem Falle besteht die Möglichkeit die gesamte Fahrbahn durch eine stärkere auszutauschen. Dies setzt aber die ausreichende Tragfähigkeit der Hauptträger voraus.

Im Folgenden (Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*) werden die Restlebensdauer und das Betriebszeitintervall der Fahrbahnträger untersucht. Es stellen sich hierbei die Fragen: wird auf die Berechnung der Fahrbahnträger in den alten Normen eingegangen, und wenn wie? Wurde für diese ein Ermüdungsnachweis geführt? Wie ist die konstruktive Gestaltung der Fahrbahnträger, werden Zwängungsspannungen berücksichtigt, bzw. wie wurden diese möglichst klein gehalten, wie wurden die Anschlüsse berechnet?

3.4. Wind-, Schlinger- und Querverband

Windverband:

In der Vergangenheit wurden die Windverbände meistens in die Höhe der Gurte gelegt, die Gurte der Hauptträger bilden also gleichzeitig auch die Gurte des Windverbandfachwerks. Aus der Windbelastung entstehen zusätzlich vertikale Lasten die vom Haupttragwerk aufzunehmen sind.

Ein Zitat und Abbildungen aus *Bleich* [A 1] (Abbildung 3.4 und Abbildung 3.5) verdeutlichen diese Vorgehensweise:

„Die Hauptträger stellen mit den sie verbindenden Quer- und Horizontalverbänden ein räumliches System dar, dessen Berechnung in der Regel in der Weise durchgeführt wird, dass die dieses Raumfachwerk bildenden Scheiben mit den in ihre Ebene fallenden Komponenten der Angriffskräfte als ebene Scheibe berechnet werden. Die Berechnung der Hauptträger erfolgt, bei Wirkung lotrechter Lasten, so als ob die Verbindung mit dem räumlichen System nicht vorhanden wäre, also als ebene Träger. Bei waagrechten Lasten treten unter Umständen auch in den lotrechten Hauptträgerwänden Zusatzkräfte auf, die von Fall zu Fall zu berücksichtigen sind.

In den meisten Fällen wird der Windverband in die Fläche der Hauptträgergurte gelegt, so dass diese gleichzeitig Gurte der Windverbandsscheiben sind. Ist dies ausnahmsweise nicht der Fall, so sind eigene Windgurte vorzusehen.“

In vielen Fällen werden die Füllungstäbe des Windverbandes an den Gurtungen der Hauptträger so angeschlossen, dass die Ebene des Windverbandes nicht mit den Schwerlinien der Gurtungen zusammenfällt. Laut *Schaper* [A 3] können die „hierdurch entstehenden Nebenspannungen ohne Bedenken in Kauf genommen werden, wenn sich dadurch ein besserer Anschluss der Füllungsglieder des Windverbandes erzielen lässt“. Hierzu findet man in der BE 1934 folgendes: *Zusatzspannungen, die entstehen, wenn Windverbände nicht in der Höhe der Schwerlinien der Gurtungen liegen (Außermittigkeit im Aufriß), brauchen im allgemeinen nicht berücksichtigt zu werden. Wenn aber die Windverbandstäbe im Grundriß erheblich außermittig angeschlossen sind, so sind die dadurch entstehenden Zusatzspannungen zu berücksichtigen.*

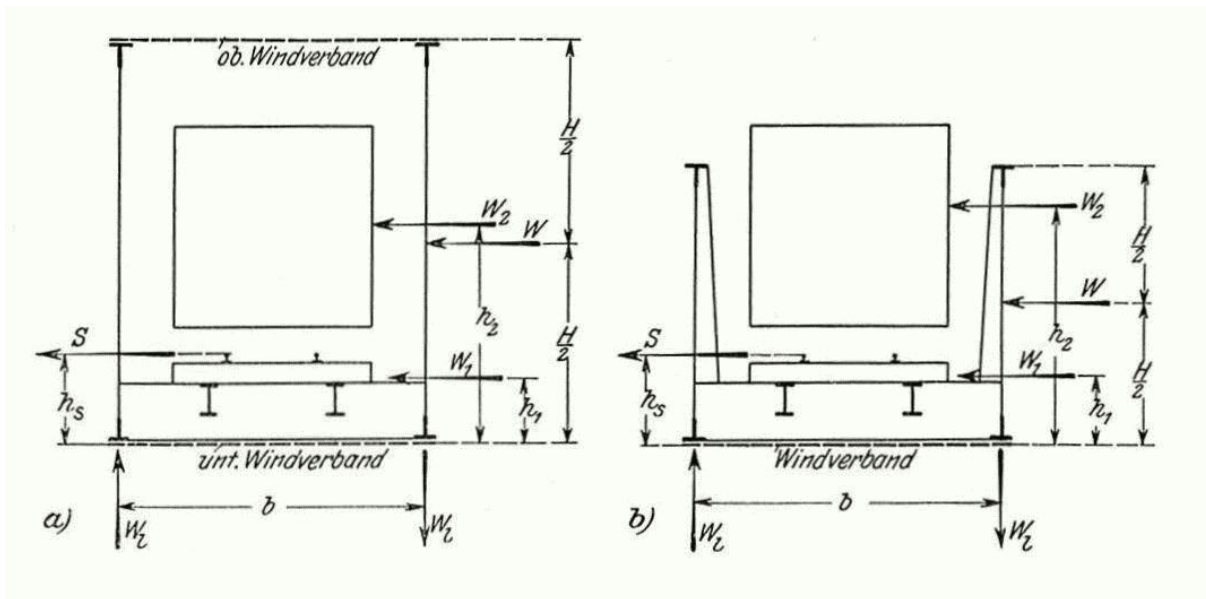


Abbildung 3.4 aus [Bleich A 1] bei untenliegender Fahrbahn

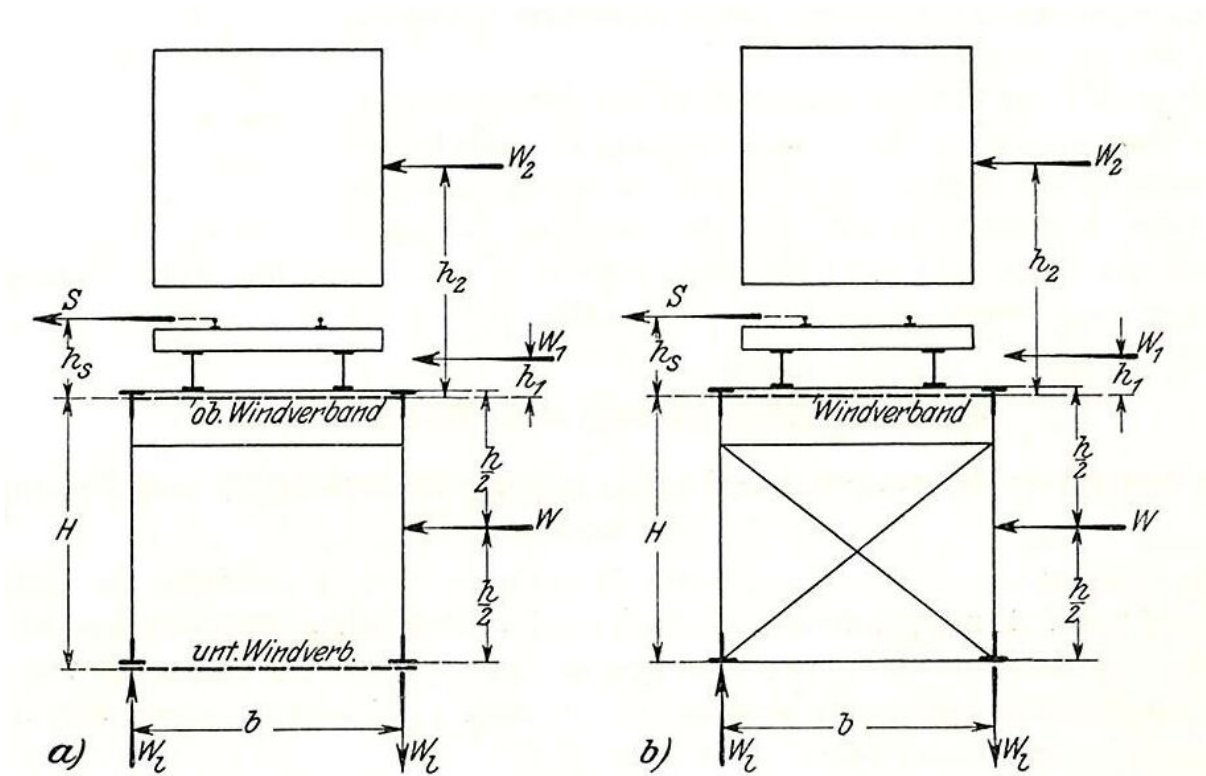


Abbildung 3.5 aus [Bleich A 1] bei obenliegender Fahrbahn

Schlingerverband:

Brücken mit offener Fahrbahn und Querschwellen auf den Längsträgern werden meist mit einem Schlingerverband, zur Sicherung der LT-Obergurte gegen seitliches Ausknicken, ausgeführt.

Eine solche Brücke ist z.B. die Trattenbachbrücke deren Grundriss und Schnitt, in der Abbildung 3.6 und Abbildung 3.7 (aus der Originalstatik), zu sehen ist.

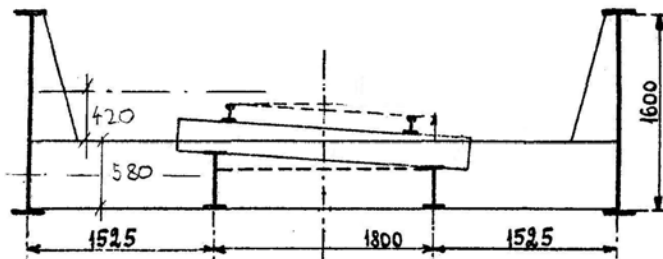


Abbildung 3.6 Querschnitt der Trattenbachbrücke

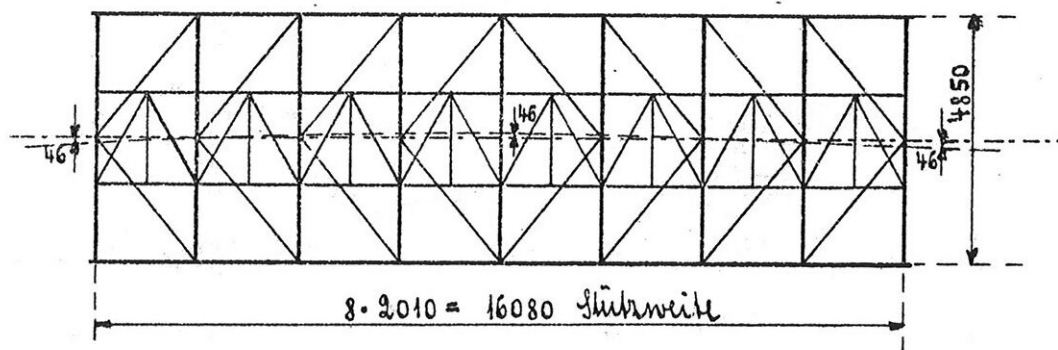


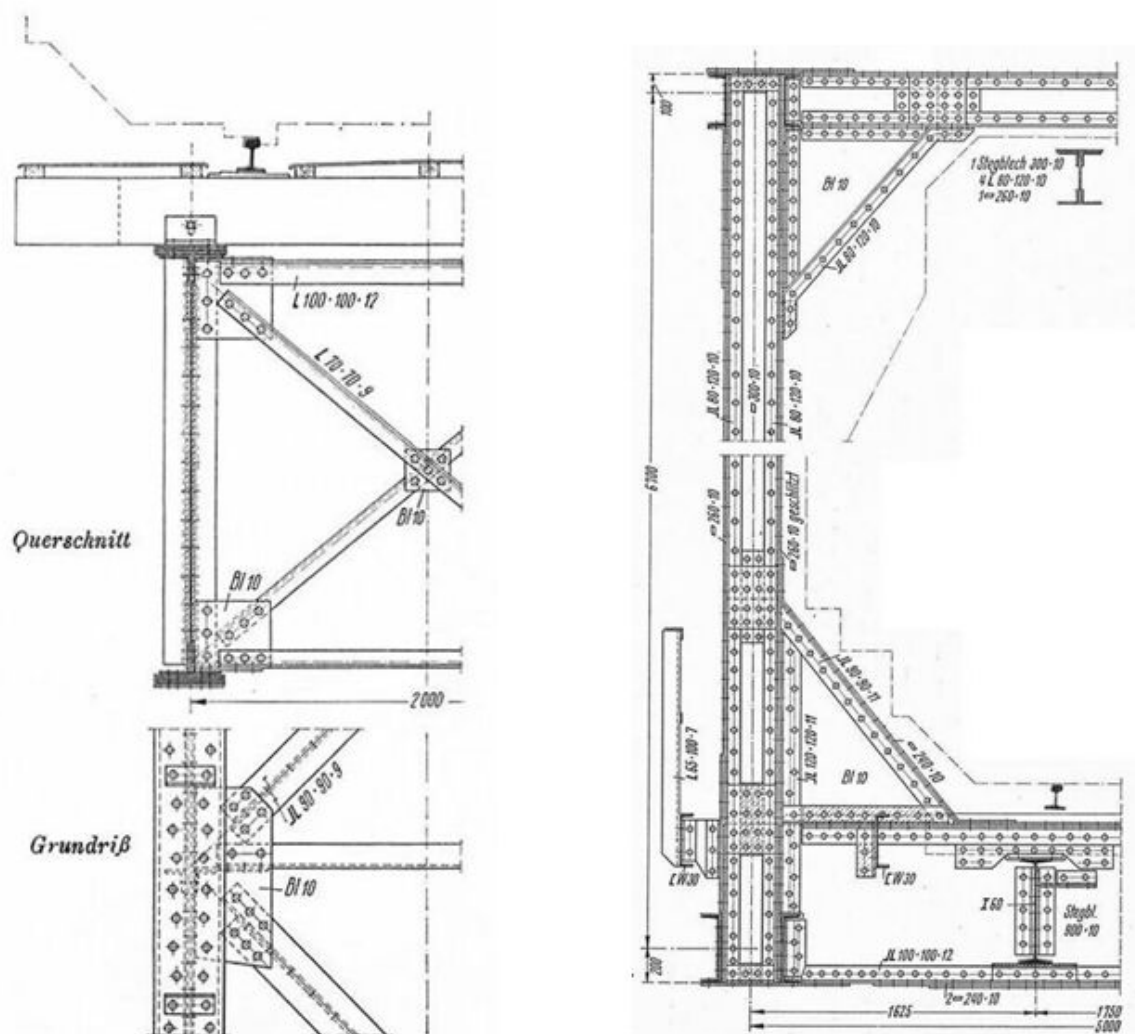
Abbildung 3.7 Grundriss der Trattenbachbrücke

Querverband:

Die Wirkung der Querverbände wird in *Bleich* [A 1] wie folgt beschrieben:

Die Aufgabe der Querverbände ergibt sich aus ihrer Stellung im räumlichen Brückentragwerk, wo sie entweder als Endquerverbände die von dem oberen Verbands geäußerten Auflagerkräfte in die Lagerpunkte zu leiten, oder bei Fehlen eines zweiten Verbandes die Knotenpunkte der freien Hauptträgergurtungen im Raume festzuhalten haben.

Die Abbildung 3.8 zeigt zwei mögliche Arten der Ausbildung eines Querverbandes, einerseits in gegliederter Bauweise und andererseits als Rahmen.



a) Querverband in gegliederter Bauweise

b) Querverband als Rahmen

Abbildung 3.8 Querverband aus [Schaper A 3]

Bremsverband:

Bei eingleisigen Brücken mit offener Fahrbahn wurden Bremsverbände früher ab 25 m (laut Schaper [A 3]) oder ab 40 m (laut GE 1938 [B 22]) Stützweite eingebaut. Bremsverbände dienen der Aufnahme der Brems- und Anfahrkräfte, falls die Querträger durch Biegung, die durch diese waagrechten in Schienenrichtung laufenden Kräfte erzeugt wird, zu stark beansprucht werden.

Die laut Norm anzusetzenden Lasten sind seit dem Jahr 1904 stark angestiegen, so beträgt die Bremskraft aus der Verordnung 1904 $\frac{1}{4}$ der nach EN 1991-2/2004 [B 4] anzusetzenden Last.

Die Abbildung 3.9 zeigt Möglichkeiten der Anordnung von Bremsverbänden.

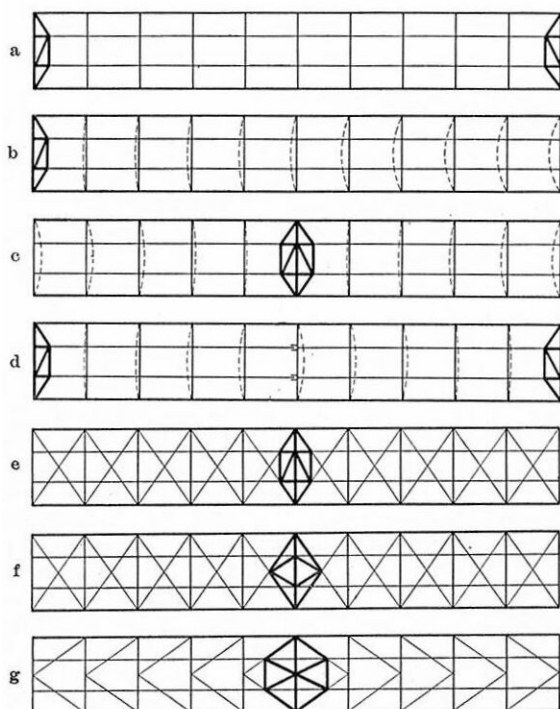


Abbildung 3.9 Anordnung des Bremsverbandes aus [Schaper A 3]

Die Aufnahme der Windkräfte durch die Druck- und Zugdiagonalen der Wind-, Schlinger- und Querverbände sollte unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten (der Vergleich erfolgt hier für Windkräfte nach ÖNORM B 4003/1994) laut der Arbeit für die ÖBB [Kronfuß E 10] im Allgemeinen möglich sein.

Eine starke Außermittigkeit, z.B. des Windverbandes, die in der ursprünglichen Statik womöglich unberücksichtigt geblieben ist, kann unter Umständen, rechnerisch zu einer Überbeanspruchung des Gurtes des Hauptträgers führen.

Schwierigkeiten sind auch beim Nachweis der Aufnahme der nach EN 1991-2/2005 anzusetzenden Seitenstoßlast zu erwarten, da diese im Vergleich zu den Lasten der alten Normen sehr stark angestiegen ist. Einzig positive Ausnahme bildet hier der Drucknachweis von Brücken die mit der Verordnung aus dem Jahr 1904 berechnet wurden, da einerseits hier im Vergleich zu den anderen „alten“ Normen höhere

Seitenstoßlasten anzusetzen waren (die Seitenstoßlasten der Verordnung aus dem Jahr 1904 betragen 80 % der Lasten nach EN, während jene der BE 1934 nur 60 % der Seitenstoßlast nach EN erreichen), und andererseits beim Drucknachweis nach ÖNORM B 1002/1926 große Sicherheiten verwendet wurden.

Auch der Nachweis der Aufnahme der Brems- und Anfahrkräfte kann sowohl für die ohnehin stark beanspruchten Querträger kurzer Brücken ohne Windverband, als auch für die Bremsverbände der längeren Brücken zu Problemen führen, da auch hier die anzusetzenden Lasten stark angestiegen sind.

In der Richtlinie der deutschen Bahnen Ril 805/1999 [B 13] wird das Problem der stark angestiegenen Seitenstoß- und Bremslasten so behandelt, dass ein Nachweis der Brems- und Schlingerverbände bei guter Beschaffenheit und einem einwandfreien Verhalten unter Betriebslasten nicht erforderlich ist. Sie sind nur bei Vorhandensein schadhafter Stellen nachzuweisen.

Die Aufgaben der weiteren Arbeit sind (stark zusammengefasst):

- Restlebensdaueruntersuchungen
 - an Vollwand-Balkenbrücken kurzer Stützweite
 - an Fahrbahnträgern offener Brücken
- Betriebszeitintervallrechnungen
 - an Vollwand-Balkenbrücken kurzer Stützweite
 - an Fahrbahnträgern offener Brücken
- Untersuchung des Einflusses der Korrosion auf das Ermüdungsverhalten bestehender Brücken

4. Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger

Ziel dieses Kapitels ist es die Hauptträger bestehender Brücken auf ihre Ermüdungsfestigkeit und Restnutzungsdauer bei Beanspruchung mit Lastmodell 71 (nach ÖNORM EN 1991-2/2004 [B 4]) zu untersuchen.

Am Beginn stehen einleitende Worte zur Ermüdungsbeanspruchung von Eisenbahnbrücken, es wird die Entwicklung vom Dauerfestigkeits- bis zum Betriebsfestigkeitsnachweis erläutert. Weiters werden die Nachweise in den Normen vorgestellt, einerseits die Dauerfestigkeitsnachweise der alten Normen, andererseits der Betriebsfestigkeitsnachweis der ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33], und auch die Restnutzungsdauernachweise in den Normen für bestehende Brücken (UIC-Kodex 778-2/1991 [B 12] und Ril 805/1999 [B 13]).

Es folgen die Vergleichsrechnungen. Als erstes ein Vergleich der Kerbfälle und der dazugehörigen ertragbaren Spannungen. In diesem Vergleich werden die Unterschiede zwischen dem alten und dem neuen Nachweiskonzept sichtbar. Hierzu gehört die Abhängigkeit der ertragbaren Spannungen vom Spannungsverhältnis κ in den alten Normen, diese findet man in ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] und ÖNORM B 4300/1994 [B 7] nicht, in Ril 805/1999 [B 13] allerdings schon. In den Diagrammen dieser Vergleichsrechnung kann man erkennen, dass im negativen κ -Bereich die ertragbaren Spannungen der alten Normen meist über jenen der neuen Normen liegen, während sie im positiven κ -Bereich meist darunter liegen. Außerdem wird festgestellt, welche Kerbdetails heute schlechter oder besser eingestuft werden als früher und daraus wird ersichtlich, welche Kerbdetails bei den folgenden Vergleichen weiters zu untersuchen sind. Es sind dies vor allem die Kerbfälle für genietete Stäbe und nichttragende Schweißnähte, da hier die ertragbaren Spannungsschwingbreiten nach den alten Normen in den meisten Bereichen sehr viel höher angenommen wurden, als nach Ril 805/1999 [B 13], ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] und ONR 24008/2006 [B 28].

Als nächster Schritt wird für einige ausgewählte Kerbfälle der Ermüdungsnachweis für Hauptträger nach den alten Normen und nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] berechnet. Bei der Berechnung nach EN werden für Schweißseisen und alte Baustähle die Wöhlerlinien nach UIC-Kodex 778-2/1991 [B 12] verwendet (Kerbfälle Grundmaterial, Lochstab und genietetes Stab), bei genieteten Konstruktionen auch die Wöhlerlinien nach ONR 24008/2006 [B 28]. Ein Vergleich der alten Normen mit der Nachrechnung nach EN für den maßgebenden Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis für die erforderlichen Widerstandsmomente macht erkennbar, bei welchen Zeitabschnitten und welchen Stützweiten Schwierigkeiten auftauchen können. Es zeigt sich, dass bei kleinen Stützweiten meist der Ermüdungsnachweis maßgebend ist, bei größeren Stützweiten dann der Tragfähigkeitsnachweis. D.h., dass beim Ermüdungsnachweis von Brücken mit kleinen Stützweiten die vorhandenen Querschnittswerte im Vergleich zu den erforderlichen Querschnittswerten noch kleiner sind, als beim Tragfähigkeitsnachweis. Beim Ermüdungsnachweis ist zu beobachten, dass höhere Stahlgüten im Vergleich zu niedrigen Stahlgüten, zu kleineren vorhandenen Querschnittswerten führen.

Da der Nachweis der bestehenden Normen nach EN aber nicht die Vorschädigung der Brücken berücksichtigt, folgt die Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger nach Ril 805/1999 [B 13]. Hierbei kann man sehen, dass teilweise Brücken, die bereits eine längere Nutzungsdauer haben, trotzdem zu einer längeren Restnutzungsdauer führen, als jüngere Brücken. So erhält man bei der Nachrechnung von nach BE 1934 [B 20] berechneten Brücken meist noch eine beträchtliche Restnutzungsdauer, während sich für ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] oftmals keine Restnutzungsdauer mehr ergibt. Zu keiner oder nur einer sehr kurzen Restnutzungsdauer führen Brücken aus Schweißisen nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15].

Weiters wird ein Restnutzungsdauernachweis geführt, bei dem der Schaden der Vergangenheit mit den Annahmen der Ril 805/1999 [B 13] berechnet wird, die Wöhlerlinien für genietete Konstruktionen werden aber der ONR 24008/2006 [B 28] entnommen.

Den Abschluss dieses Kapitels bildet eine Zusammenfassung der Ergebnisse der Vergleichsrechnungen und die Schlussfolgerung, für welche Brückensysteme und welche Stützweiten eine bruchmechanische Untersuchung durchzuführen ist.

4.1. Ermüdung, Dauerfestigkeit, Betriebsfestigkeit

Unter Materialermüdung wird die Schädigung oder das Versagen von Werkstoff und Bauteil unter zeitlich veränderlicher, häufig wiederholter Beanspruchung verstanden. Es bilden sich bevorzugt an Fehlstellen, Kerben und Querschnittsübergängen nach kleinerer oder größerer Schwingspielzahl Anrisse. Die Risse vergrößern sich mit den weiteren Schwingspielen, schließlich tritt der Restbruch ein. Dies geschieht bei einer Beanspruchungshöhe, die weit unterhalb der statischen Festigkeit liegen kann. Je höher die Beanspruchung, desto kürzer die Lebensdauer [Radaj, Vormwald A 26].

Für Konstruktionen mit vorwiegend nicht ruhender Beanspruchung wie z.B. Eisenbahnbrücken, ist daher der Nachweis gegen das Auftreten von Ermüdungsbrüchen zu führen [Ramberger A 7].

Ausgehend von örtlichen Kerben, Fehlstellen oder Stellen hoher Eigenspannung beginnen Risse, die fortschreiten. Der Bruch der Restfläche tritt plötzlich verformungslos ohne Vorankündigung auf.

Die wichtigsten Einflussfaktoren sind:

- Grad der Kerbwirkung
- Schwingbreite, Spannungsverhältnis
- Anzahl und Art der Beanspruchungen [Roik A 9]

4.1.1. Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit (Wöhlerlinie)

Führt man mit einer Anzahl von gleichen Probestücken Versuche unter periodischer Beanspruchung durch, wobei die Unterspannung σ_u für alle Proben gleich gehalten wird, die Oberspannung σ_o jedoch bei jeder Probe anders ist, so kann die Anzahl der Lastspiele bis zum Bruch gezählt werden. Jene Oberspannung die bei gegebener Probeform und festgehaltener Unterspannung bei N Lastspielen zum Bruch führt, wird Zeitfestigkeit $\sigma_R(N)$ bezeichnet. Die Dauerfestigkeit σ_D ist jene Oberspannung, die unendlich oft ertragen wird. Die Funktion $\sigma_R = \sigma_R(N)$ wird als Wöhlerkurve (nach August Wöhler, München, der ab 1859 die Materialermüdung systematisch untersuchte) oder Ermüdungsfestigkeitskurve bezeichnet [Ramberger A 7].

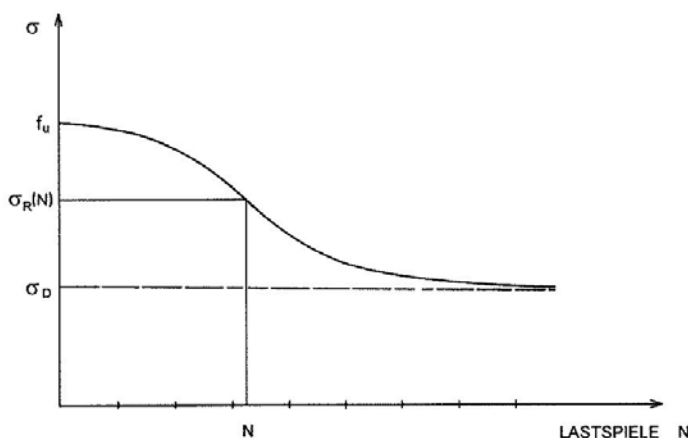


Abbildung 4.1

Da ein Versuch nicht mit unendlich vielen Lastspielen durchgeführt werden kann, muss die Lastspielzahl N_D für die Dauerfestigkeit festgelegt werden. In den älteren Normen wird diese generell mit 2×10^6 festgelegt, während der EC die Lastspielzahl mit 5×10^6 (Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ für Längsspannungsschwingbreiten), 10^7 (Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_C^*$ für einige ausgewählte Kerbfälle) oder mit 10^8 (Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ für Längsspannungsschwingbreiten und $\Delta\tau_L$ für Schubspannungsschwingbreiten) definiert.

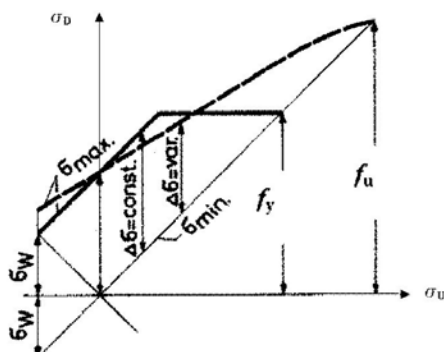
Im EC sind die Ermüdungsfestigkeitskurven nicht für σ_R sondern für die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ dargestellt. Eine Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ kann je nach Größe der Mittelspannung nur Zugspannungen (Zugschwellbereich), Zug- und Druckspannungen (Wechselbereich) oder nur Druckspannungen (Druckschwellbereich) erzeugen. Der EC vernachlässigt diese Mittelspannungsabhängigkeit. In den älteren Normen wird der Nachweis gegen die Oberspannung geführt, die um die Größe der Mittelspannung zu berücksichtigen, vom Verhältnis $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \kappa$ abhängt.

(σ_{\min} und σ_{\max} sind mit dem Vorzeichen einzusetzen, σ_{\min} ist der absolut kleinere Wert der beiden Zahlenwerte.)

Wie aber *Herzog* [C 5] darlegt, wurde anhand von zahlreichen in den USA durchgeführten Ermüdungsversuchen mit geschweißten Trägern festgestellt, dass im Bereich der untersuchten Spannungsverhältnisse $-0,63 < \kappa < 0,79$ und Lastspielzahlen $10^5 < N < 10^7$ die ertragene Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ betragsmäßig praktisch konstant ist.

Auch *Haibach* [A 271] führt an, dass nur Details ohne Eigenspannungen sowie milder Kerbwirkung bei zunehmender Druckbeanspruchung höhere Ermüdungsfestigkeiten zeigen. Der Mittelspannungseinfluss für die in der Konstruktionspraxis auftretenden geschweißten Details, die Zugeigenspannungen in Höhe der Streckgrenze aufweisen können, ist aber vernachlässigbar klein.

Im Gegensatz zu den Schweißkonstruktionen wird jedoch bei den Nietkonstruktionen eine Mittelspannungsabhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit beobachtet [*Herzog* C 6]. Dies zeigt auch die folgende Abbildung (σ_w ... Wechselfestigkeit).



Ermüdungsfestigkeitsdiagramm nach Weyrauch

schwache Kerbwirkung (Nietung) - - -

starke Kerbwirkung (Schweißung) -----

Abbildung 4.2

4.1.2. Betriebsfestigkeit

Betriebsfestigkeit ist die Ermüdungsfestigkeit eines Bauteiles unter wirklichkeitsnahen Betriebsbedingungen wie

- regellose Folge von Belastungen unterschiedlicher Größe, Häufigkeit und Reihenfolge (Lastkollektive) mit selten auftretenden Höchstwerten über der Dauerfestigkeit,
- Berücksichtigung einer begrenzten Nutzungsdauer,
- Berücksichtigung der Versagenswahrscheinlichkeit.

Die Betriebsfestigkeit lässt sich über Spannungsakkumulationshypothesen ermitteln, mit der das aus dem Lastkollektiv ermittelte Beanspruchungskollektiv hinsichtlich des Beginns eines Ermüdungsbruches mit der periodischen Beanspruchung und somit über die Wöhlerkurve verglichen werden kann [Ramberger A 7].

Die Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner liefert eine Methode zur Aufsummierung der Einzelschäden, wobei die Einzelschäden der Beanspruchungsspiele über der Dauerfestigkeit linear addiert werden. Als Einzelschaden wird der reziproke Wert der theoretischen Anzahl der Spannungswechsel bezeichnet, die infolge einer konstanten Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$

ertragen werden können $D_e = \frac{1}{N_{\Delta\sigma}}$. Die Aufsummierung der Einzelschäden bis zum

betrachteten Zeitpunkt ergibt den Schaden D [Unterweger E 1].

Es tritt kein Schaden auf, wenn $D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1$.

Hierbei sind $\Delta\sigma_i$ die verschiedenen Beanspruchungen die je n_i -fach auftreten, N_i ist die Lastspielzahl der entsprechenden Wöhlerlinie bei $\Delta\sigma_i$.

Diese Hypothese wurde ursprünglich unter der Voraussetzung entwickelt, dass alle Beanspruchungsspiele über der Dauerfestigkeit liegen. Um Beanspruchungsspiele unter der Dauerfestigkeit zu berücksichtigen kann die Wöhlerlinie mit einer geringeren Neigung m bis zum Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit ($\Delta\sigma_L$ bei N_L) fortgesetzt werden. Dieser Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit ergibt sich als unterste Grenze der Ermüdungsfestigkeit bei Vorschädigung.

Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner:

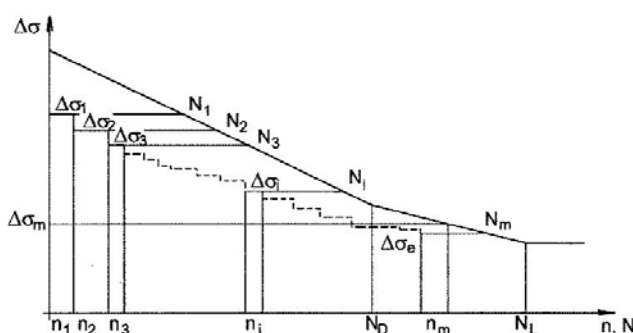


Abbildung 4.3

Mit Hilfe der Miner-Regel kann ein gegebenes Spannungsschwingbreitenspektrum in eine schadensäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_E$ umgewandelt werden.

$$\Delta\sigma_E = \left(\frac{\sum n_i \Delta\sigma_i^m}{N_E} \right)^{\frac{1}{m}}$$

Im EC wird der Betriebsfestigkeitsnachweis an Stelle des früher üblichen Dauerfestigkeitsnachweises eingeführt. Hierbei wird einerseits die Beanspruchung mittels des Betriebsfaktors (Anpassungsbeiwert λ) reduziert. Andererseits wird bei der Beanspruchbarkeit die gegenüber der Dauerfestigkeit höhere Zeitfestigkeit angesetzt.

Da im Eurocode der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit für $N = 2 \cdot 10^6$ definiert ist – dies entspricht der ehemaligen Dauerfestigkeit – ergibt der Dauerfestigkeitsnachweis für Normalspannungsbeanspruchung einen oberen Grenzwert für den Anpassungsbeiwert mit $\lambda_{\max} = 1,4$ [Unterweger E 1].

Anhand der unten angeführten Abbildung (Annahmen: Lebensdauer 100 Jahre, Verkehr EC-mix, Jahresaufkommen 25×10^6 t \Rightarrow dies entspricht 120 Züge/Tag und insgesamt ca. 2×10^6 Beanspruchungsspiele innerhalb der Lebensdauer) wird von *Unterweger* [E 1] die wesentlich größere Wirtschaftlichkeit des Betriebsfestigkeitsnachweiskonzeptes gegenüber dem Dauerfestigkeitsnachweiskonzept gezeigt. Ab einer Stützweite von $L = 4$ m werden deutlich geringere Betriebsfaktoren erreicht. Ab $L = 20$ m beträgt die Reduktion ca. 50 %.

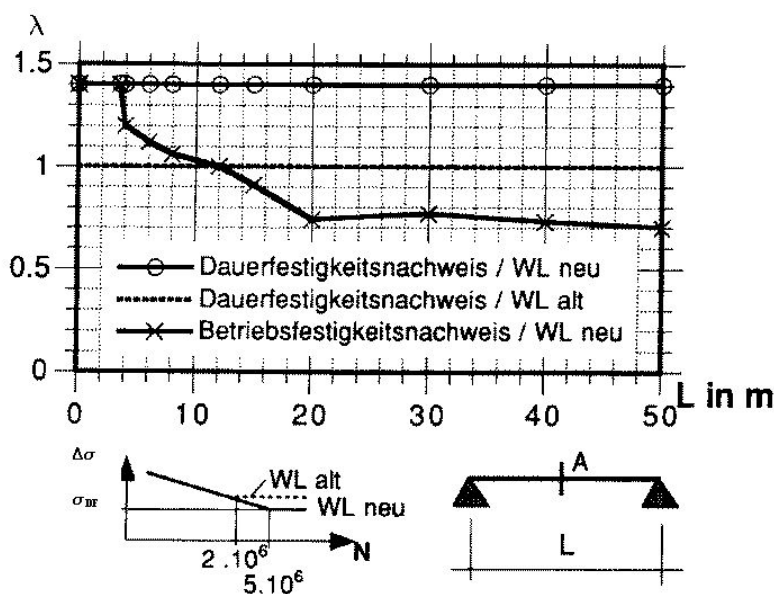


Abbildung 4.4

Jedoch wurden mit Einführung des Betriebsfestigkeitsnachweiskonzeptes auch die Ermüdungsfestigkeiten für die Konstruktionsdetails, insbesondere jene mit Schweißnähten, aufgrund wirklichkeitsnaher Bauteilversuche, stark reduziert (dies kann in den Diagrammen Vergleich der Kerbfälle von Annex B S 6 bis 31 beobachtet

werden, ein besonders gutes Beispiel hierfür ist der Kerbfall auf S 24+25 des Annex B: Verbindung von sich überlappenden Bauteilen, Grundmaterial, St 37+ St 52).

Als Begründung für die reduzierten Ermüdungsfestigkeiten bei Einführung des Betriebsfestigkeitsnachweises, gibt *Unterweger* [E 1] an: *Ermüdungsfestigkeiten älterer Normenwerke (z.B. ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6]) basieren einerseits auf Versuchen an Kleinteilproben, die wesentlich höhere Festigkeiten aufweisen (keine Eigenspannungen, weniger Fehlstellen und Kerben) und andererseits ist die Dauerfestigkeit noch für 2×10^6 Lastwechsel definiert.*

Dadurch kann als Gesamtergebnis, das neue Normenkonzept (Betriebsfestigkeitsnachweis und neue Wöhlerlinien) zu höheren Stahlgewichten führen als das alte Normenkonzept (Dauerfestigkeitsnachweis und alte Wöhlerlinien). Genauere Untersuchungen folgen im Kapitel 4.2 *Ermüdungsnachweis*.

4.2. Ermüdungsnachweis

Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 [B 15]

Keine Angaben diesbezüglich.

BE 1934 [B 20]

Bauteile mit wechselnder oder schwellender Beanspruchung, jedoch nicht die Fahrbahnlängsträger, Verbände und Gehwege, sind nach folgenden Richtlinien zu berechnen.

$$\sigma_I = \frac{\gamma \max S_I}{A_a}, \quad \sigma_I = \frac{\gamma \max M_I}{W_{net}}$$

γ ... *Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses einer wechselnden oder schwellenden Beanspruchung (Dauerbeanspruchung);*

St 37	St 52		Schwacher Verkehr (weniger als 25 Züge im Tag auf jedem Gleis)
	Starker Verkehr (mehr als 25 Züge im Tag auf jedem Gleis)		
$\gamma = 1 - 0,3 \frac{\min S_I}{\max S_I}$	$\gamma = 1,167 - 0,777 \frac{\min S_I}{\max S_I}$ wenn $\max S_I$ eine Zugkraft (+) ist	$\gamma = 1 - 0,944 \frac{\min S_I}{\max S_I}$ wenn $\max S_I$ eine Druckkraft (-) ist	$\gamma = 1 - 0,5 \frac{\min S_I}{\max S_I}$ wobei $\max S_I$ eine Zug- oder Druckkraft sein kann (Anwendung nur mit Genehmigung der Hauptverwaltung)

γ muß stets größer als 1 sein.

Berechnung für Momente sinngemäß.

Tabelle 4.1

$\max S_I$... *zahlenmäßig größter Grenzwert der Stabkräfte (Zug +, Druck -) aus ständiger Last und Verkehrslast (und Fliehkraft) mit Stoßzahl φ vervielfacht (max M_I sinngemäß).*

$A_a = A_{net}$... *wenn $\max S_I$ eine Zugkraft ist;*

$A_a = A + (A - A_{net}) \frac{\min S_I}{\max S_I}$... *wenn $\max S_I$ eine Druckkraft und $\min S_I$ eine*

Zugkraft ist;

$A_a = A$... *wenn $\max S_I$ und $\min S_I$ Druckkräfte sind.*

W_{net} ... *Widerstandsmoment mit Nietabzug.*

Der Nachweis erfolgt in der Form:

$$\sigma_I + \sigma_{II} \leq \sigma_{zul} \quad \text{für Hauptkräfte}$$

$$\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} \leq \sigma_{zul} \quad \text{für Haupt- und Zusatzkräfte}$$

σ_{II} ... *die ohne Berücksichtigung der wechselnden oder schwellenden Belastungen errechneten Spannungen, herrührend aus den sonstigen als*

Hauptkräfte geltenden Einflüssen (Spannungen aus dem Trogbrückennachweis, zufolge Wärmewirkung oder zufolge Nebenspannungen);
 σ_{III} ... die ohne Berücksichtigung der wechselnden oder schwellenden Belastungen errechneten Spannungen, herrührend aus den Zusatzkräften;
 σ_{II} und σ_{III} sind mit demselben A_a zu berechnen wie σ_I . Druckkräfte sind ohne die Knickzahl ω einzusetzen.

Für geschweißte Bauteile wird auf die vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken [B 23] und die Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten nach DIN 4100 [B 24] verwiesen.

Vorläufige Vorschriften der deutschen Reichsbahn für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken 1935 [B 23] und Erläuterungen hierzu von Kommerell [C 4]

Für vollwandige Eisenbahnbrücken ist nachstehendes von Bedeutung: Auf Schwell- und Wechselbeanspruchung werden nur die Hauptträger, die Querträger und die Konsolen der Fahrbahnlangträger berechnet. Für diese Teile sind stets nur die Hauptkräfte maßgebend, nicht die Haupt- und Zusatzkräfte. Man berechnet demnach die Werte $M = M_g + \varphi \cdot M_p$ bzw. $S = S_g + \varphi \cdot S_p$. Ist M_{\max} und M_{\min} der zahlenmäßig größte und kleinste Grenzwert, wobei positive Werte mit +, negative mit – einzusetzen sind, dann liegt Wechsel- bzw. Schwellbeanspruchung vor, wenn diese Werte verschiedene bzw. gleiche Vorzeichen haben.

Man bezieht grundsätzlich alle Spannungen, sowohl in den Brückenteilen als auch in den Nähten, auf den Spannungsmaßstab σ_{zul} ; dieses ist erreicht worden durch Einführung des Beiwertes γ - zur Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung – und des Formbeiwertes α , der die Lage und Beanspruchungsart des Querschnittes und die Lage und Güte der Naht berücksichtigt.

Die Nachweise erfolgen im allgemeinen in der Form $\frac{\gamma}{\alpha} \frac{M_{\max}}{W} \leq \sigma_{zul}$ bzw. $\frac{\gamma}{\alpha} \frac{P_{\max}}{F} \leq \sigma_{zul}$,

wobei sowohl die Schweißnähte als auch der Grundquerschnitt nachgewiesen werden müssen.

Die γ -Werte können Abbildung 4.5, und die α -Werte Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7 entnommen werden. Grundlage für die Formeln zur Berechnung der α -Werte sind die Spannungshäuschen aus Abbildung 4.8.

1	2	3	4
	St 37	St 52	
		starker Verkehr (mehr als 25 Züge im Tag)	schwacher Verkehr (bis zu 25 Zügen im Tag)
		Im Wechselbereich	Im Wechselbereich
$\frac{\min M_1}{\max M_1}$	$\gamma = 1,0 - 0,3 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	$\gamma = 1,235 - 0,709 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	$\gamma = 1,105 - 0,645 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$
		Im schwellenden Bereich	Im schwellenden Bereich
		$\gamma = 1,235 - 1,237 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	$\gamma = 1,105 - 1,102 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$
		(gültig bis $\frac{\min M_1}{\max M_1} \leq 0,19$)	(gültig bis $\frac{\min M_1}{\max M_1} \leq 0,095$)
		(Anwendung nur mit Genehmigung der Hauptverwaltung)	
- 1,0	1,30	1,944	1,750
- 0,9	1,27	1,873	1,686
- 0,8	1,24	1,802	1,621
- 0,7	1,21	1,731	1,557
- 0,6	1,18	1,660	1,492
- 0,5	1,15	1,590	1,428
- 0,4	1,12	1,519	1,363
- 0,3	1,09	1,448	1,299
- 0,2	1,06	1,377	1,234
- 0,1	1,03	1,306	1,170
0	1,00	1,235	1,105
+ 0,095	1,00		1,000
+ 0,10		1,111	1,00
+ 0,19		1,000	
+ 0,2			
+ 0,3			
+ 0,4			
+ 0,5			
+ 0,6		1,00	
+ 0,7			
+ 0,8			
+ 0,9			
+ 1,0			

Abbildung 4.5

Bestimmung der α - Werte für Flusstahl St 37:

1	2	3	4	5	6	
Lfd. Nr.	Bauteil und Nahtart	Art der Beanspruchung	Wechselbereich	α -Werte Schwellender Bereich	Bemerkungen	
1	Ungestoßen durchgehende Bauteile und Decklaschen*)	Zug	1,0	1,0	Schaubild Ia Ib *) s. Zeile 18	
2		Druck	1,0	1,0		
3		Abscheren	0,8	0,8		
4	Gestoßene Bauteile, da wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	0,8	0,8	Schaubild IIa IIb	
5		Größte Spannung Druck (-)	$\alpha = 1 + 0,2 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	1,0		
6		Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0,57 + 0,11 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,29$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,29$ $\alpha = 0,57 + 0,79 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 0,8$		
7	Gestoßene Bauteile, da wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel nicht möglich ist	Größte Spannung Druck (-)	$\alpha = 0,71 + 0,25 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,11$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,11$ $\alpha = 0,71 + 0,82 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 0,8$	IIIa IIIb	
8		Durchlaufende Stumpf- oder Kehlnähte zur Verbindung des Stegblechs mit den Gurten	Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha} \left[\begin{matrix} \sigma_1 \\ 2 \\ + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_1^2 + 4 \tau_1^2} \end{matrix} \right] \leq \sigma_{zul}$	$\alpha = 1,1 + 0,1 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	1,1	IVa IVb
9		Schweißnähte und Stegblech am Übergang zwischen Stegblech und Gurt	Abscheren $\tau_1' = \frac{\gamma \max Q_1 S}{\alpha J l} \leq \sigma_{zul}$	0,65	0,65	
10	Stumpfnäht am Stegblechstoß	Hauptspannung (Formel wie Zeile 8)	1,0	1,0		
11		Scherspannung $\tau_1' = \frac{\gamma \max Q_1 x}{\alpha t h_s} \leq \sigma_{zul}$	0,65	0,65		
12	Kehlnähte am biegefesten Anschluß eines Trägers	Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha} \sqrt{\sigma_1^2 + \tau_1^2} \leq \sigma_{zul}$	0,75	0,75		
13		Scherspannung $\tau_1' = \frac{\gamma \max A_1}{\alpha \Sigma(a l)} \leq \sigma_{zul}$	0,65	0,65		
14	Bauteile in der Nähe von Stirnkehlnähten und an Stellen, an denen Flankenkehlnähte beginnen oder endigen. Kehlnähte selbst sind nach Zeile 19 zu berechnen	Stirn- nähte und Flanken- kehlnähten unbe- arbeitet wie vor, aufs beste be- arbeitet	Größte Spannung: Zug (+) oder Druck (-)	$\alpha = 0,71 + 0,15 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,29$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,29$ $\alpha = 0,71 + 1,0 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,0$	Va Vb
16			Größte Spannung: Zug (+)	$\alpha = 0,93 + 0,13 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,07$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,07$ $\alpha = 0,93 + 1,0 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,0$	VIa
17			Größte Spannung: Druck (-)	$\alpha = 1 + 0,2 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	1,0	VIb
18	Decklaschen und durchschließende Platten an den Fahrbahnlängsträgern, wenn die Flankenkehlnähte nicht durchgehend geschweißt sind	Wie Zeilen 14 bis 17	Wie Zeilen 14 bis 17	Wie Zeilen 14 bis 17		
19	Kehlnähte	Jede Beanspruchungsart mit Ausnahme der Hauptspannungen (Zeile 8) und Zug und Druck in der Nahtlängsrichtung	0,65	0,65		
20	Die Stegblechstumpfstöße sollen durchstrahlt werden, sie müssen in denjenigen Teilen bearbeitet werden (so daß ein allmählicher Übergang von der Raupe zum Blech entsteht), in denen der Unterschied der oberen und unteren Spannung $\sigma_o - \sigma_u \geq 0,8 \cdot 14 \geq 1120$ ist. Hierin ist: $\sigma_o = \frac{\max M_1}{W_n} \quad \sigma_u = \frac{\min M_1}{W_n}$					

Abbildung 4.6

Bestimmung der α - Werte für Baustahl St 52:

1	2	3	4	5	6
Lfd. Nr.	Bauteil und Nahtart	Art der Beanspruchung	Wechselbereich	α - Werte Schwellender Bereich	Bemerkungen
1	Ungestoßen durchgehende Bauteile und Decklaschen*)	Zug	1,0	1,0	Schaubild 1a 1b *) s. Zeile 18
2		Druck	1,0	1,0	
3		Abscheren	0,8	0,8	
4	Gestoßene Bauteile, da wo Stumpfnähte angeordnet sind, wenn ein Nachschweißen der Wurzel möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0,71 - 0,09 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,29$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,29$ $\alpha = 0,71$ $\alpha = 0,54 + 0,9 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 0,80$	Schaubild 1a IIb
5		Größte Spannung Druck (-)	$\alpha = 1,00 + 0,20 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	1,0	
6	Größte Spannung Zug (+) nicht möglich ist	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0,47 + 0,01 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,52$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,52$ $\alpha = 0,47$ $\alpha = 0,28 + 1,0 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 0,8$	IIIa
7		Größte Spannung Druck (-)	$\alpha = 0,59 + 0,13 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,40$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,40$ $\alpha = 0,59$ $\alpha = 0,40 + 1,0 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 0,8$	IIIb
8	Durchlaufende Stumpf- oder Kehlnähte zur Verbindung des Stegblechs mit den Gurten	Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha} \left[\frac{\sigma_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_1^2 + 4 \tau_1^2} \right] \leq \sigma_{zul}$	1,0	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,45$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,45$ $\alpha = 1,00 - 0,47 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 0,77 + 0,73 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,1$	IVa IVb
9	Schweißnähte und Stegblech am Übergang zwischen Stegblech und Gurt	Abscheren $\tau_1' = \frac{\gamma \max Q_1 S}{\alpha J t} \leq \sigma_{zul}$	0,55	0,55	
10	Stumpfnäht am Stegblechstoß	Hauptspannung (Formel wie Zeile 8)	1,0	1,0	
11		Scherspannung $\tau_1' = \frac{\gamma \max Q_{1x}}{\alpha t h_s} \leq \sigma_{zul}$	0,55	0,55	
12	Kehlnähte am biegefesten Anschluß eines Trägers	Hauptspannung $\sigma = \frac{1}{\alpha} \sqrt{\sigma_1^2 + \tau_1^2} \leq \sigma_{zul}$	0,65	0,65	
13		Scherspannung $\tau_1' = \frac{\gamma \max A_1}{\alpha S(\alpha l)} \leq \sigma_{zul}$	0,55	0,55	
14	Bauteile in der Nähe von Stirnkehlnähten und an Stellen, an denen Flankenkehlnähte beginnen oder endigen	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0,59 + 0,03 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,52$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,52$ $\alpha = 0,59$ $\alpha = 0,35 + 1,24 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,0$	Va
15		Größte Spannung Druck (-)	$\alpha = 0,71 + 0,15 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,43$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,43$ $\alpha = 0,71$ $\alpha = 0,48 + 1,21 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,0$	Vb
16	Kehlnähte selbst sind nach Zeile 19 zu berechnen wie vor, auf beste bearbeitet	Größte Spannung Zug (+)	$\alpha = 0,76 - 0,04 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,38$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,38$ $\alpha = 0,76$ $\alpha = 0,52 + 1,26 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,0$	VIa
17		Größte Spannung Druck (-)	$\alpha = 0,82 + 0,02 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$	für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0 \leq 0,19$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,19 \leq 0,33$ für $\frac{\min M_1}{\max M_1} \geq 0,33$ $\alpha = 0,82$ $\alpha = 0,576 + 1,286 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}$ $\alpha = 1,0$	VIb
18	Decklaschen und durchschiebende Platten an den Fahrbahnträgern, wenn die Flankenkehlnähte nicht durchgehend geschweißt sind	wie Zeilen 14 bis 17	wie Zeilen 14 bis 17	wie Zeilen 14 bis 17	
19	Kehlnähte	Jede Beanspruchungsart mit Ausnahme der Hauptspannungen (Zeile 8) und Zug und Druck in der Nahtlängsrichtung	0,55	0,55	

20 Die Stegblechstumpfstöße sollen durchstrahlt werden; sie müssen in denjenigen Teilen bearbeitet werden (so daß ein allmählicher Übergang von der Raupe zum Blech entsteht), in denen der Unterschied der oberen und unteren Spannung $\sigma_o - \sigma_u \geq 1120$ ist. Hierin ist: $\sigma_o = \frac{\max M_1}{W_n}$; $\sigma_u = \frac{\min M_1}{W_n}$.

Abbildung 4.7

Spannungshäuschen:

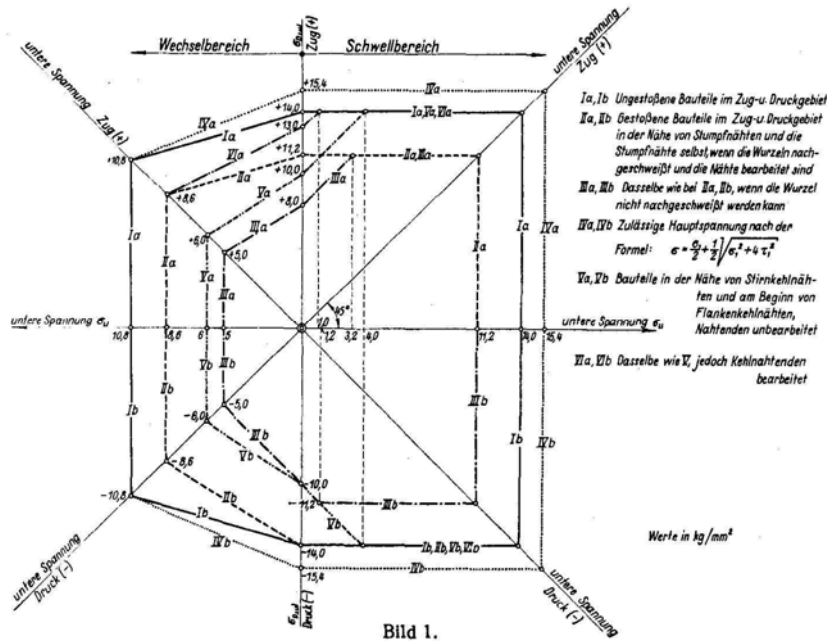


Bild 1. Schaubild der zulässigen Spannungen σ_{Dzul} bei geschweißten Brücken aus St 37.

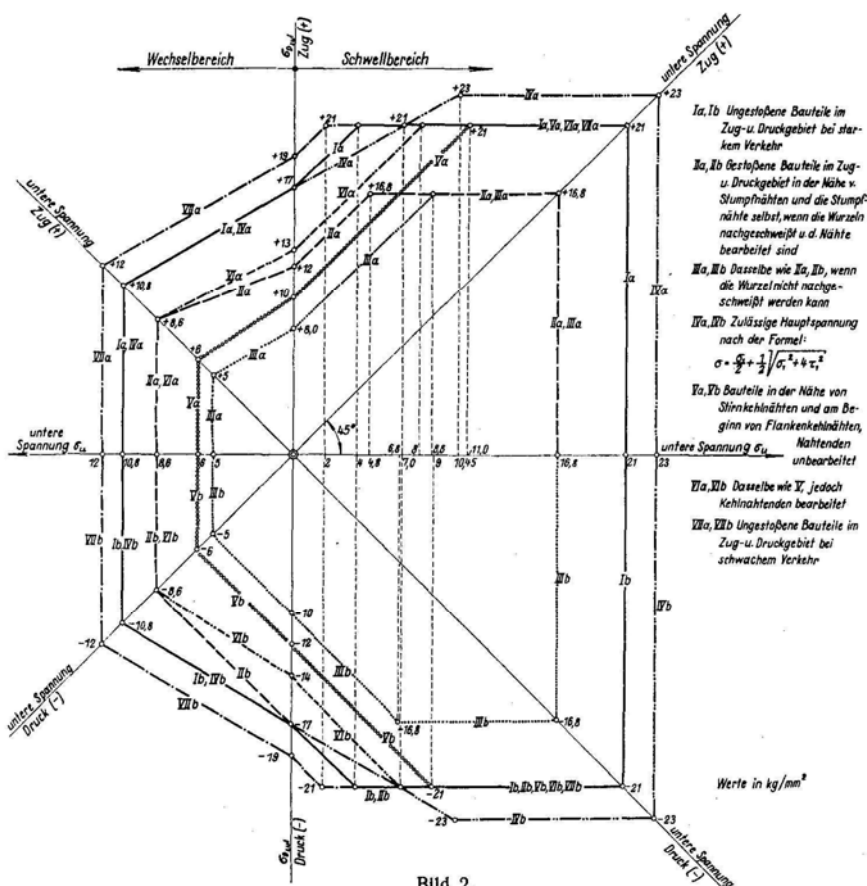


Bild 2. Schaubild der zulässigen Spannungen σ_{Dzul} bei geschweißten Brücken aus St 52.

Abbildung 4.8

Entwurf B 4303 [B 16]; B 4300, Teil 2 / 1954 und Teil 3 / 1952 [B 5];

Entwurf B 4303 [B 16]:

Der Ermüdungsnachweis ist für Eisenbahnbrücken für die Belastung durch Hauptlasten zu erbringen. Die Untersuchungen sind auf solche Lastfälle zu beschränken, die auch tatsächlich durchschnittlich 20-mal im Tage auftreten können. So sind bei Einfluslinien mit mehrfach wechselndem Vorzeichen grundsätzlich keine Leerwagenbelastungen einzuschalten.

Bei zweigleisigen Brücken ist der Ermüdungsfestigkeitsnachweis für die gleichzeitige Belastung beider Gleise nur dann zu erbringen, wenn die für die Bemessung maßgebende Einflussstrecke kleiner als 12 m ist. In allen anderen Fällen ist nur das Gleis als belastet anzunehmen, das die ungünstigsten Einwirkungen ergibt.

α ist bei unbearbeiteten und genieteten Bauteilen stets gleich 1 zu setzen, bei geschweißten Bauteilen darf α höchstens die Werte erreichen, die dem gelochten Stab entsprechen (Beiwert α : siehe Erläuterungen unter B 4300 Teil 2 und Teil 3).

Für Fahrbahnlängsträger kann der allgemeine Spannungsnachweis entfallen, es muss dafür ein vereinfachter Ermüdungsfestigkeitsnachweis geführt werden. Für Wind-, Quer-, Brems- und Schlingerverbände ist im Allgemeinen kein Ermüdungsfestigkeitsnachweis zu führen.

B 4300, Teil 2 / 1954 [B 5]:

Als zulässige Spannungen sind die mit einem Beiwert $\frac{\alpha}{\gamma}$ multiplizierten Werte der zulässigen Spannungen nach der 1. Ausgabe (siehe Kapitel zulässige Spannungen)

anzunehmen: $\sigma_{zul, Ermüdung} = \sigma_{zul} \frac{\alpha}{\gamma}$.

Bei Ermittlung der auftretenden Gebrauchsspannungen dürfen die Biegemomente von Walz- und Blechträgern mit dem 0,93-fachen Wert in Rechnung gestellt werden.

Berechnung von γ :

St 37 S und die Stähle der zugehörigen Verbindungsmittel	St 44 S und die Stähle der zugehörigen Verbindungsmittel	St 52 T und die Stähle der zugehörigen Verbindungsmittel	St 55 S und alle nicht genormten Baustähle
$\frac{1}{\gamma} = 0,93 \left(1 + 0,3 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$	$\frac{1}{\gamma} = 0,87 \left(1 + 0,35 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$	$\frac{1}{\gamma} = 0,81 \left(1 + 0,42 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$	Auf Grund von Versuchen festzulegen

σ_{\min} und σ_{\max} sind mit dem Vorzeichen einzusetzen, σ_{\min} ist der absolut kleinere Wert der beiden Zahlenwerte.

Tabelle 4.2

Der Beiwert α darf 1,4 gesetzt werden wenn

- *keinerlei Ausnehmungen (wie Bohrlöcher, Ausklinkungen oder dgl.) den Kraftfluss stören,*
- *die Oberfläche frei ist von Kerben, wie sie z.B. unter dem Einfluss von Schweißspritzern, an groben Schnittkanten, bei grober Bearbeitung (unter Hammerschlägen, beim Feilen als Feilriefen) oder aus ähnlichen Anlässen entstehen könnten;*

- keine Vorreckungen zu befürchten sind, wie sie z.B. durch Abkanten oder erhebliches Kaltrichten entstehen oder in Altstahl vorhanden sein können.
Ansonsten ist $\alpha = 1$ zu setzen.

Maßgebende Querschnitte und Widerstandsmomente für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis:

Bei der Ermittlung von Zugspannungen ist A_{net} bzw. W_{net} , bei der Ermittlung von Druckspannungen A bzw. W in die Rechnung einzuführen.

Dies gilt auch für die Ermittlung der Grenzwerte σ_{min} und σ_{max} zur Bestimmung des Beiwertes γ .

Bei ebenen und räumlichen Spannungszuständen unter häufig wiederholten Belastungen muss folgendes gelten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,1 \frac{\alpha}{\gamma} \sigma_{zul}$$

Die oben erwähnte Abminderung der Biegemomente ist hier nicht zulässig.

Räumliche Spannungszustände dürfen durch die Ausscheidung der mittleren Hauptnormalspannung auf ebene Spannungszustände zurückgeführt werden, doch darf bei räumlichen Zugspannungszuständen die größte Hauptzugspannung den Wert

$$1,1 \frac{\alpha}{\gamma} \sigma_{zul} \text{ nicht überschreiten.}$$

Die Verwendung von St 00 H oder altem, aus Tragwerken ausgebautem Baustahl ist bei Ermüdungsbeanspruchung möglichst zu vermeiden. Sie ist unzulässig, wenn der Ermüdungsfestigkeitsnachweis für die Bemessung maßgebend ist.

Erläuterungen der B 4300, Teil 2 / 1954 [B 5]:

Die Verwendung der erhöhten zulässigen Spannungen ist nicht zulässig, doch können die Faktoren $\frac{\alpha}{\gamma}$ bei entsprechend großem Verhältnis $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ größer als 1 werden,

wodurch das Produkt $\sigma_{zul} \frac{\alpha}{\gamma}$ den Wert der zulässigen Spannung für den Allgemeinen

Spannungsnachweis übersteigt. Für die Bemessung ist das nur so lange von Nutzen, so lange nicht der Allgemeine Spannungsnachweis maßgebend wird. Das

Grenzverhältnis $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$, bei dem dies der Fall wird, lässt sich nicht allgemein angeben,

weil dem Allgemeinen Spannungsnachweis grundsätzlich ein anderer Belastungszustand zu Grunde zu legen ist. In den Fällen, in denen der Ermüdungsfestigkeitsnachweis für denselben Belastungszustand zu führen ist wie der Allgemeine Spannungsnachweis, wird der letztere maßgebend, sobald das Produkt

$\sigma_{zul} \frac{\alpha}{\gamma}$ die für den Allgemeinen Spannungszustand zulässigen – allenfalls die

erhöhten- Spannungswerte überschreitet. In allen anderen Fällen wird der

Allgemeine Spannungszustand schon bei kleineren Werten $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ für die Bemessung maßgebend.

B 4300, Teil 3 / 1952 [B 5]:

In diesem Teil der Norm wird der Beiwert α für die verschiedenen Schweißverbindungen (Kerbfälle) in Abhängigkeit von dem Verhältnis $\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ angegeben. Weiters hängt α von der Spannungsrichtung und dem Vorzeichen der betragsmäßig größeren Spannung ab.

B 4603 / 1964 [B 9]; B 4600, Teil 3 / 1979 [B 6]

B 4603 / 1964 [B 9]:

Absatz 1 und 2 entspricht Absatz 1 und 2 nach Entwurf B 4303.

Für Fahrbahn­längsträger kann der Wöhler­nachweis entfallen, falls nicht eine Einstufung nach den Linien D, E oder F vorzunehmen ist. Es kann ein vereinfachter Nachweis nach dieser Norm geführt werden, der den Beiwerten der Ermüdung Rechnung trägt. Für Wind-, Quer-, Brems- und Schlingerverbände ist im Allgemeinen kein Ermüdungsfestigkeitsnachweis zu führen.

Für die zulässigen Beanspruchungen gelten die Bestimmungen der ÖNORM B 4600-3, jedoch ist eine dort angeführte Erhöhung der Widerstandsmomente vollwandiger Biegeträger für die Randspannung nur für Stützweiten über 12 m zulässig (Die Widerstandsmomente vollwandiger Biegeträger dürfen für die Berechnung vom Randspannungen um 7 % vergrößert werden).

B 4600-3 / 1979 [B 6]:

Die Werte für $\sigma_{\text{zul, Ermüdung}}$ werden in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis $\kappa = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$

bzw. $\kappa = \frac{\tau_{\min}}{\tau_{\max}}$, des Kerbfalles (Kerbgruppe A bis K) und der Stahlgüte in Tabellen angegeben.

Rohe Schrauben dürfen in Bauteilen, die auf Wöhlerfestigkeit beansprucht sind, nicht als kraftübertragend in Rechnung gestellt werden. Niete dürfen planmäßig auf Zug keine Wöhlerbeanspruchung erfahren.

Bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen wurden Schwankungen der Grenzwerte unterhalb der rechnermäßigen Höchstwerte der Spannungen und Ruhepausen nach einer gewissen Zahl von Lastspielen berücksichtigt, wie sie als Betriebsbeanspruchungen bei Eisenbahnbrücken vorkommen. Es wurde also in Rechnung gestellt, dass die Betriebsfestigkeit so beanspruchter Bauteile höher ist als die in Dauerprüfmaschinen erreichten Festigkeiten. Für Bauteile die ständig, oder sehr häufig wechselnden Lasten gleicher Größe ausgesetzt sind, deren Betriebsbeanspruchungen also ein Vielfaches der angenommenen täglichen 20 Lastspiele beträgt und damit den Beanspruchungen in einer Dauerprüfmaschine

nahekommt, müssen daher die in dieser Norm angeführten zulässigen Spannungen herabgesetzt werden.

Maßgebende Querschnitte und Widerstandsmomente für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis:

Bei der Ermittlung von Zugspannungen ist A_{net} bzw. W_{net} , bei der Ermittlung von Druckspannungen A bzw. W in die Rechnung einzuführen.

Dies gilt auch für die Ermittlung der Grenzwerte σ_{min} und σ_{max} zur Bestimmung des Beiwertes κ .

Bei ebenen und räumlichen Spannungszuständen unter häufig wiederholten Belastungen muss folgendes gelten:

Ein gesonderter Nachweis von Vergleichsspannungen ist nicht zu führen.

Für ebene und räumliche Spannungszustände in Schweißverbindungen und den davon beeinflussten Querschnittsteilen ist der Ermüdungsnachweis für die Hauptnormalspannungen zu führen:

$$\sigma_{1,2,max} = \frac{1}{2} \left(\sigma_x + \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right).$$

B 4303 / 1994 [B 10]; B 4300, Teil 5 / 1994 [B 7]

Der Ermüdungsnachweis ist für die Einwirkungen der Lastkombination III gemäß ÖNORM B 4003 zu führen.

(Lastkombination III: Kombination aller ständigen Einwirkungen und des ermüdungswirksamen Anteils der Verkehrslast von Schienenfahrzeugen ohne Schwertransport, d.h. Lastbild Klasse (n) mit dynamischem Beiwert und Fliehkraft).

Nachweis siehe EN 1993-2/2005, jedoch:

$\gamma_{Mf} = 1,15$ gilt für alle Bauteile;

Werte für λ_1 und Berechnung der hierfür notwendigen maßgeblichen Länge stimmen nicht überein;

Als maßgebliche Länge ist einzusetzen:

- Bei Einfeldträgern: die Stützweite
- Bei Durchlaufträgern: Für Querschnitte im Feld die Stützweite des betreffenden Feldes L_i ;

Für Querschnitte im Innenstützenbereich das Mittel der Stützweiten aus den angrenzenden Feldern $0,5(L_i + L_{i+1})$;

Als Innenstützenbereich gilt der Bereich $0,15L_i + 0,15L_{i+1}$;

- Bei Querträgern: die Summe der Stützweiten der an diesen Querträger unmittelbar angeschlossenen Fahrbahnlängsstreifen

Berechnung von λ_1 in Abhängigkeit von der maßgeblichen Länge:

$$L \leq 1,5 \quad m : \lambda_1 = 1,60$$

$$1,5 < L < 70 \quad m : \lambda_1 = 1,858 - 1,568 \lg L + 0,588 (\lg L)^2 - 0,057 (\lg L)^3$$

$$70 \leq L : \lambda_1 = 0,61$$

Werte für λ_3 nur bis 100 Jahre Bemessungslebensdauer;

B 4300, Teil 5 / 1994 [B 7]:

Dieser Teil der Norm enthält die Einteilung in die Kerbklassen, diese stimmt nicht immer mit den Kerbklassen der EN überein.

Mittelspannungseinfluss:

Der Einfluss der Mittelspannung $\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$ bei geschweißten Bauteilen wird vernachlässigt.

Für nicht geschweißte Bauteile kann für die vom Bauteil ertragene Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_c$ ein Bonusfaktor β angewandt werden.

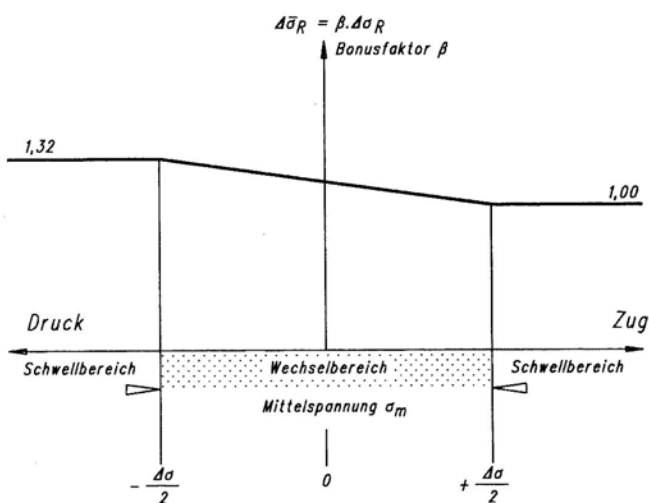


Abbildung 4.9

Zur Vermeidung wechselnden Plastizierens müssen alle Spannungswechsel elastisch erfolgen können. Die Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma$ dürfen daher den Wert $1,5f_y$ nicht überschreiten.

Ein Einfluss der Festigkeitsklasse auf die Ermüdungsfestigkeit wird nicht berücksichtigt.

ÖNORM EN 1993-1-9 / 2005 [B 33]; ÖNORM EN 1993-2 / 2007 [B 26]

ÖNORM EN 1993-2 / 2007 [B 26]:

In der Regel sind Ermüdungsnachweise für alle Bauteile (einschließlich Fahrbahnkonstruktion) zu führen.

Für den Ermüdungsnachweis von Eisenbahnbrücken ist in der Regel das Lastmodell 71 einschließlich des dynamischen Beiwertes ϕ_2 nach EN 1991-2 anzuwenden.

Der nationale Anhang kann Werte für γ_{Ff} angeben. Der Wert $\gamma_{Ff} = 1$ wird empfohlen.

Beim Ermüdungsnachweis sind in der Regel folgende Bedingungen zu erfüllen:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{Mf}$$

$\Delta \sigma_{E2}$, $\Delta \tau_{E2}$... schadensäquivalente konstante Spannungsschwingbreite bezogen auf 2×10^6 Schwingspiele

$\Delta \sigma_c$, $\Delta \tau_c$... Bezugswert für die Ermüdungsfestigkeit bei $N_c = 2 \times 10^6$ Schwingspielen (In Abhängigkeit vom Kerbfall der Norm zu entnehmen).

Die Schädigungswirkung des Spektrums der Spannungsschwingbreiten darf durch die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf 2×10^6 Lastwechsel

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \phi_2 \Delta \sigma_p$$

ausgedrückt werden.

$$\Delta \sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}| \dots \text{Spannungsschwingbreite;}$$

$\sigma_{p,\max}$, $\sigma_{p,\min}$... durch die Auswertung der Einflusslinie zu bestimmen;

Der Schadensäquivalenzfaktor λ ist für Eisenbahnbrücken bis zu 100 m Spannweite in der Regel aus $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$ zu ermitteln.

λ_1 ... ein Spannweitenbeiwert, der neben dem Typ der Einflusslinie und der Spannweite auch den der Schädigungsberechnung zugrundeliegenden Verkehr berücksichtigt;

λ_2 ... ein Verkehrsstärkenbeiwert, der die unterschiedliche Größe des Verkehrsaufkommens berücksichtigt;

λ_3 ... ein Nutzungsdauerbeiwert, der die unterschiedlichen Annahmen für die Nutzungsdauer berücksichtigt;

λ_4 ... ein Beiwert, der die Anzahl der Gleise auf der Brücke berücksichtigt;

$\lambda_{\max} = 1,4$... eine obere Begrenzung des λ - Wertes infolge der Dauerfestigkeit

λ_1 Werte für den Schienenverkehr mit 25 t-Achsen:

L	S-Bahn- und U-Bahnverkehr		Schieneverkehr mit 25 t-Achsen
	Typ 9	Typ 10	25 t Mix
0,5	0,97	1,00	1,65
1,0	0,97	1,00	1,65
1,5	0,97	1,00	1,65
2,0	0,97	0,99	1,64
2,5	0,95	0,97	1,55
3,0	0,85	0,94	1,51
3,5	0,76	0,85	1,31
4,0	0,65	0,71	1,16
4,5	0,59	0,65	1,08
5,0	0,55	0,62	1,07
6,0	0,58	0,63	1,04
7,0	0,58	0,60	1,02
8,0	0,56	0,60	0,99
9,0	0,56	0,55	0,96
10,0	0,56	0,51	0,93
12,5	0,55	0,47	0,90
15,0	0,50	0,44	0,92
17,5	0,46	0,44	0,73
20,0	0,44	0,43	0,68
25,0	0,40	0,41	0,65
30,0	0,37	0,42	0,64
35,0	0,36	0,44	0,65
40,0	0,35	0,46	0,65
45,0	0,35	0,47	0,65
50,0	0,36	0,48	0,66
60,0	0,39	0,48	0,66
70,0	0,40	0,49	0,66
80,0	0,39	0,49	0,66
90,0	0,39	0,48	0,66
100,0	0,40	0,48	0,66

Abbildung 4.10

Zur Ermittlung von λ_1 werden folgende Spannweiten angesetzt:

- Für Momente:
 - Bei einem Einfeldträger: die Spannweite L ;
 - Bei einem Durchlaufträger für Nachweise im Feldbereich: die Spannweite L_i für das betrachtete Feld;
 - Bei einem Durchlaufträger für Nachweise im Stützenbereich: der Mittelwert der Stützweiten L_i und L_j der angrenzenden Felder;
 - Bei einem Querträger, der über Schienenträger oder Fahrbahnrippen belastet wird: die Summe der Spannweiten der Schienenträger oder Fahrbahnrippen in den Nachbarfeldern;
 - Bei dem Fahrbahnblech, das nur durch Querträger oder Querrippen (ohne Längsrippen) unterstützt wird, sowie für diese Querträger oder Querrippen: die Länge der Einflusslinie für die Durchbiegung (bei Vernachlässigung entlastender Anteile) unter Berücksichtigung der Lastverteilung durch die Steifigkeit der Schienen. Bei Querrippen mit

einem Abstand von maximal 750 mm darf 2-mal der Querabstand plus 3 m angesetzt.

- Für Querkraft bei einem Einfeldträger und einem Durchlaufträgerfeld:
- Für den Auflagerbereich: die Spannweite L_i des betrachteten Feldes;
- Für den Feldbereich: $0,4x$ Spannweite L_i des betrachteten Feldes;

Definition des Feld- und des Stützbereiches:

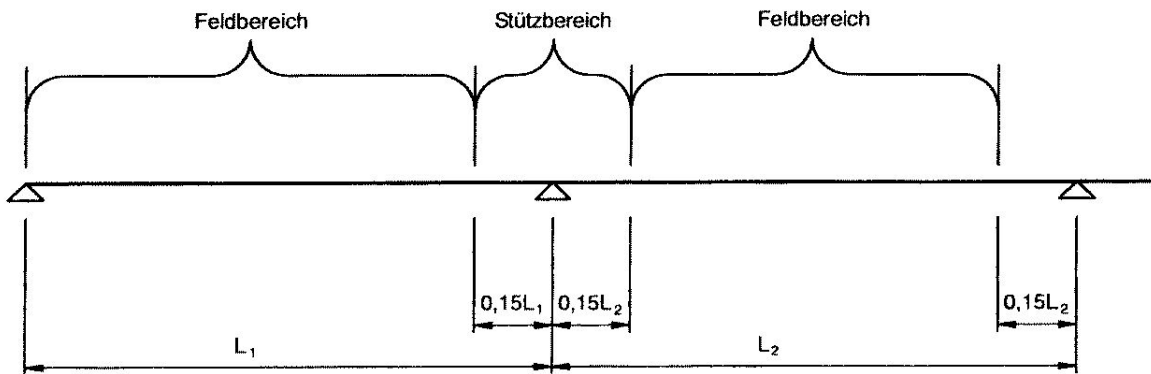


Abbildung 4.11

λ_2 Werte – jährliches Verkehrsaufkommen:

Verkehrsaufkommen pro Jahr [10 ⁶ t/Fahrspur]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Abbildung 4.12

λ_3 Werte - Lebensdauer des Bauwerkes:

Bemessungslebensdauer [Jahre]	50	60	70	80	90	100	120
λ_3	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

Abbildung 4.13

λ_4 Werte:

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
λ_4	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71
$\Delta\sigma_1$ ist die Spannungsschwingbreite im untersuchten Querschnitt bei Betrachtung des Lastmodells 71 auf einem Gleis; $\Delta\sigma_{1+2}$ ist die Spannungsschwingbreite im untersuchten Querschnitt bei Betrachtung des Lastmodells 71 nach EN 1991-2 auf zwei Gleisen.						

Abbildung 4.14

Kombination der Schäden aus lokalen und globalen Spannungsschwingbreiten:

Falls Bauteile sowohl durch Biegebanspruchung der Hauptträger (Globale Beanspruchung, glo) als auch durch Biegebeanspruchung im Deckbereich (lokale Beanspruchung, loc) beansprucht werden, sollten die Einzelbeanspruchungen wie folgt kombiniert werden:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{loc} \phi_{loc} \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} \phi_{glo} \Delta\sigma_{glo}$$

Für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis von Brücken sind in der Regel die Ermüdungsfestigkeiten nach EN 1993-1-9 zu verwenden.

ÖNORM EN 1993-1-9 / 2005 [B 33]:

*Konzept der ausreichenden Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ohne Vorankündigung (laut NAD anzuwenden, siehe Zeile 2 der folgenden Tabelle):
Wahl der Konstruktion und des Beanspruchungsniveaus, so dass am Ende der rechnerischen Nutzungsdauer Zuverlässigkeitswerte (β -Werte) vergleichbar mit denen für Tragsicherheitsnachweise erreicht werden können.*

<i>Bemessungskonzept</i>	<i>Schadensfolgen</i>	
	<i>niedrig</i>	<i>hoch</i>
<i>Schadenstoleranz</i>	<i>1,00</i>	<i>1,15</i>
<i>Sicherheit gegen Ermüdungsversagen ohne Vorankündigung</i>	<i>1,15</i>	<i>1,35</i>

Tabelle 4.3

Vergleich der Normen:

Normen	Berechnungsmodelle	Lastspielzahl N_D für die Dauerfestigkeit	Mittelspannung	Stahlsorte
1904 [B 15]	kein Nachweis vorhanden			
BE 1934 [B 20]	Dauerfestigkeits- nachweis	2×10^6	Einfluss (Nachweis von κ abhängig)	von der Stahlsorte abhängig
ÖNORM B 4300/1954 [B 5], Entwurf B 4303 [B 16]				
ÖNORMen B 4603/1964 [B 9], B 4600-3/1979 [B 6]				
ÖNORM B 4303/1994 [B 10]	Betriebsfestigkeits- nachweis	$5 \times 10^6, 10^7$ oder bei Schubbean- spruchung 10^8	teilweise Einfluss (Bonusfaktor β)	von der Stahlsorte nicht abhängig
ÖNORM EN 1993-1- 9/2005 [B 33]			kein Einfluss	

Tabelle 4.4

- Verordnung 1904 [B 15]

Diese Vorschrift lässt für Stähle eine aus heutiger Sicht geringe zulässige Spannung zu, bei gleichzeitigem Verzicht auf einen Ermüdungsfestigkeitsnachweis (siehe auch Kapitel 2.3.2 *Zulässige Spannungen*).

- ÖNORM B 4300/1954 [B 5] und ÖNORM B 4603/1964 [B 9]

Diese Normen erlauben die Erhöhung der Widerstandsmomente vollwandiger Biegeträger um 7 % für die Berechnung von Randspannungen, auch bei einem Dauerfestigkeitsnachweis. Dieser Ansatz ist nicht nachvollziehbar, da es sich ja hierbei um das Ausnützen plastischer Reserven handelt, welches aber nur beim Nachweis der Tragfähigkeit angesetzt werden kann. Trotzdem wurde die erlaubte Erhöhung der Widerstandsmomente in den folgenden Vergleichsrechnungen angesetzt, es wurde also die Norm korrekt angewendet.

- Dauerfestigkeitsnachweis - Betriebsfestigkeitsnachweis; Lastspielzahl für die Dauerfestigkeit:

Aus Tabelle 4.4 wird ersichtlich, dass in jüngster Vergangenheit der Dauerfestigkeitsnachweis durch den Betriebsfestigkeitsnachweis ersetzt wurde (siehe auch Kapitel 4.1.2 *Betriebsfestigkeit*). Weiters kann man erkennen, dass die Lastspielzahl für die Dauerfestigkeit angestiegen ist.

- Zulässige Oberspannung, Spannungsschwingbreite; Mittelspannungsabhängigkeit:

Die Normen bis einschließlich ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] geben für den Ermüdungsnachweis eine zulässige Oberspannung an, während ÖNORM B 4303/1994 [B 10] und ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] den Nachweis über eine ertragbare Spannungsschwingbreite führen. Um nun einen Vergleich zwischen den Normen führen zu können, wird von der Oberspannung in eine Spannungsschwingbreite umgerechnet.

$$\Delta\sigma = |\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|; \kappa = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$$

$$\Delta\sigma = |\sigma_{\max} (1 - \kappa)|$$

σ_{\min} ... betragsmäßig kleinere Spannung

σ_{\max} ... betragsmäßig größere Spannung

Nachdem aber die ertragbare Oberspannung der Normen BE 1934 bis ÖNORM B 4600-3/1979 vom Spannungsverhältnis κ abhängig ist, ist demnach nach der Umrechnung auch die Spannungsschwingbreite von κ und somit von der Mittelspannung abhängig. In ÖNORM B 4300/1994 [B 7] wird zur Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses für nicht geschweißte Bauteile ein Bonusfaktor β angewandt (siehe auch Kapitel 4.1.1 *Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit (Wöhlerlinie)*).

- Stahlsorten:

Die folgende Tabelle zeigt die zulässigen Spannungen bei Ermüdungsbeanspruchung für die Stahlsorten St 37 und St 52/55, für die Normen BE 1934 [B 20], ÖNORM B 4300/1952 [B 5] und ÖNORM B 4600/1979 [B 6] für ausgewählte Kerbfälle. Untersucht wird sowohl die Abhängigkeit von der Stahlsorte also auch vom Spannungsverhältnis κ .

$\Delta\sigma_{\text{zul,Ermüdung}}$ (Zug) [N/mm ²]		Grundmaterial		Genieteteter Stab		Längsnaht		Quernaht ¹⁾	
		St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
ÖNORM B 4600/1979 [B 6]	$\kappa = -0,6$	250	264	190	203	218	221	218	221
	$\kappa = 0$	157	216	157	172	157	186	157	186
	$\kappa = 0,8$	31	47	31	47	31	47	31	47
ÖNORM B 4300/1952 [B 5]	$\kappa = -0,6$	240 ²⁾	285 ²⁾	171 ²⁾	204 ²⁾	170 ³⁾	204 ³⁾	188 ³⁾	224 ³⁾
	$\kappa = 0$	170 ²⁾	238 ²⁾	130 ²⁾	170 ²⁾	130 ³⁾	170 ³⁾	143 ³⁾	187 ³⁾
	$\kappa = 0,8$	34 ²⁾	50 ²⁾	32 ²⁾	45 ²⁾	33 ³⁾	45 ³⁾	36 ³⁾	50 ³⁾
BE 1934 bzw. DR 1935 [B 20, B 23]	$\kappa = -0,6$	240	358	190	215	197	202	151	155
	$\kappa = 0$	182	273	140	180	154	170	112	121
	$\kappa = 0,8$	45	68	28	42	31	46	22	34

1) ohne Schweißbadsicherung, geschliffen

2) ÖNORM B 4300/1954, 2. Teil

3) ÖNORM B 4300/1952, 3. Teil

Tabelle 4.5

Die Tabelle 4.5 zeigt, dass im Bereich $\kappa = 0,8$, also im Bereich, wo die Spannungen aus Eigengewicht im Vergleich zu den Spannungen aus der Verkehrslast sehr groß sind und somit die Schwingbreite $\Delta\sigma$ eher klein ist, für alle Kerbfälle gleiche oder fast gleiche zulässige Spannungen erhalten werden, die Ermüdung hat also kaum einen Einfluss. Im Bereich $\kappa = -0,6$, also im Bereich wo die Schwingbreite $\Delta\sigma$ sehr groß ist, sind die Unterschiede zwischen den Kerbfällen am größten.

Die größten Differenzen zwischen den Stahlsorten werden nach der ÖNORM B 4300/1952 [B 5] erhalten, und zwar sowohl für Grundmaterial, genietete Stäbe als auch für Schweißnähte. In der BE 1934 [B 20] und der ÖNORM B 4600/1979 [B 6] sind Abweichungen der zulässigen Spannungen in Abhängigkeit von der Stahlsorte

bei Grundmaterial und gelochten Stäben zu bemerken, bei geschweißten Konstruktionen sind die Unterschiede eher gering. Dies entspricht den Ergebnissen der Untersuchung, die im Kapitel 4.1.1 *Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit (Wöhlerlinie)* vorgestellt wurde [Herzog C 5], wonach bei geschweißten Konstruktionen also bei starken Kerben, die Ermüdungsfestigkeit weitgehend von der Stahlsorte unabhängig ist, beim Grundmaterial ist eine Abhängigkeit zu bemerken.

- Einwirkungen:

Der Ermüdungsnachweis ist für die folgenden (vertikalen) Einwirkungen zu berechnen:

Normen	Einwirkungen
1904 [B 15]	kein Nachweis vorhanden
BE 1934 [B 20]	Hauptlasten (Ständige Last, Verkehrslast mit dynamischem Beiwert, Spannungen aus Trogbrückennachweis zufolge Wärmeeinwirkung und zufolge Nebenspannungen) Haupt- und Zusatzlasten
ÖNORM B 4300/1954 [B 5], Entwurf B 4303 [B 16]	Hauptlasten (Ständige Last, Verkehrslast mit dynamischem Beiwert)
ÖNORMen B 4603/1964 [B 9], B 4600-3/1979 [B 6]	Hauptlasten (Ständige Last, Verkehrslast mit dynamischem Beiwert)
ÖNORM B 4303/1994 [B 10]	Ständige Last, Verkehrslast Lastbild Klasse (n) mit dynamischem Beiwert
ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]	Verkehrslast Lastmodell 71 mit $\alpha = 1$ (laut ÖNORM B 1991-2/2004 [B 4]) und dynamischem Beiwert ϕ_2

Tabelle 4.6

Die obige Tabelle zeigt, dass bei jenen Normen, bei denen der Ermüdungsnachweis mit Hilfe einer maximal zulässigen Oberspannung geführt wird (in den Normen ab der BE 1934 [B 20] bis zur ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6]), das Eigengewicht berücksichtigt wird, bei den Normen bei denen der Nachweis allerdings mit Spannungsschwingbreiten geführt wird (in den Normen ab der ÖNORM B 4300/1994 [B 7]), hat die Spannung infolge Eigengewichts keinen Einfluss, außer bei nichtgeschweißten Konstruktionsdetails nach ÖNORM B 4300/1994 [B 7] über den Beiwert κ .

Die Tabelle zeigt weiters, dass nach BE 1934 [B 20] auch für den Nachweis von Haupt- und Zusatzkräften die Ermüdung berücksichtigt werden muss (Es werden die Lasten infolge ständiger Last und Verkehrslast mit dynamischem Beiwert um den Beiwert γ erhöht).

Außerdem kann man feststellen, dass der Ermüdungsnachweis für Brücken der ÖBB für $\alpha = 1$ geführt wird (Tragfähigkeitsnachweis $\alpha = 1,21$), während die ÖNORM B 4303/1994 [B 10] den Ermüdungsnachweis für Lastbild Klasse (n) vorschreibt (Klasse (-3) entspricht $\alpha = 0,751$; Klasse (0) entspricht $\alpha = 1$; Klasse (2) entspricht $\alpha = 1,21$).

- Kerbfälle:

Wie bereits erwähnt, ist die erste Norm, die einen Ermüdungsnachweis enthält, die BE 1934 [B 20], allerdings gibt es hier keine Einteilung in verschiedene Kerbfälle. Die für geschweißte Eisenbahnbrücken zu verwendende DR 1935 [B 23] enthält allerdings eine Einteilung in verschiedene Schweißdetails (die auch für die Ermüdungsberechnung gilt). Ähnliches gilt auch für die ÖNORM B 4300/1954 [B 5], auch hier enthält der Teil 3, geschweißte Tragwerke Kennwerte zur Berechnung der Ermüdung für die unterschiedlichen Schweißdetails. Die ÖNORM B 4600 [B 6] enthält im Teil 3, Wöhlerfestigkeitsnachweis eine Gruppeneinteilung, ähnlich der heute verwendeten Einteilung in Kerbgruppen.

Die Ermüdungsfestigkeitswerte für die Konstruktionsdetails (Zuordnung der Details in Kerbgruppen) können wegen den unterschiedlichen Bemessungsarten (Betriebsfestigkeit - Dauerfestigkeit, zulässige Oberspannung – Spannungsschwingbreite) nicht direkt verglichen werden. Es folgt eine Vergleichsrechnung.

4.2.1.1. Vergleich der Kerbfälle

Um die Auswirkungen der Entwicklung des Ermüdungsnachweises in den Normen festzustellen, wird eine Vergleichsrechnung angestellt. Verglichen wird die ertragbare Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{Ermüdung}}$ für 2×10^6 Lastwechsel.

Bei den Normen auf Basis eines deterministischen Sicherheitskonzeptes wird der Dauerfestigkeitsnachweis unter Zugrundelegung einer zulässigen Oberspannung geführt. Hier wird von der zulässigen Oberspannung in eine vom Spannungsverhältnis κ abhängige zulässige Spannungsschwingbreite umgerechnet.

Bei der Berechnung nach EN 1993-2/2003 [B 26] und ÖNORM B 4303/1994 [B 10] werden keine zulässigen Spannungen sondern Bemessungswerte verwendet. Diese Normen enthalten demnach Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite und auf der Widerstandsseite. Um nun einen Vergleich mit den zulässigen Werten der älteren Normen führen zu können, wird der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ durch beide Sicherheitsbeiwerte dividiert. Da die EN zwei unterschiedliche Werte für den Sicherheitsbeiwert γ_{Mf} vorschreibt, erhält man somit eine minimale und eine maximale Spannungsschwingbreite. $\gamma_{Mf} = 1,15$ (niedrige Schadensfolge) wird zur Berechnung der maximal ertragbaren Spannungsschwingbreite verwendet, $\gamma_{Mf} = 1,35$ (hohe Schadensfolge) für die minimale ertragbare Spannungsschwingbreite. ÖNORM B 4303/1994 [B 10] schreibt den Sicherheitsbeiwert $\gamma_{Mf} = 1,15$ vor. ONR 24008/2006 [B 28] schlägt $\gamma_{Mf} = 1,10$ vor.

Weiters ist der Nachweis nach EN und der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] aber vom Anpassungsbeiwert λ abhängig, der mit der Stützweite variiert (λ ist abhängig von einer maßgeblichen Länge, die bei Einfeldträgern der Stützweite entspricht). Auch dadurch ergeben sich eine minimale und eine maximale ertragbare Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{Ermüdung}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \lambda}; \quad \Delta\sigma_{\text{Ermüdung, min}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \lambda_{\max}}; \quad \Delta\sigma_{\text{Ermüdung, max}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \lambda_{\min}}$$

$$\text{für EN: } \Delta\sigma_{\text{Ermüdung, min}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf=1,35} \lambda_{\max}}; \quad \Delta\sigma_{\text{Ermüdung, max}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf=1,15} \lambda_{\min}}$$

$\Delta\sigma_{\text{Ermüdung, min}}$ ergibt sich bei Brücken mit einer Stützweite von 1 m, $\Delta\sigma_{\text{Ermüdung, max}}$ ergibt sich für Brücken ab ca. 50 m Stützweite. Dies liegt daran, dass bei Brücken mit geringer Stützweite jede Achse des Zuges ein Beanspruchungsspiel erzeugen kann, während bei Brücken mit größerer Stützweite je Zug nur ein größeres Beanspruchungsspiel auftritt.

Neben den in diesem Kapitel angeführten Normen werden weiters zum Vergleich auch die zulässigen Spannungsschwingbreiten der Ril 805/1999 [B 13] bzw. DS 804 [B 19] und der ONR 24008/2006 [B 28] (siehe Kapitel 4.3 *Ermüdungsnachweis bestehender Brücken: Restnutzungsdauernachweis*) herangezogen. Nach diesen

beiden Normen ist wie bei den alten Normen, die ertragbare Spannungsschwingbreite von κ abhängig. Nach ONR werden allerdings nur genietete Bauteile untersucht, für die die Mittelspannungsabhängigkeit ja auch beobachtet werden kann. Bei der Berechnung nach ONR 24008/2006 [B 28] werden die Bezugswerte der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ und der Sicherheitsbeiwert γ_{Mf} der ONR entnommen, die anderen Beiwerte (γ_{Ff} und λ) der EN. Bei der Berechnung nach Ril 805/1999 [B 13] kommt der Anpassungsbeiwert $1/\psi$ der DS 804 (entspricht dem Beiwert λ in der EN) zur Anwendung.

Weiters wird bei einigen Normen unterschieden, ob die größte Spannung eine Druck- oder eine Zugspannung ist, im ersten Fall ergeben sich höhere ertragbare Spannungsdifferenzen (siehe Kapitel 4.1.1 *Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit (Wöhlerlinie)*). Zum Vergleich wird der niedrigere Wert herangezogen, also jener für Zugspannungen.

Es werden Diagramme erstellt, die für den Bereich $-1 < \kappa < 1$ die Spannungsschwingbreiten der untersuchten Normen, für die verschiedenen Kerbfälle enthalten.

Diagramme: Annex B Seite 1-33

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex B Seite 1-33

Exemplarisch wird der Kerbfall Grundmaterial, $\kappa = 0,2$, St 37 herangezogen. Es wird davon ausgegangen, dass die größte Spannung eine Zugspannung ist:

Spannungen in [N/mm²]

Normen	$\sigma_{zul, Ermüdung}$	$\Delta\sigma_{zul, Ermüdung}$ ¹⁾	Kerbfall $\Delta\sigma_c$	λ_{max} bzw. $1/\psi_{min}$	γ_{Mf} bzw. $\gamma_{Mf, max}$	γ_{Ff}	$\Delta\sigma_{Ermüdung (min)}$ ²⁾
BE 1934 [B 20] bzw. DR 1935 [B 23]	140	112,0					112,0
ÖNORM B 4300- 2/1954 [B 5]	170	136,0					136,0
ÖNORMen B 4603/1964 [B 9], B 4600-3/1979 [B 6]	157	125,6					125,6
ÖNORMen B 4300/1994 [B 7], B 4303/1994 [B 10] ³⁾			125	1,4	1,15	1,0	77,6
ÖNORM EN 1993-1- 9/2005 [B 33] ⁴⁾			125	1,4	1,35	1,0	66,1
Ril 805/1999 [B 13] bzw. DS 804 /1985 [B 19]		145		1/0,75			109

$$1) \Delta\sigma_{zul, Ermüdung} = \sigma_{zul, Ermüdung} \cdot (1 - \kappa)$$

$$2) \Delta\sigma_{Ermüdung} \triangleq \Delta\sigma_{zul, Ermüdung} \text{ für alte Normen}$$

$$\Delta\sigma_{\text{Ermüdung,min}} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff} \gamma_{Mf} \lambda_{\text{max}}} \text{ für neue Normen}$$

- 3) Für diese Beispielrechnung wird der Kerbfall 125 gewählt (Bleche mit brenngeschnittenen oder gescherten Kanten, wenn die Brennriefen seicht und regelmäßig sind und Ecken ausgeschliffen werden). Weiters gilt für Zugspannung und $\kappa = 0,2; \beta = 1$.
- 4) Für diese Beispielrechnung wird der Kerbfall 125 gewählt (Maschinell brenngeschnittener Werkstoff mit seichten und regelmäßige Brennriefen oder von Hand brenngeschnittener Werkstoff mit nachträglicher mechanischer Bearbeitung).

Tabelle 4.7

Ergebnisse der Vergleichsrechnung der Kerbfälle:

Für die Untersuchung von großer Bedeutung ist der Bereich $-0,63 < \kappa < 0,79$, da, wie bereits im Kapitel 4.1.1 *Dauerfestigkeit und Zeitfestigkeit (Wöhlerlinie)* erwähnt, für diesen Bereich in Versuchen festgestellt wurde, dass die ertragene Spannungsschwingbreite (für Schweißkonstruktionen) betragsmäßig praktisch konstant ist. Die Normen in denen die Spannungsschwingbreite von κ abhängt, haben aber eine teilweise beträchtliche Streuung in diesem Bereich. So kann der Wert bei $\kappa = -0,63$ bis zu dem Siebenfachen des Wertes bei $\kappa = 0,79$ entsprechen.

Die Diagramme Annex B Seite 1-33 lassen auch erkennen, dass die ertragbare Spannungsschwingbreite der alten Normen im positiven κ Bereich eher unter den Resultaten der neuen Normen (ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] und ÖNORM B 4303/1994 [B 10]) liegt, und im negativen κ Bereich eher darüber. Das heißt, dass nach den alten Normen aus heutiger Sicht im Wechselbereich zu wenig Stahl gebraucht wurde, und im Schwellbereich eher zu viel.

In den alten Normen ergeben sich für höhere Stahlsorten höhere ertragbare Spannungsschwingbreiten, demnach gegenüber den niedrigen Stahlsorten oder gegenüber der Berechnung nach den neuen Normen, die für alle Stahlsorten dieselben Ergebnisse enthalten, weniger Stahlgewicht. D.h., dass bei einer Nachrechnung des Ermüdungsverhaltens einer alten Brücke nach einer neuen Norm, Brücken aus höheren Stahlsorten eher zuwenig Stahlgewicht aufweisen als Brücken niedriger Stahlsorten.

Vergleich der Kerbfälle aller Normen:

a) Nicht geschweißte Konstruktionsdetails

Wie bereits oben erwähnt, lassen auch die Diagramme erkennen, dass sich nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] und ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] eine konstante Spannungsschwingbreite ergibt, während bei den anderen Normen die Spannungsschwingbreite bei $\kappa = -1$ ihren Maximalwert erreicht, um dann abzusinken, bis sie bei $\kappa = 1$ Null ergibt.

Nach ÖNORM B 4303/1952 bzw. 1954 [B 5] ergeben sich verschiedene Resultate, je nachdem ob der zweite (Genietete und geschraubte Stahltragwerke) oder der dritte Teil (Geschweißte Stahltragwerke) der Norm verwendet wird.

Für nicht geschweißte Bauteile kann nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ein Bonusfaktor β angewendet werden, der von der Mittelspannung und somit von κ abhängig ist. Dies kann dem Diagramm der ertragbaren Spannungsschwingbreite eines nicht geschweißten Konstruktionsdetails für ÖNORM B 4303/1994 (Einfluss der β -Faktoren, Annex B Seite 3) entnommen werden.

Ähnlich wie auch in den älteren Normen werden in ÖNORM B 4303 unterschiedliche β -Faktoren angegeben, je nach dem ob die Mittelspannung eine Druck- oder eine Zugspannung ist. Wird aber mit diesen beiden Faktoren der Mittelwert gebildet, ist der Bonusfaktor und somit auch die Spannungsschwingbreite wieder konstant und somit von κ unabhängig.

Weiters kann man sehen, dass sich nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ein grundlegend unterschiedlicher Verlauf der Spannungsschwingbreite im Vergleich zu den anderen ebenfalls von κ abhängigen Normen ergibt. Nach ÖNORM B 4303 erreicht die Spannungsschwingbreite für kein κ den Wert Null. Das Maximum ist nur bei Zugbeanspruchung ebenfalls bei $\kappa = -1$, bei Druckbeanspruchung liegt es im Bereich $0 < \kappa < 1$.

- Vollstab (Annex B S 1-3):

Bei diesem Vergleich stellt man fest, dass nach den neueren Normen mehrere Kerbfälle unterschieden werden, d.h., dass die ertragbare Spannungsschwingbreite sehr stark von der Bearbeitung des Materials abhängt.

Vergleicht man die über den Bereich $-0,6 < \kappa < 0,8$ gebildeten Mittelwerte (Mittelwert über die für $\kappa = (-0,6; -0,5; -0,4; \dots; 0,7; 0,8)$ erhaltenen ertragbaren Spannungsschwingbreiten) so kann man feststellen, dass sich der größte Wert für ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ergibt. Die Mittelwerte der alten Normen übersteigen die minimalen Werte der neuen Normen, für St 52 liegen sie im Bereich der maximalen Werte der neuen Normen.

- Lochstab (Annex B S 4-5):

Auch hier kann man erkennen, dass nach EN je nach Art der Verbindung (einschnittig, zweiseitig, Pass-Schrauben, nicht vorgespannte Schrauben, hochfeste vorgespannte Schrauben) mehrere Kerbfälle unterschieden werden. Hieraus ergibt sich eine sehr große Streuung (der Maximalwert für geschraubte Verbindungen nach EN ist dreimal so groß wie der Minimalwert).

Auch nach ONR 24008/2006 [B 28] werden für genietete Bauteile drei verschiedene Kerbfälle angegeben, der Verlauf ist ähnlich jenem nach Ril 805/1999 [B 13], die meisten Kerbfälle liegen aber unter den Resultaten der Ril, sie liegen im negativen κ -Bereich sehr weit unter den Ergebnissen der alten Normen. Die min- und max-Werte bei den Ergebnissen der ONR ergeben sich durch die Verwendung des Beiwertes λ aus EN.

Nach ÖNORM B 4300/1952 3. Teil [B 5] ergeben sich für St 52 Resultate, die vor allem im negativen κ -Bereich deutlich über allen anderen liegen.

Beim Vergleich der Mittelwerte kann man noch deutlicher als beim Vollstab erkennen, dass die größten ertragbaren Spannungsschwingbreiten bei ÖNORM B 4303/1994 [B 10] auftreten. Die Mittelwerte der alten Normen liegen für St 52 über den nach EN erreichten Ergebnissen.

b) Geschweißte zusammengesetzte Querschnitte, Längsnähte (Annex B S 6-8)

ÖNORM B 4303/1999 [B 10] ergibt auch hier (ohne Verwendung des β -Faktors) etwas höhere Resultate als EN. Nach ÖNORM B 4300/1954 [B 5] wird zusätzlich noch in Normal- und Parallelspannungen, Grundmaterial oder Schweißnaht unterschieden, wodurch sich sehr große Unterschiede für die zulässige Spannungsschwingbreite ergeben.

c) Quer laufende Stumpfnähte (Annex B S 9-13)

DR 1935 [B 23] unterscheidet auch bei Stumpfnähten zwischen der Beanspruchung des Materials und der Schweißnaht. Allerdings wird nicht zwischen geschliffener und ungeschliffener Naht unterschieden.

Daraus ergibt sich, besonders für diese, aber auch für die anderen alten Normen, dass bei ungeschliffenen Nähten die Unterschiede der ertragbaren Spannungsschwingbreiten größer sind als für geschliffene Nähte. D.h., dass nach den alten Normen, nicht genügend auf die Differenzen in der Herstellung und somit auf die Qualität der Nähte eingegangen wird.

d) Nichttragende Schweißnähte (Annex B S 14-19)

Die Ergebnisse der ÖNORM B 4300/1952 [B 5] liegen bei allen Kerbfällen weit über jenen der EN und ÖNORM B 4303/1994 [B 10], bei ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] liegt im negativen κ -Bereich die ertragbare Spannungsschwingbreiten größtenteils im Bereich jener nach EN im positiven Bereich sind auch hier die Resultate über jenen nach EN, d.h. dass nach ÖNORM B 4300/1952 [B 5] und größtenteils auch ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] viel höhere zulässige Spannungsschwingbreiten verwendet werden konnten als dies in den neueren Normen zulässig ist, es ist also in diesem Fall vermutlich keine Tragreserve vorhanden, sondern es wird bei einer Nachrechnung kein Nachweis möglich sein.

e) Tragende Schweißnähte (Annex B S 20-27)

Ähnlich wie bei geschweißten zusammengesetzten Querschnitten ergeben sich für ÖNORM B 4300/1952 [B 5] je nach Spannungsrichtung und beanspruchtem Material sehr stark verschiedene Spannungsschwingbreiten. DR 1935 [B 23] liefert größtenteils sehr hohe Werte.

f) Schubbeanspruchung (Annex B S 28-33)

Auffallend ist, dass bei Schubbeanspruchung sich nach ÖNORM B 4300/1952 [B 5] im Gegensatz zu den meisten anderen Kerbfällen, ertragbare Spannungsschwingbreiten ergeben die unter allen anderen liegen.

Bis auf ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] wird in allen Normen zwischen schubbeanspruchtem Grundmaterial und schubbeanspruchter Schweißnaht unterschieden. Wobei die alten Normen nicht wie nach EN Kehlnaht und Stumpfnahnt unterscheiden.

Der Kerbfall Nieten auf Abscheren kommt in den Normen ab der ÖNORM B 4600/1979 [B 6] vor, die älteren Normen enthalten nur den Kerbfall des genietetes Grundmaterialies auf Schub. Man kann feststellen, dass nach ONR 24008/2006 [B 28] hier im Vergleich zu den anderen Normen relativ hohe ertragbare Spannungsschwingbreiten angesetzt werden können. Der Nachweis eines Nietes einer vorhandenen Brücke nach ONR, dürfte also in den meisten Fällen möglich sein.

Vergleich der Kerbfälle speziell auf Ril 805/1999 [B 13] bezogen:

Da die Ril 805/1999 die einzige neue Norm ist, deren Ermüdungsfestigkeit auch von κ abhängt, erscheint ein genauerer Vergleich sinnvoll (die folgenden Schlussfolgerungen gelten für St 37). Es kann festgestellt werden, dass wie bereits im Vergleich mit den Normen ohne κ Abhängigkeit, auch hier - allerdings im geringeren Maße - die alten Normen im negativen κ Bereich eher über den Ergebnissen der Ril liegen, während bei positivem κ , teilweise aber erst bei Werten nahe 1, die Ergebnisse der Ril über jenen der alten Normen liegen.

Es ist nicht generell feststellbar, dass eine Norm weit schlechtere Ergebnisse liefert als eine andere, es kommt hier stark auf den Kerbfall an.

Beim Vergleich für Vollstäbe kann man sehen, dass die Ergebnisse der alten Normen zwischen den min- und max-Werten der Ril liegen.

Bei genieteten Stäben lassen die Resultate für ψ_{\min} , also für kleine Stützweiten erkennen, dass Probleme zu erwarten sind, da die ertragbaren Spannungsschwingbreiten der Ril 805/1999 [B 13] unter jenen der alten Normen liegen.

Die Ergebnisse für Schweißnähte sind stark vom Kerbfall abhängig, teilweise liegen die Werte der Ril zwischen den Werten der alten Normen, teilweise auch stark darunter. Ein auffallend schlechtes Ergebnis wird bei nichttragenden Schweißnähten erreicht, in diesem Fall liegen alle alten Normen im maßgebenden Bereich weit über den Resultaten der Ril 805/1999 [B 13] für ψ_{\min} .

Beim Schubnachweis wiederum liegen die Ergebnisse der Ril auch für ψ_{\min} über vielen Resultaten der alten Normen.

Man kann also sehen, dass auf genietetete Stäbe und nichttragende Schweißnähte näher eingegangen werden sollte und außerdem, dass es bei Schweißnähten stark auf die Art und die Ausführung der Naht ankommt.

Vergleich der Kerbfälle speziell auf ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] bezogen:

Um beim Vergleich mit EN feststellen zu können welche Kerbfälle bessere oder schlechtere Ergebnisse erhalten als die anderen, werden die Ergebnisse für $\kappa = 0$, St 37 und die maximalen Ergebnisse der EN (große Stützweiten und niedrige Schadensfolge) verglichen. Dabei kann man feststellen, dass für Vollstab nach der EN höhere Resultate erreicht werden (für gewalzte und gepresste Erzeugnisse) als bei den alten Normen, während bei geschraubten bzw. genieteten Verbindungen die Ergebnisse der neuen Norm (für einschnittige Verbindungen mit Passschrauben) unter denen der alten Normen liegen.

Bei den Schweißnähten liegen die maximalen Werte der EN meist zwischen jenen der alten Normen, es kommt hier jedoch stark auf den gewählten Kerbfall an. Bei einigen Kerbdetails vor allem bei den tragenden und den nichttragenden Schweißnähten, werden noch mehrere Kerbfälle unterschieden, z.B. beim Kerbdetail Längsnaht, an den Rand eines Bleches oder Trägerflansches angeschweißtes Knotenblech liegt je nach der Breite des Bleches und dem Ausrundungsradius des Knotenbleches der zu wählende Kerbfall zwischen 40 und 90. D.h., dass es besonders bei jenen beiden Gruppen stark auf die Ausführung der Naht ankommt.

Der Schubnachweis verhält sich ähnlich wie der Nachweis von Grundmaterial, auch hier liegen fast alle Ergebnisse unter den nach EN erhaltenen.

Daraus kann man schließen, dass einerseits besonders auf den Nachweis genieteter Stäbe bedacht genommen werden muss, und andererseits bei den geschweißten Stäben vor allem Probleme bei den nichttragenden und den tragenden Schweißnähten zu erwarten sind.

Vergleich der Kerbfälle speziell auf ONR 24008/2006 [B 28] bezogen:

Die ONR gibt Kerbfälle für genietete Konstruktionen an, hierbei erfolgt eine Einteilung in mehrere Kerbfallkategorien je nach Konstruktionsdetail. Ebenso wird eine Mittelspannungs-Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit angegeben. Man kann erkennen, dass der Verlauf der ertragbaren Spannungsschwingbreite in Abhängigkeit von κ ähnlich jenem der Ril 805/1999 [B 13] ist. Durch die Einteilung in mehrere Kerbfälle ergibt sich aber eine größere Schwankungsbreite. Für Niete auf Abscheren verwendet die ONR einen im Vergleich zu den anderen Normen hohen Kerbfall. Nähere Untersuchungen folgen im Kapitel 4.3 *Ermüdungsnachweis bestehender Brücken: Restnutzungsdauernachweis*.

4.2.1.2. Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Ermüdungsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN

In Anlehnung an die Rechnungen der Allgemeinen Gegenüberstellung im Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* werden auch bei der Berechnung unter Berücksichtigung der Ermüdung die „vorhandenen“ Widerstandsmomente (und Schubflächen) mit Hilfe der alten Normen, und die „erforderlichen“ Widerstandsmomente (und Schubflächen) mit Hilfe der ÖNORMen EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33] (und Normen zur Nachrechnung bestehender Tragwerke, wie in der Tabelle 4.8 und Tabelle 4.9 noch erläutert wird) bestimmt, und das Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittswerten gebildet.

Die Bestimmung der Schnittgrößen aus den maßgebenden Einwirkungen erfolgt ähnlich wie beim Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit*, unterschiedlich sind einerseits die Sicherheitsbeiwerte bei Normen mit semiprobabilistischem Sicherheitskonzept, hier werden die für den Grenzzustand der Ermüdung gültigen Sicherheitsbeiwerte verwendet und andererseits wird nach EN bei Ermüdung das Lastmodell 71 immer mit dem Beiwert $\alpha = 1$ multipliziert (siehe Tabelle 4.6 und Tabelle 4.8). Es wird die Lastverteilung durch die Schiene berücksichtigt, die vor allem auf die kurzen Stützweiten einen positiven Einfluss hat.

Die zur Bestimmung der erforderlichen Widerstandsmomente (und Schubflächen) verwendeten Sicherheitsbeiwerte können der folgenden Tabelle entnommen werden:

Ermüdungsnachweis nach ÖNORM EN 1993-2/2007, ÖNORM EN 1993-1-9/2005 und ONR 24008/2006	
Lastmodell nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]	LM 71, ϕ_2 , $\alpha = 1$
Sicherheitsbeiwert γ_{Ff} nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]	$\gamma_{Ff} = 1$
Sicherheitsbeiwert γ_{Mf} nach ONR 24008/2006 [B 28]	$\gamma_{Mf} = 1,10$

Tabelle 4.8

Die Berechnung der erforderlichen und der vorhandenen Widerstandsmomente und Schubflächen erfolgt über den Dauerfestigkeits- bzw. den Betriebsfestigkeitsnachweis. Dem Dauerfestigkeitsnachweis der Normen BE 1934 [B 20], ÖNORM B 4300/1954 [B 5] und ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] liegt eine Dauerfestigkeit von 2 Millionen Lastwechseln zugrunde, der Betriebsfestigkeitsnachweis der neueren Normen (ÖNORM B 4300/1994 [B 7], ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]) wird ebenfalls für 2 Millionen Lastwechsel geführt (Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{E2}$).

Die Widerstandsmomente werden aus den Momenten eines Hauptträgers (Annahme zwei Hauptträger im System) in Feldmitte bestimmt, die Schubflächen aus den Auflagerkräften. Nebenspannungen werden hierbei nicht berücksichtigt.

Der Ermüdungsnachweis in den alten Normen unterscheidet oft zwischen Druck und Zugbeanspruchung, hier wird der für die Berechnung schlechtere Fall Zugbeanspruchung gewählt.

Es werden die Kerbfälle Grundmaterial, Lochstab, genietetes Stab, Niet sowie einige Kerbdetails geschweißter Bauteile untersucht. Die Einteilung in die Wöhlerlinien für die alten Baustähle ist in der folgenden Tabelle zu sehen.

Falls ein Kerbdetail in mehrere Kerbfälle eingeteilt werden kann (z.B. in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen) wird für diese Berechnung der niedrigste Kerbfall gewählt, d.h., dass bei einem bekannten Kerbdetail hier noch Reserven vorhanden sein können.

Die zur Bestimmung der erforderlichen Widerstandsmomente (und Schubflächen) verwendeten Kerbfälle (und welcher Norm diese entnommen wurden) können der folgenden Tabelle entnommen werden:

Grundmaterial	KF 160 für neue Baustähle KF 125 für Schweißbeisen und alte Baustähle	UIC Kodex 778-2/1991 [B 12]
Genietete Bauteile	KF 71, KF 85, KF 90	ONR 24008/2006 [B 28]
Grundmaterial unter Schubbeanspruchung	KF 100	EN 1993-1-9 /2005 [B 33]
Niet auf Abscheren	KF 140	ONR 24008/2006 [B 28]
Schweißdetails	KF 36 – KF 112	ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]

Tabelle 4.9

Wie bereits in Tabelle 4.6 ersichtlich, enthält die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] keine Berücksichtigung der Ermüdung, das vorhandene Widerstandsmoment wird für diese Norm also aus dem Tragfähigkeitsnachweis berechnet.

Nach ÖNORM B 4300/1954 [B 5] wird als Voraussetzung angenommen, dass es sich um Walz- oder Blechträger handelt. Die Erhöhung des Widerstandsmomentes von Biegeträgern um 7 % für die Berechnung der Randspannung kann - wie schon im Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile* - angenommen werden. Es werden die α -Beiwerte nach ÖNORM B 4300 und nicht nach Entwurf ÖNORM B 4303 [B 16] verwendet (nach B 4303 darf α im Brückenbau nie größer als 1 werden, nach B 4300 $\alpha = 1,4$ für ungelochte und $\alpha = 1,2$ für gelochte Bauteile).

Auch nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] darf für Walz- und Blechträger die oben beschriebene Erhöhung des Widerstandsmomentes vorgenommen werden (wie für ÖNORM B 4300/1954 [B 5]), die zulässigen Spannungen können nach der Einteilung in Kerbfälle der Norm entnommen werden.

Die Abhängigkeit von κ in den alten Normen, sowie in ONR 24008/2006 [B 28] wird berücksichtigt. In Abhängigkeit von der Stützweite und der jeweiligen Norm werden die Momente zufolge Eigengewicht und zufolge Verkehrslast bestimmt und daraus κ berechnet, welches zur Bestimmung von $\sigma_{zul, Ermüdung}$ benötigt wird.

Bei der Berechnung nach EN wird der Schadensäquivalenzfaktor λ verwendet, es werden die Beiwerte $\lambda_2 = \lambda_3 = \lambda_4 = 1$ gesetzt, λ_1 ist für Einfeldträger von der Stützweite abhängig, und geht somit indirekt als Parameter ein, da bei den Diagrammen auf der Abszisse die Stützweite aufgetragen wird.

Die Ergebnisse dieser Vergleichsrechnung werden wegen ihrem großen Umfang der Dissertation nur in digitaler Form beigelegt. Für genietete Konstruktionen (auf die in dieser Arbeit besonderes Augenmerk gelegt wird), wird in der folgenden Vergleichsrechnung für die Nachrechnung nach ÖNORMen EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33] und ONR 24008/2006 [B 28] der maßgebende Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis gebildet. Diese Diagramme sind eine Erweiterung der hier vorgestellten Diagramme für genietete Brücken und werden der Arbeit in Papierform beigelegt.

Diagramme: Gegenüberstellung Hauptträger – Ermüdungsnachweis 1-95
CD: Vergleichsrechnung_FLS.pdf

Ergebnisse der Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Ermüdungsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN:

Beim Ermüdungsnachweis ist ein größerer Unterschied zwischen den Stahlsorten zu bemerken als beim Tragfähigkeitsnachweis, da, wie bereits erwähnt, bei den alten Normen im Gegensatz zur EN die Ermüdungsfestigkeit von der Stahlsorte abhängt. Dies hat zur Folge, dass höhere Stahlsorten schlechtere Resultate ergeben als niedrige.

a) Nicht geschweißte Konstruktionsdetails

- Vollstab (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 1-6):

Abhängig von Norm, Stahlsorte und verwendetem Lastenzug werden zwischen 4 und 20 m Stützweite die erforderlichen 100 % überschritten (d.h., dass die vorhandenen Querschnittswerte größer sind als die erforderlichen Querschnittswerte), danach steigen die Werte sehr rasch an, es wird also der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend.

Bei kleineren Stützweiten ergeben sich durch den Ermüdungsnachweis schlechtere Ergebnisse als beim Tragfähigkeitsnachweis, bei 1 m Stützweite sinkt der Verlauf auf Werte zwischen 20 und 70 % ab.

ÖNORM B 4300/1994 ergibt für Lastenzug (2) bei den meisten Stützweiten 100 %, Lastenzug (0) liefert um 20 Prozent niedrigere Werte (dies entspricht dem verwendeten α -Beiwert). Unterschiede ergeben sich außerdem durch die unterschiedlichen λ -Beiwerte, im Anfangsbereich sinken die Resultate leicht ab, bei 14 m Stützweite liegen die Ergebnisse um etwa 10 % unter jenen bei großen Stützweiten. Es wird hier für ÖNORM B 4300/1994 und EN derselbe Kerbfall verwendet.

- Lochstab:

Nachrechnung nach EN und UIC-Kodex (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 7-12):

Alle Normen bis zur ÖNORM B 4603 ergeben sehr ähnliche Ergebnisse, für die niedrigere Stahlsorte und den schwereren Lastenzug werden bei nicht ganz 20 m Stützweite die erforderlichen 100 % erreicht (bessere Ergebnisse liefert nur der

österreichische N-Zug). Weiters ist überall der große Unterschied zwischen den Stahlsorten zu bemerken.

ÖNORM B 4300/1994 liefert für Lastenzug (2) nicht mehr wie beim Vollstab höhere Resultate, sondern nur um die 70 %, dieser große Unterschied ergibt sich durch den zur Verwendung kommenden Kerbfall, nach UIC –Kodex kann für neuere Baustähle hier Kerbfall 90 eingesetzt werden und nach ÖNORM B 4300 aber Kerbfall 140 (nach EN gilt ebenfalls Kerbfall 90 für Bauteile mit Löchern).

Nachrechnung nach EN und ONR 24008/2006 (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 13-30):

Bei der Nachrechnung nach ONR unterscheiden sich die Ergebnisse der alten Normen mehr als bei der Berechnung mit UIC-Kodex, während für Kerbfall 71 bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 und BE 1934 für den jeweils schwereren Lastenzug und die niedrigere Stahlsorte zwischen 15 und 25 m 100 % überschritten werden, liefern die ÖNORMen B 4300/1954 und B 4603/1964 auch für große Stützweiten Werte unter 100 %. Diese im Vergleich zu UIC-Kodex schlechteren Ergebnisse liegen daran, dass für diese Normen nach UIC für alle genieteten Stäbe Kerbfall 90 verwendet werden kann. Aber auch bei Kerbfall 90 erhält man für große Stützweiten schlechtere Resultate als nach UIC, dies liegt an der κ -Abhängigkeit. Die Funktion $f(\kappa)$ liefert kleinere Ergebnisse je größer die Stützweite ist, da das κ bei größeren Stützweiten ansteigt (Funktion $f(\kappa)$ siehe 4.3 *Ermüdungsnachweis bestehender Brücken: Restnutzungsdauernachweis*). Bei Kerbfall 90 entspricht das Ergebnis ungefähr jenem vom Vergleich mit UIC, für alle Normen bis zur ÖNORM B 4603 werden für die niedrigere Stahlsorte und den schwereren Lastenzug bei ungefähr 20 m Stützweite die erforderlichen 100 % erreicht.

ÖNORM B 4300/1994 ergibt klarerweise auch hier für alle drei Kerbfälle Ergebnisse die weit unter 100 % liegen.

Bei allen Vergleichen für Schweißdetails kommt die Verordnung aus dem Jahr 1904 nicht mehr vor.

b) Geschweißte zusammengesetzte Querschnitte, Längsnähte (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 31-35):

Die Ergebnisse steigen bei allen Normen rasch stark an, teilweise ergeben sich schon bei Stützweiten unter 10 m 100 %.

Nach ÖNORM B 4300/1994 wird derselbe Kerbfall verwendet wie nach EN.

c) Quer laufende Stumpfnähte (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 36-45):

Quernaht, ohne Schweißbadsicherung, geschliffen:

Auch hier kann man recht gute Ergebnisse sehen, bei spätesten 20 m werden für St 37 und den schweren Lastenzug 100% erreicht.

Nach ÖNORM B 4300/1994 wird wieder derselbe Kerbfall verwendet wie nach EN.

Quernaht, ohne Schweißbadsicherung, nicht geschliffen, Nahtüberhöhung < 20 %:
Die Ergebnisse sind etwas schlechter als bei geschliffener Naht.

Nach ÖNORM B 4300/1994 kann ein höherer Kerbfall verwendet werden, Lastenzug (2) liegt für große Stützweiten bei ungefähr 110 %.

d) Nichttragende Schweißnähte (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 46-55):

Bei diesem Vergleich kommt BE 1934 nicht vor, da dieser Kerbfall in dieser Norm nicht vorhanden ist.

Nichttragende Längsnaht, An den Rand eines Bleches oder Trägerflansches angeschweißtes Knotenblech, Ohne Nachbehandlung, Ohne Ausrundungsradius:

Sowohl ÖNORM B 4300/1954 als auch ÖNORM B 4603/1964 liefern schlechte Resultate, auch für große Stützweiten werden keine 100 % erreicht.

Nach ÖNORM B 4300/1994 wird derselbe Kerbfall verwendet wie nach EN.

Nichttragende Nähte: Längsrippen:

Es können hier bessere Ergebnisse als beim vorigen Kerbdetail erkannt werden, aber für Brücken ohne Schotterbett werden auch keine erforderlichen 100 % erreicht.

Nach ÖNORM B 4300/1994 wird wieder derselbe Kerbfall verwendet wie nach EN.

Nichttragende Quernaht:

Hier sind noch etwas bessere Ergebnisse zu beobachten als bei nichttragenden Längsnähten, aber trotzdem wird erst bei ca. 30 m für den schwereren Lastenzug und die schlechtere Stahlsorte ungefähr 100 % erreicht.

Bei allen drei Vergleichen wurde hier allerdings nach EN der schlechteste Kerbfälle genommen (EN unterscheidet hier in Abhängigkeit von den Abmessungen mehrere Kerbfälle), bei einem bekannten Schweißdetail und somit auch bekannten Abmessungen sind hier, vermutlich vor allem bei den nichttragenden Längsnähten, noch einige Reserven vorhanden.

e) Tragende Schweißnähte (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 56-76):

Verbindung von sich kreuzenden Tragelementen:

Hier wird bei EN zwischen Grundmaterial und Schweißnaht unterschieden.

Für Grundmaterial liefert BE 1934 keine Ergebnisse. Bei den ÖNORMEN B 4300/1954 und B 4603/1964 liegt der beste Wert bei ungefähr 90 % des nach EN erforderlichen. ÖNORM B 4300/1994 ergibt für Lastenzug (2) ungefähr 70 % der Werte nach EN. Bei einer Nachrechnung nach B 4300/1994 sind also weit bessere Ergebnisse zu erwarten.

Bei der Ermüdungsberechnung der Schweißnaht werden für BE 1934 und ÖNORM B 4300/1954 bei den schwereren Lastenzügen und den niedrigeren Stahlsorten zwischen 20 und 30 m Stützweite 100 % erreicht. ÖNORM B 4603/1964 enthält keine Ergebnisse.

Bei ÖNORM B 4300/1994 wird für Lastenzug (2) wieder über 100 % erreicht.

Es wurde hier allerdings nach EN der schlechteste Kerbfälle genommen, bei einem bekannten Schweißdetail ergeben sich vermutlich noch einige Reserven.

Verbindung von sich überlappenden Bauteilen:

Auch hier wird zwischen Grundmaterial und Schweißnaht unterschieden, die Ergebnisse für Schweißnaht sind bei Schubbeanspruchte Kehlnaht (nachfolgender Kerbfall) zu finden.

Die Maximalwerte liegen hier ebenfalls weit unter 100 %, meist für St 37 bei ungefähr 70 %, bei BE 1934 werden Maximalwerte bis 90 % erreicht.

ÖNORM B 4300/1994 ergibt für Lastenzug (2) ungefähr 90 %.

Es wurde allerdings auch hier wie bei den nichttragenden Schweißnähten nach EN der schlechteste Kerbfall genommen.

f) Schubbeanspruchung (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 77-89):

Sowohl für Grundmaterial unter Schub als auch für schubbeanspruchte Kehlnaht sind sehr gute Ergebnisse zu erkennen. Bei Grundmaterial ergeben sich für die schweren Lastenzüge und die niedrigen Stahlsorten bei allen Normen ab 10 m die erwünschten 100 %.

Die Kerbfälle nach ÖNORM B 4300/1994 entsprechen jenen nach EN.

g) Niete auf Abscheren (CD Vergleichsrechnung_FLS Seite 90-95):

Der Ermüdungsnachweis der Niete wird erst ab der ÖNORM B 4603/1964 durchgeführt, für die älteren Normen wird der vorhandene Nietdurchmesser aus dem Tragfähigkeitsnachweis bestimmt.

Die Ergebnisse für die Niete sind besser als jene für den genieteten Träger, bei den schweren Lastenzügen und niedrigen Stahlsorten werden bei allen Normen ab 10 m Stützweite die erforderlichen Querschnittswerte erhalten. Der Ermüdungsnachweis des Nietes ist also gegenüber dem Ermüdungsnachweis des genieteten Trägers nicht maßgebend.

4.2.1.3. Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den maßgebenden Fall aus Ermüdungs- und Tragfähigkeitsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN

Es werden nun die vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den maßgebenden Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis für die Kerbfälle Grundmaterial unter Normalspannungen und unter Schubspannungen, sowie für die Kerbfälle der genieteten Träger und des Nietes nach ONR (siehe Tabelle 4.9) gegenübergestellt.

Die Voraussetzungen entsprechen jenen der Vergleichsrechnungen im Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile* und der vorangegangenen Vergleichsrechnung für den Ermüdungsnachweis (Kapitel 4.2.1.2 *Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Ermüdungsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN*). Bei beiden Nachweisen wird die Lastverteilung durch die Schiene berücksichtigt, die vor allem auf die kurzen Stützweiten einen positiven Einfluss hat.

Diagramme: Annex B Seite 34–66

Werte in den Diagrammen $> 100\%$ bedeuten, dass $W_{\text{vorhanden}}^*$ größer als $W_{\text{erforderlich}}^*$ bzw., dass $A_{V,\text{vorhanden}}^*$ größer als $A_{V,\text{erforderlich}}^*$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis (ULS und FLS für 2 Mio LW) nach EN und ONR 24008/2006 [B 28], unter den zuvor beschriebenen Voraussetzungen, für die bestehende Brücke, erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex B Seite 34-66, an Hand des Beispiels der Fischbachbrücke

Eine Vorstellung der wichtigsten Eckdaten der Fischbachbrücke erfolgt hier nochmals in unten stehender Tabelle.

	Jahr der Erbauung bzw. Nachrechnung	Bauart der Brücke	Stützweite [m]	Material	Verwendete Norm	Lasten zug
Fischbachbrücke	Nachrechnung im Jahre 1940; Genehmigt im Jahre 1910	Blechträger mit unmittelbarer Schwelenauflagerung ¹⁾	18,79 ²⁾	Martin-Flusseisen	BE 1934	E-Zug

1) Bei unmittelbarer Schwelenauflagerung wird nach BE 1934 der dynamische Beiwert ϕ_2 verwendet.

2) Zur Vereinfachung (Tabellenwerte aus Anhang T) wird zur Berechnung die Stützweite 18 m verwendet.

Tabelle 4.10

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung des vorhandenen Widerstandsmomentes mit Hilfe der Norm BE 1934 [B 20], und die Berechnung des erforderlichen Widerstandsmomentes mit Hilfe der zurzeit gültigen Normen ÖNORMEN EN 1991-2 [B 4], EN 1993-2/2007 [B 26], EN 1993-1-9/2005 [B 33] und der ONR 24008/2006 [B 28]. Für den Ermüdungsnachweis wird der Kerbfall 71 (z.B.: Einseitig überlaschter

Stoß von Blechen) nach ONR 24008 angenommen. Die Werte der Biegemomente können dem Anhang T entnommen werden.

		BE 1934 / E, ϕ_2	EN 1991-2/2004, ϕ_2	
		Flussstahl St 37, Ohne Schotterbett		
			ULS	FLS
			$\alpha = 1,21$	$\alpha = 1$
Momente [kNm]				
M_G		871	871	
$\phi \cdot M_Q$ bzw. $\phi \cdot M_Q$		6452	7220	5967
Spannungsverhältnis κ		0,12	-	0,13
Sicherheitsbeiwerte, ULS				
γ_G	nach ÖNORM EN 1990:2002/A 1/2005 [B 34]	-	1,35	-
γ_Q		-	1,45	-
γ_{M0}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,15	-
M_k bzw. M_{Ed} bzw. ΔM_{Ed} [kNm]		7323	11644	5967
Materialkennwerte [kN/cm ²]				
σ_{zul} nach BE 1934 [B 20]		14	-	
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5	
$\Delta\sigma_{C,Kerbfall 71}$		-	7,1	
Sicherheitsbeiwerte, FLS				
γ_{Ff} nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]		-	1,0	
γ_{Mf} nach ONR 24008/2006 [B 28]		-	1,1	
div. Beiwerte				
Beiwert der BE 1934 zur Berücksichtigung der Ermüdung $\gamma(\kappa)_{St 37}$		1	-	
$f(\kappa)_{Flussstahl}^{1)}$ nach ONR 24008/2006 [B 28]		-	-	0,94
Anpassungsbeiwert $\lambda_{Stützweite=18 m}$ nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]		-	-	0,72
Widerstandsmoment [cm ³]				
W_{vorh}^* bzw. W_{erf}^*		52304	56982	70444 ²⁾
Tabellenwert		$\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]		
		$\frac{52304}{70444} \cdot 100 = 74$ %		

$$1) \quad \Delta\sigma_{2MioLW} = \Delta\sigma_{C,Kerbfall} \cdot f(\kappa)$$

$$W_{erf}^* = \frac{\Delta M_{Ed}}{\Delta\sigma_{Ermüdung}} = \frac{\Delta M_{Ed} \cdot \lambda}{f(\kappa) \cdot \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf}}}$$

2)

$$\Delta\sigma_{Ermüdung} = \frac{\Delta\sigma_C \cdot f(\kappa)}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \lambda}$$

Tabelle 4.11

Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den maßgebenden Fall aus Ermüdungs- und Tragfähigkeitsnachweis der Hauptträger; alte Normen bezogen auf EN:

Aus den Diagramme Annex B Seite 34–66 kann für eine bestehende Brücke (gegeben ist somit die Stützweite, die verwendete Norm, der Lastenzug und die vorhandene Stahlsorte), in Abhängigkeit vom Kerbfall, abgelesen werden, ob der Tragfähigkeitsnachweis und der Ermüdungsnachweis für 2 Mio LW erbracht werden kann.

Beim Vergleich der Diagramme mit den Diagrammen Annex A S 12 - 31 kann man erkennen, dass in Bereichen kleinerer Stützweiten der Ermüdungsnachweis maßgebend ist, bei größeren Stützweiten wird der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend. Dieser Übergang vom Ermüdungs- zum Tragfähigkeitsnachweis muss für die alte und die neue Norm nicht an der gleichen Stelle erfolgen. Das heißt, es kann sein, dass bei der alten Norm der Ermüdungsnachweis maßgebend ist, während nach EN der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend ist. Je niedriger der Kerbfall nach EN und ONR ist, umso größer ist die Stützweite ab welcher der Tragfähigkeitsnachweis bemessungsbestimmend wird.

- Grundmaterial unter Normalspannungen (Annex B S 34-40):

Beim Nachweis nach Eurocode ist für diesen Kerbfall der Ermüdungsnachweis bis zu Stützweiten zwischen 7 und 30 m maßgebend, in diesen Bereichen werden schlechtere Ergebnisse erhalten als beim Tragfähigkeitsnachweis. Das heißt, dass unter Berücksichtigung des Ermüdungsnachweises kleine Stützweiten noch schlechtere Ergebnisse liefern als schon beim Tragfähigkeitsnachweis, es sind also die vorhandenen Querschnittswerte im Verhältnis zu den erforderlichen Querschnittswerten noch kleiner als beim Tragfähigkeitsnachweis.

- Grundmaterial unter Schubspannungen (Annex B S 41-45):

Beim Tragfähigkeitsnachweis im Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile* wurde festgestellt, dass die Aufnahme der Auflagerkräfte bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 und bei der BE 1934 zu schlechteren Ergebnisse führt als die Aufnahme der Momente, da die zulässigen Schubspannungen im Vergleich zu den zulässigen Normalspannungen überschätzt wurden.

Bei dem hier geführten Vergleich des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdung, werden für die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] dieselben Ergebnisse erhalten wie beim Tragfähigkeitsnachweis, da bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 keine Ermüdung berücksichtigt wurde und bei dem Nachweis nach Eurocode für alle Stützweiten der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend ist.

Für die BE 1934 [B 20] werden bei diesem Vergleich bessere Ergebnisse erhalten als im Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile*, da nach BE 1934 zur Berücksichtigung der Ermüdung die wirkenden Spannungen mit dem Beiwert γ erhöht wurden. Anders als beim Tragfähigkeitsnachweis, sind bei diesem Vergleich die Ergebnisse für Schubspannungen nicht mehr schlechter als für

Normalspannungen, sondern in den meisten Bereichen ähnlich. Für kurze Stützweiten liefern die Normalspannungen schlechtere Ergebnisse.

Für die ÖNORMen B 4300/1954 [B 5] und B 4603/1964 [B 9] ist ebenfalls der Ermüdungsnachweis maßgebend. Während sich bei ÖNORM B 4300/1954 dadurch bessere Resultate ergeben, werden bei der ÖNORM B 4603/1964 im Bereich kleiner Stützweiten (< 5 m) teilweise schlechtere Ergebnisse erhalten als beim Tragfähigkeitsnachweis.

- Genieteteter Träger (Annex B S 46-60):

Bei der Rechnung nach Eurocode mit den Kerbfällen nach ONR 24008/2006 [B 28] ist fast durchgehend der Ermüdungsnachweis maßgebend. Dadurch ergeben sich vor allem für die Stahlsorte St 52/55 weitaus schlechtere Ergebnisse als beim Tragfähigkeitsnachweis.

- Niet auf Abscheren (Annex B S 61-66):

Wie schon bei der Vergleichsrechnung für den Ermüdungsnachweis kann auch beim maßgebenden Nachweis aus Tragfähigkeit und Ermüdung festgestellt werden, dass sich für den Niet meistens bessere Resultate ergeben als für das genietete Bauteil (Der einzige Fall wo das genietete Bauteil bessere Ergebnisse liefert, ist der Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1] für St 37 bei Stützweiten ab ungefähr 20 m).

Insgesamt zeigen die Diagramme (Annex B Seite 34–66), dass im Stützweitenbereich bis 20 m die vorhandenen Querschnittsparameter selten größer sind als die erforderlichen Querschnittsparameter. Der Nachweis auf Ermüdung für 2 Mio Lastwechsel kann also in diesem Stützweitenbereich nur selten erbracht werden.

Die Diagramme lassen weiters erkennen, dass der Nachweis des Nietes auf Abscheren gegenüber dem Nachweis des genieteten Grundmaterials nicht maßgebend ist. Für den Nachweis des genieteten Grundmaterials werden nach ONR 24008/2006 [B 28] drei Kerbfälle unterschieden. Für den niedrigsten Kerbfall (KF 71) übersteigen auch für höhere Stützweiten die vorhandenen Querschnittswerte nicht die erforderlichen Querschnittswerte (außer beim Österreichischen N-Zug), d.h., dass für diesen Kerbfall, unter den angenommenen Voraussetzungen, kein Ermüdungsnachweis erbracht werden kann.

Außerdem zeigt sich auch hier (wie im Kapitel 4.2.1.1 *Vergleich der Kerbfälle*), dass niedrige Stahlsorten im Vergleich zu höheren Stahlsorten zu größeren vorhandenen Querschnittswerten führen, d.h., dass für niedrige Stahlsorten im Vergleich zu höheren Stahlsorten der Ermüdungsnachweis eher erbracht werden kann.

Ansonsten lässt sich wie schon bei den Diagrammen der Tragfähigkeit im Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile* der große Einfluss der Lastenzüge erkennen. Bei dem sehr „schweren“ Österreichischen N-Zug aus dem Jahr 1926 kann man auch in diesen Diagrammen erkennen, dass im Vergleich z.B. zum Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1] und Lastenzug (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2] die vorhandenen Querschnittswerte wesentlich höher sind.

Die in diesem Kapitel geführten Rechnungen berücksichtigen aber nicht die Vorschädigung der Brücken, durch die unterschiedlich lange Nutzungsdauer. Hierauf wird im folgenden Kapitel 4.3 *Ermüdungsnachweis bestehender Brücken: Restnutzungsdauernachweis* eingegangen. Im Gegensatz zum Restnutzungsdauernachweis kann aber hier eine Verknüpfung mit dem Tragfähigkeitsnachweis vorgenommen werden.

4.3. Ermüdungsnachweis bestehender Brücken: Restnutzungsdauernachweis

Beim Nachweis der noch vorhandenen Ermüdungssicherheit stählerner Eisenbahnbrücken werden derzeit zwei unterschiedliche Konzepte verwendet: der Nachweis auf der Basis des Wöhlerlinienkonzeptes (Abschätzen der Sicherheit gegen Ermüdung nach UIC-Kodex 778-2/1991 [B 12] oder Ril 805/1997 [B 27], Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805/1999 [B 13]) und der Nachweis auf bruchmechanischer Basis (siehe Kapitel 6 *Bruchmechanik*), der von einem Anfangsriss a_0 ausgeht (Betriebszeitintervallnachweis nach Ril 805/1999 [B 13]).

Diese beiden Konzepte führen aber zu unterschiedlichen Aussagen: Beim Nachweis mit Wöhlerlinien basiert die Bestimmung einer rechnerischen „Restnutzungsdauer“ darauf, dass die akkumulierten Ermüdungsschäden aus der Vergangenheit und aus der Zukunft einen bestimmten Grenzwert gerade erreichen dürfen. Im Gegensatz dazu wird beim bruchmechanischen Nachweis davon ausgegangen, dass bei der letzten Brückenhauptprüfung ein erkennbarer Ermüdungsriss a_0 gerade übersehen worden ist und erst bei der nächsten Brückeninspektion zutage treten wird, und legt - von dieser Annahme ausgehend - ein „sicheres Betriebszeitintervall zwischen Brückenhauptprüfungen“ fest. Durch diesen Nachweis soll ausgeschlossen werden, dass der Bruch der Konstruktion ohne Vorankündigung, nämlich ohne erkennbaren Anriss bei den Brückenhauptprüfungen, plötzlich eintritt.

Der bruchmechanische Nachweis ohne erkennbare Anrisse, wird also als ein Nachweis für genügend Schadenstoleranz der Konstruktion gegen Ermüdungsrisse gesehen, und wird deswegen in der Ril 805/1999 [B 13] in Kombination mit dem Restnutzungsdauernachweis eingesetzt. Bei einer rechnerischen Restnutzungsdauer unter 15 Jahren, muss der bruchmechanische Nachweis zur Rechtfertigung der üblichen Zykluszeit für die Brückenhauptprüfung geführt werden.

Es sind jedoch die Ergebnisse beider Verfahren kritisch zu betrachten, da sowohl der Bestimmung der Restnutzungsdauer als auch dem bruchmechanischen Nachweis sehr komplexe Probleme und Fragestellungen zugrunde liegen.

Beim Restnutzungsdauernachweis ist einerseits die bisherige Beanspruchung zu erfassen, andererseits werden die vorhandenen Kerbdetails Wöhlerlinien zugeordnet. Die Ermittlung der in der Bestandszeit bisher einwirkenden Verkehrslast ist äußerst schwierig, hat aber einen sehr großen Einfluss auf die Lebensdauervorhersage. So bedeutet ein Fehler von 10 % in der Beanspruchungsermittlung eine um ca. 30 % variierende Lebensdauervorhersage.¹

Auch bei der Annahme einer Wöhlerlinie ergeben sich im Allgemeinen Streubereiche in den Lastspielzahlen, die Zehnerpotenzen betragen können und nur wegen der üblicherweise gewählten logarithmischen Darstellung nicht so gravierend erscheinen. Schließlich erfolgt noch die Verknüpfung der Beanspruchung mit der Wöhlerlinie über eine Schadensakkumulationshypothese, deren Aussagen ebenfalls mit größeren Streubereichen behaftet sind. Außerdem muss vom heutigen Verkehr und der heutigen Belastung mittels einer Verkehrsprognose auf die Zukunft geschlossen werden. Auf diesen Grundlagen erarbeitete Restnutzungsdauerberechnungen können daher nur als grobe Schätzungen verstanden werden [*Ramberger et al.* A 12].

Auch bei der Anwendung der Bruchmechanik zur Bestimmung eines sicheren Betriebszeitintervalles von Stahlbrücken müssen einige Annahmen getroffen werden die mit großen Streuungen behaftet sind.

Für den Fall, dass ein Bauteil ohne messbaren Riss bewertet wird, beinhaltet das bruchmechanische Konzept größere Unsicherheiten in der Definition des erkennbaren fiktiven Anfangsrisses. Die notwendige Voraussetzung des fiktiven Risses einer bestimmten Größe bedeutet, dass durch die Brückenprüfung sichergestellt werden muss, dass sich in den kritischen Bauteilen auf keinen Fall größere Risse – als in der Rechnung unterstellt – befinden. Viele Risse sind allerdings trotz einer gewissen Größe nur sehr schwer bei Brückenprüfungen erkennbar. Auf der anderen Seite führt die Annahme zu großer Anfangsrisse zu sehr geringen Betriebszeitintervallen und damit unwirtschaftlichen Ergebnissen.

¹ Für die Gerade der Ermüdungsfestigkeitskurve zwischen $10^4 \leq N \leq N_D$ lässt sich ein einfacher

analytischer Zusammenhang angeben: $\tan \beta = m = \frac{\log N_D - \log N}{\log \Delta \sigma_R - \log \Delta \sigma_D}$ mit $m = 3$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \log N_1 = \log N_D + m \log \Delta \sigma_D - m \log \Delta \sigma_{R1} \\ \log N_2 = \log N_D + m \log \Delta \sigma_D - m \log \Delta \sigma_{R2} \end{array} \right\} -$$

$$\log \frac{N_1}{N_2} = m \log \frac{\Delta \sigma_{R2}}{\Delta \sigma_{R1}}$$

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{\Delta \sigma_{R2}}{\Delta \sigma_{R1}} \right)^m$$

$$\frac{\Delta \sigma_{R2}}{\Delta \sigma_{R1}} = 1,1 \rightarrow \frac{N_1}{N_2} = 1,1^3 = 1,33$$

Ein weiterer Problempunkt bei der bruchmechanischen Berechnung sind die großen Streuungen, die sich bei der Ermittlung der bruchmechanischen Materialparameter der alten Baustähle ergeben. Bei einer bruchmechanischen Berechnung ohne vorherige Materialprüfung (wie sie zum Beispiel in der Ril vorgeschlagen wird) müssen also auf der sicheren Seite liegende Materialkennwerte verwendet werden, wodurch es zu auf der sicheren Seite liegenden, kurzen Betriebszeitintervallen kommt.

Weiters von großer Bedeutung bei der bruchmechanischen Berechnung, sind die Spannungen im zu untersuchenden Bauteil (mit tatsächlichem Riss, oder mit fiktivem Anfangsriss). Hierzu zählen neben den Spannungen infolge Betriebslasten auch thermische Spannungen und Eigenspannungen. Auch hier ist eine sinnvolle Aussage ohne vorherige Versuche (Verformungsmessungen) schwierig.

Die Berechnung der gerade noch zu ertragenden Lastwechsel bis zum Versagen des untersuchten Bauteiles einer Brücke auf bruchmechanischer Basis, ohne Bestimmung von Materialkennwerten am untersuchten Bauwerk, und unter Voraussetzung eines fiktiven Anfangsrisses, kann also ebenfalls nur als grobe Schätzungen verstanden werden, und kann daher nicht zur Festlegung einer Restlebensdauer dienen, sondern zur Bestimmung eines auf der sicheren Seite liegenden Betriebszeitintervalles (siehe hierzu auch Kapitel 6 *Bruchmechanik*).

In diesem Kapitel soll nun der Restnutzungsdauernachweis auf Basis der Wöhlerlinien erläutert werden, und eine Restlebensdauerberechnung für bestehende Brücken geführt werden. Hierzu werden vorerst die Ermüdungsnachweise der Normen und Regelwerke zur Beurteilung bestehender Bauwerke (UIC-Kodex 778-2/1991 [B 12], Ril 805/1997 [B 27], Ril 805/1999 [B 13], ONR 24008/2006 [B 28]) vorgestellt. Aufbauend auf den Nachweisen dieser Normen folgt eine Restlebensdauerberechnung.

UIC – Kodex 778-2 E / 1991 [B 12]

Die Ermüdung eines Bauteiles oder Überbaues kann unter Berücksichtigung der schädigungswirksamen Beanspruchung aus der Belastungsgeschichte (Vergangenheit) und Belastungsprognose (Zukunft) mit Hilfe der Schadensakkumulationshypothese Palmgren-Miner berechnet werden.

Die Vergangenheit kann dabei in n -beliebige Zeitabschnitte eingeteilt werden. Für die zukünftige Nutzungsdauer ist ein Zeitabschnitt zugrunde zu legen.

Es wird von der Hypothese ausgegangen, dass bei einem Werkstoff, der eine Reihe von Lastspielen konstanter Amplitude ausgesetzt wird, die Ermüdung allein von der Spannungsspanne und nicht von der Größe der Spannung abhängt. Die Spannung muss jedoch unterhalb der Elastizitätsgrenze liegen. Die Berechnung erfolgt unter Zugrundelegung der Wöhlerlinie, das Berechnungsschema gilt sowohl für stetig gerade verlaufende Wöhlerlinien als auch für solche, die bei $N_D = a \cdot 10^6$ ihre Neigung ändern. Das Verfahren beruht darauf, dass die Summe der Teilschäden aus den Betriebslasten der einzelnen Zeitetappen im Falle des Versagens den Wert 1 ergibt. Daraus lässt sich ein Beurteilungskriterium hinsichtlich der bisher eingetretenen und der in dem zukünftigen zu betrachtendem Nutzungszeitraum zu erwartenden Schädigungen ermitteln.

Wöhlerlinien für Schweißbeisen und alte Baustähle:
95 % Überlebenswahrscheinlichkeit

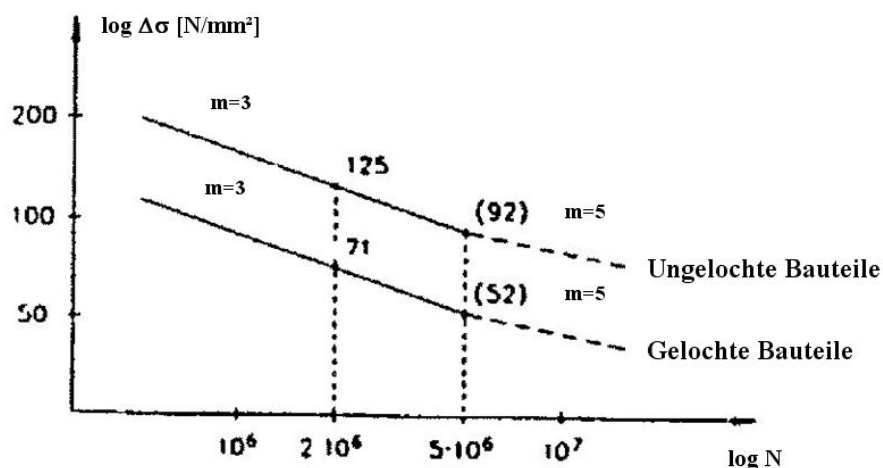


Abbildung 4.15

Für alte Baustähle mit guter Klemmkraft, niedriger Lochleibung (Lochleibung/Spannung im Nettoquerschnitt des genieteten Teiles ≤ 2) und keiner Exzentrizität kann die EKS-Kurve 90 angewandt werden.

Für neuere Baustähle sind die Wöhlerkurven der Europäischen Konvention für Stahlbau anzuwenden (diese wurde durch den Eurocode ersetzt).

Der Anhang dieses Kodex beinhaltet typisierte Betriebslastenzüge der Vergangenheit (auf Grundlage der DS 804/6).

Wird die Näherung als nicht ausreichend erachtet, so ist aus der jeweiligen speziellen Betriebslast das Belastungsspektrum zu ermitteln und die Spannungszyklen sind nach der Rainflow - Methode auszuzählen.

Abschätzen der Sicherheit gegen Ermüdung:

- Ermittlung der Beurteilungsmaße der Ermüdung bei Annahme einer stetig gerade verlaufenden Wöhlerlinie:

Die Wöhlerlinie hat folgende Form:

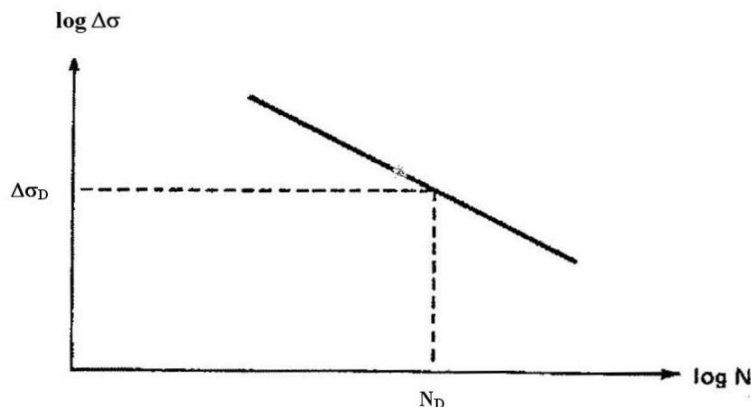


Abbildung 4.16

$$\log N = \log N_D + m \log \Delta \sigma_D - m \log \Delta \sigma_R$$

Mit $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ als Spannungsbereich für die statische Berechnung nach den UIC-Lastannahmen ergibt sich der jährlicher Schadensanteil D_j infolge eines bestimmten Betriebslastenzuges zu

$$D_j = \frac{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}^m \sum (n_{i,j} \lambda_i^m)}{\Delta \sigma_D^m N_D} = \frac{\sum (n_{i,j} \lambda_i^m)}{\lambda_D^m N_D}$$

$\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$... Spannungsspanne unter dem Lastbild UIC 71 der Klassifizierungsstufe K_0 bei Einbeziehung des dynamischen Beiwertes ϕ_2 gemäß UIC-Merkblatt Nr. 776-1 E mit dem Sicherheitsbeiwert 1;

n_i ... Lastwechselzahl pro Jahr;

$\Delta \sigma_D, N_D, m$... Parameter der Wöhlerlinie;

$$\lambda_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}} = \frac{1 + \phi' + 0,5\phi''}{\phi_2} \cdot \frac{\Delta M_i}{\Delta M_{UIC}}; \quad \lambda_D = \frac{\Delta \sigma_D}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}}$$

$\Delta \sigma_i$... Spannungsspanne aus der angenommenen Belastung unter Einbeziehung des dynamischen Beiwertes $1 + \phi' + 0,5\phi''$ gemäß UIC-Merkblatt Nr. 776-1 E.

$$D_G = \sum_{n=1}^n T_n \sum_z (N_j D_j)$$

D_G ... Schadensanteil der Vergangenheit;

n ... Anzahl der Zeitabschnitte der Vergangenheit;

T_n ... Dauer des Zeitabschnittes n in Jahren;

z ... entsprechende Betriebslastenzüge;

N_j ... Anzahl der Zugüberfahrten eines bestimmten Betriebslastenzuges pro Jahr.

$$D_Z = D_G + T_{n+1} \sum_z (N_j D_j)$$

D_Z ... Schadensanteil der Vergangenheit, einschließlich eines vorzugebenden zukünftigen Nutzungszeitraums;

T_{n+1} ... Dauer des zukünftigen Nutzungszeitraumes in Jahren.

$$v_G = \left(\frac{1}{D_G}\right)^{1/m}; \quad v_Z = \left(\frac{1}{D_Z}\right)^{1/m}$$

v_G, v_Z ... Beurteilungsmaße für den gegenwärtigen Zeitpunkt G und nach Ablauf des zukünftigen Nutzungszeitraumes $G+T$.

- Ermittlung der Beurteilungsmaße der Ermüdung bei Annahme einer Wöhlerlinie mit unterschiedlich geneigten Abschnitten:

Die Wöhlerlinie hat folgende Form:

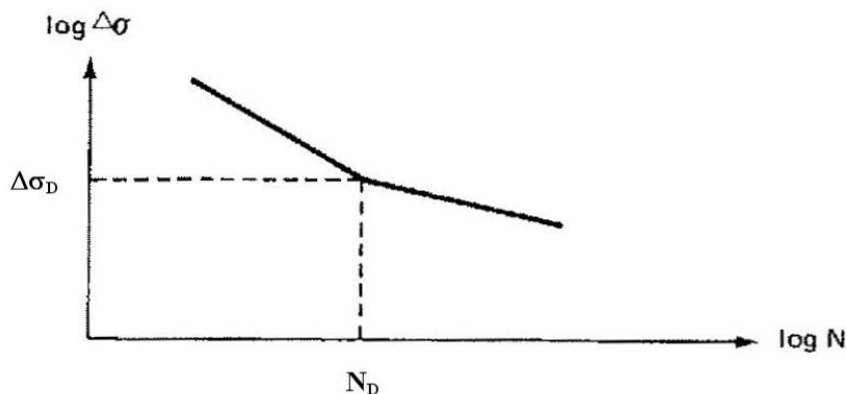


Abbildung 4.17

$$D_j = \frac{1}{N_D} \left[\left(\frac{1}{\lambda_D}\right)^{m_1} \sum (n_{i,j} \lambda_i^{m_1}) + \left(\frac{1}{\lambda_D}\right)^{m_2} \sum (n_{i,j} \lambda_i^{m_2}) \right] = \frac{1}{N_D \lambda_D^{m_1+m_2}} \left[\lambda_D^{m_2} \sum (n_{i,j} \lambda_i^{m_1}) + \lambda_D^{m_1} \sum (n_{i,j} \lambda_i^{m_2}) \right]$$

Die Anteile $\sum (n_{i,j} \lambda_i^{m_1})$ sind für den Bereich $\lambda_i \geq \lambda_D$ und $\sum (n_{i,j} \lambda_i^{m_2})$ für den Bereich $\lambda_i < \lambda_D$ zu ermitteln.

Die Schadensanteile D_G und D_Z ergeben sich wie bei gerader Wöhlerlinie.

$$v_G = \left(\frac{1}{D_G}\right)^{\frac{2}{m_1+m_2}}; \quad v_Z = \left(\frac{1}{D_Z}\right)^{\frac{2}{m_1+m_2}}$$

- *Sicherheitsbeurteilung:*

Die Sicherheitsbeurteilung bezüglich der vorgegebenen Wöhlerlinie erfolgt an Hand der Faktoren v_G und v_Z auf Grund der Tatsache, dass beide Größen als ein Verhältnis von Spannungsspannen interpretiert werden können.

$$v_G = \frac{\lambda_D}{\lambda_G} \text{ beziehungsweise } v_Z = \frac{\lambda_D}{\lambda_Z}$$

Dabei sind λ_G und λ_Z die auf $\phi_{\max} \Delta\sigma_{UIC}$ bezogenen Spannungsspannen $\Delta\sigma_G$ beziehungsweise $\Delta\sigma_Z$ für ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv mit N_D Lastspielen.

$v_G \geq 1$ beziehungsweise $v_Z \geq 1$ bedeutet, dass die Sicherheit gegen Ermüdung gegeben ist. Da die zugrunde gelegten Wöhlerlinien auf der gleichen Grundlage ermittelt wurden wie für neue Baustähle, liegen die gleichen Sicherheiten wie bei neuen Brücken vor.

$v_G < 1$ beziehungsweise $v_Z < 1$ bedeutet, dass die Sicherheit gegen Ermüdung unter den vorgenannten Bedingungen nicht gegeben ist, da die angegebenen unteren Grenzwerte der Ermüdungsfestigkeit überschritten werden.

In diesen Fällen sollten die der Berechnung zugrunde liegenden Annahmen hinsichtlich der Größe und Häufigkeit der Belastung nochmals überprüft werden.

Für Schweißisen ist in Betracht zu ziehen, dass – wie Versuchsergebnisse zeigen – der untere Grenzwert bei zweifacher Standardabweichung nur 85 % des Mittelwertes entspricht, das heißt bei genaueren Materialuntersuchungen können im Einzelfall höhere Spannungen, als angegeben sind, den Berechnungen zugrunde gelegt werden.

Werden die Beurteilungsmaße < 1 ausgewiesen, so sollten die betreffenden Bauteile im Rahmen der Überwachung und Prüfung verstärkt auf Ermüdungsrisse hin beobachtet werden. Bei gutem Erhaltungszustand sollten die Ansätze für die Ermüdungsberechnung nochmals genauer erfasst werden, um eventuelle Fehleinschätzungen auszuschließen. Erst danach sollten Festlegungen zur Erneuerung getroffen werden.

Richtlinie der Deutschen Bahn / 1999 [B 13]

Ein Ermüdungsnachweis ist bei der Nachrechnung stählerner Eisenbahnbrücken grundsätzlich zu führen. Auf einen Ermüdungsnachweis kann für stählerne Eisenbahnbrücken, die weniger als 60 Jahre Nutzungsdauer haben, verzichtet werden, wenn die Brücken eine ausreichende Tragsicherheit und einen guten baulichen Zustand (keine starken Korrosionsschäden, keine Kriegs- oder Anfahrtschäden; keine größeren Reparaturen) haben.

Der Ermüdungsnachweis entfällt für Abscher- und Lochleibungsspannungen sowie für Knick- und Beulspannungen (Beanspruchungen aus Stabilitätsnachweisen).

Beim Ermüdungsnachweis sind nur einachsige Spannungszustände zu berücksichtigen.

Der Ermüdungsnachweis ist grundsätzlich als normierter Restnutzungsdauernachweis auf der Basis des Wöhlerlinienkonzeptes (Betriebsfestigkeitsnachweis) zu führen, mit ermüdungsrelevanten Belastbarkeitswerten $\beta_{D,UIC}$ als Grundlage. Der normierte Restnutzungsdauernachweis hat den Charakter einer Abschätzung.

Die zulässigen Spannungsdoppelamplituden $zul\Delta\sigma_{Be,K}$ sind für Bauteile aus Schweiß- und Flusseisen, das vor 1900 eingebaut wurde, sowie St 48 den nachfolgenden Tabellen und für Flusseisen, das nach 1900 eingebaut wurde, Flusstahl, St 37 und St 52 den entsprechenden Tabellen der DS 804 zu entnehmen.

Tabelle 4 Zulässige Spannungsdoppelamplituden zul $\Delta\sigma_{Be}$ /zul $\Delta\tau_{Be}$ in N/mm² für Werkstoff, Lochstäbe und Nietverbindungen bei Bauteilen aus Schweißbeisen oder vor 1900 eingebautem Flußeisen

Spannungsverhältnis κ	Kerbfall				Spannungsverhältnis κ	Kerbfall			
	W I Werkstoff Vollstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W II Lochstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W III Nietverbindung zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	zul $\Delta\tau_{Be,\kappa}$		W I Werkstoff Vollstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W II Lochstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W III Nietverbindung zul $\sigma_{Be,\kappa}$	zul $\Delta\tau_{Be,\kappa}$
	- 1,0	159	89	69		92	0	133	74
- 0,9	158	88	69	91	+ 0,1	125	72	56	72
- 0,8	156	87	68	90	+ 0,2	117	69	55	68
- 0,7	154	86	67	89	+ 0,3	108	65	52	62
- 0,6	152	85	66	88	+ 0,4	97	61	50	56
- 0,5	149	83	65	86	+ 0,5	86	57	47	50
- 0,4	147	82	64	85	+ 0,6	73	51	43	42
- 0,3	144	80	63	83	+ 0,7	58	43	37	33
- 0,2	141	78	61	81	+ 0,8	41	33	29	24
- 0,1	137	76	60	79	+ 0,9	22	20	18	13
0	133	74	58	77	+ 1,0	0	0	0	0

Tabelle 5 Zulässige Spannungsdoppelamplituden zul $\Delta\sigma_{Be}$ /zul $\Delta\tau_{Be}$ in N/mm² für Werkstoff, Lochstäbe und Nietverbindungen bei Bauteilen aus St 48

Spannungsverhältnis κ	Kerbfall				Spannungsverhältnis κ	Kerbfall			
	W I Werkstoff Vollstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W II Lochstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W III Nietverbindung zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	zul $\Delta\tau_{Be,\kappa}$		W I Werkstoff Vollstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W II Lochstab zul $\Delta\sigma_{Be,\kappa}$	W III Nietverbindung zul $\sigma_{Be,\kappa}$	zul $\Delta\tau_{Be,\kappa}$
	- 1,0	218	152	140		126	0	182	127
- 0,9	216	150	140	125	+ 0,1	172	122	95	99
- 0,8	213	149	140	123	+ 0,2	162	117	90	94
- 0,7	211	147	132	122	+ 0,3	150	110	85	87
- 0,6	207	145	132	120	+ 0,4	136	103	80	79
- 0,5	204	143	125	118	+ 0,5	121	94	75	70
- 0,4	201	140	125	116	+ 0,6	104	83	60	60
- 0,3	197	138	118	114	+ 0,7	84	70	53	48
- 0,2	193	134	118	111	+ 0,8	60	53	36	35
- 0,1	188	131	112	109	+ 0,9	33	30	20	19
0	182	127	100	105	+ 1,0	0	0	0	0

Die in diesen Tabellen aufgeführten Werte für zulässige Spannungsdoppelamplituden stellen nach der Terminologie dieses Regelwerkes Grenzwerte der Spannungsdoppelamplituden dar ($grenz\Delta\sigma_{Be}$). Der Ausdruck „zulässige Spannungsdoppelamplituden“ wurde mit Rücksicht auf die erforderliche Kompatibilität mit DS 804 belassen.

Abbildung 4.18

Ungelochte Bauteile mit mittleren bis tiefen Rostnarben bzw. mit Lochfraß sind in den Kerbfall „Lochstab“ einzustufen.

Bei dieser Kerbfalleinstufung wurde davon ausgegangen, dass es sich um die üblichen, ausgerundeten, muldenförmigen Abtragungen handelt. Für scharfkantige Abtragungen oder schneidenförmig abgerostete Profilkanten u.ä. ist eine konkrete Kerbfallzuordnung wegen der unterschiedlichen Ausgangsparameter nicht möglich. Bei derartigen Teilen sollte ggf. eine mechanische Bearbeitung der Oberfläche bzw. ein Austausch erfolgen.

Die Neigung der Wöhlerlinie ist für die in der obigen Abbildung angegebenen Kerbfälle einheitlich mit $m = 5$ angenommen worden.

In den Fällen, in denen die Verbindungsmittel überwiegend Schubkräfte aus Querbiegung zu übertragen haben, sind die für die Lochstäbe (Kerbfall W II) angegebenen Werte maßgebend.

Die angegebenen Spannungsdoppelamplituden für Nietverbindungen (Kerbfall W III) sind anzuwenden, wenn Zug- und Druckstäbe gestoßen werden. Gleiches gilt auch für den Bereich von Gurtplattenenden mit bis zu 5 Nietreihen.

Ermüdungsnachweis erster Stufe:

Ist der ermüdungsrelevante Belastbarkeitsbeiwert $\beta_{D,UIC} \geq 1,05$ bei Einstufung in Kerbgruppe W bzw. $\beta_{D,UIC} \geq 1,20$ für Kerbgruppe K und trifft dieses auch für Vergangenheit und Zukunft zu, so kann ohne weitere Berechnung von einer Restnutzungsdauer von 30 Jahren ausgegangen werden, bei ausreichender Sicherheit gegen Ermüdung.

Ermüdungsnachweis zweiter Stufe – normierter Restnutzungsdauernachweis:

Kann anhand des $\beta_{D,UIC}$ -Wertes nicht auf die Führung eines normierten Restnutzungsdauernachweises verzichtet werden, ist die verfügbare Restnutzungsdauer R zu bestimmen.

Maßnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit:

Entspricht die ermittelte Restnutzungsdauer nicht den Anforderungen an das Bauwerk, können folgende Möglichkeiten genutzt werden:

- Wiederholung des Restnutzungsdauernachweises mit präzisierten Ausgangsbedingungen
- Durchführung von Messungen am Bauwerk als Grundlage für einen messwertgestützten Restnutzungsdauernachweis
- Rechnerische Überprüfung der Wirksamkeit von betrieblichen Regulierungsmaßnahmen (Reduzierung der zulässigen Streckengeschwindigkeit; Beschränkung der jährlichen Bruttotonnagen)
- Rechnerische Überprüfung der Wirksamkeit von Verstärkungsmaßnahmen
- Verstärkung bzw. Ersatz von überbeanspruchten Tragwerksteilen
- Zeit- oder bereichsweise Sperrung
- Vollsperrung.

Ermüdungsnachweis dritter Stufe – normierter Betriebszeitintervallnachweis:

Für genietete und geschraubte Bauteile die Risse aufweisen oder für die der normierte Restnutzungsdauernachweis keine bzw. nur eine beschränkte Restnutzungsdauer von höchstens 15 Jahren ergibt, muss zusätzlich ein Betriebszeitintervallnachweis auf bruchmechanischer Basis geführt werden.

Restnutzungsdauernachweis:

a) Nicht geschweißte stählerne Eisenbahnbrücken (Kerbfälle WI bis WIII)

- Ermittlung des ermüdungsrelevanten Belastbarkeitsbeiwert $\beta_{D,UIC}$

$$\beta_{D,UIC} = \frac{zul\Delta\sigma_{Be,\kappa}}{\phi \max \Delta\sigma_{UIC}} \quad (\text{gilt sinngemäß auch für Schubspannungen})$$

$zul\Delta\sigma_{Be,\kappa}$... zulässige Spannungsdoppelamplitude beim Betriebsfestigkeitsnachweis in Abhängigkeit von Material, Kerbfall und Spannungsverhältnis, unter Berücksichtigung von

$$\kappa = \frac{\sigma_g + \phi \min \sigma_{UIC}}{\sigma_g + \phi \max \sigma_{UIC}}$$

$\max \Delta\sigma_{UIC}$... maximale Spannungsdifferenz bei Lastbild UIC 71 (ohne Verteilung der Einzellasten des Lastbildes);

$$\phi \max \Delta\sigma_{UIC} = \phi \max \sigma_{UIC} - \phi \min \sigma_{UIC}$$

ϕ ... Schwingfaktor nach DS 804

In der Regel wird der Betriebsfestigkeitsnachweis mit einem konstanten Belastbarkeitsbeiwert $\beta_{D,UIC}$ für die gesamte Nutzungsdauer geführt. Zur Berücksichtigung von Verstärkungsmaßnahmen oder der zeitlichen Entwicklung von Querschnittsschwächungen (Korrosion) sind ermüdungsrelevante Belastbarkeitswerte für die entsprechenden charakteristischen Zeitperioden zu bestimmen.

- Ermittlung des Gesamtschadens der Vergangenheit für das Bezugsjahr 1876

$$D_{Verg,1876} = \alpha \left(\frac{1}{\beta_{D,UIC}} \right)^5$$

$D_{Verg,1876}$... akkumulierte Schadenssumme durch den Verkehr der Vergangenheit bis zum Jahr 1996 für eine ungeschweißte Konstruktion des fiktiven Baujahres 1876 bei einer jährlichen Bruttotonnage von $25 \cdot 10^6$ t

α ... Faktor in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l (maßgebende Länge nach DS 804).

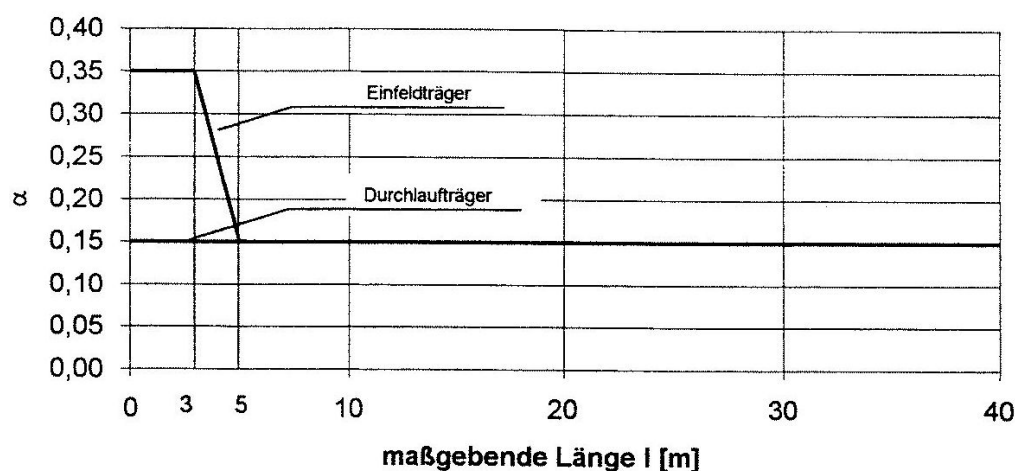


Abbildung 4.19

- Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit für den Zeitabschnitt ab Inbetriebnahme der Brücke, unter Zugrundelegung der konkreten Verkehrsbedingung

$$D_{Verg} = \rho_1 \rho_2 \rho_3 \rho_4 D_{Verg,1876}$$

D_{Verg} ... akkumulierte Schadenssumme in der Vergangenheit bis zum Jahr 1996 unter Berücksichtigung des Baujahres der Brücke, des jährlichen Verkehrsaufkommens des Streckenabschnittes, des Beanspruchungsverhältnisses bei mehrgleisigen Überbauten und der zulässigen Streckengeschwindigkeit

ρ_1 ... Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Baujahres der Brücke, in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge

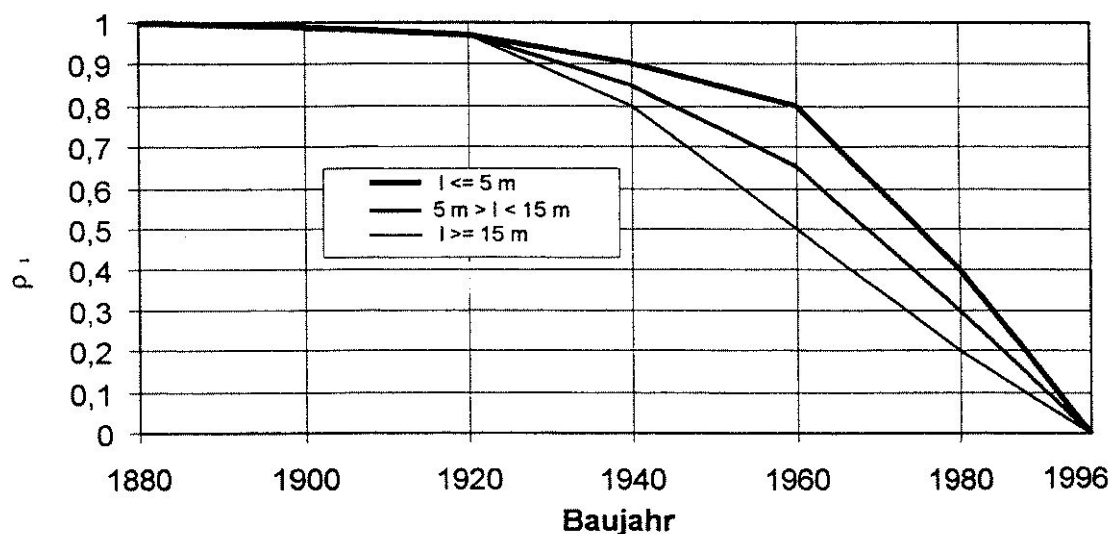


Abbildung 4.20

ρ_2 ... Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der jährlichen Bruttotonnage pro Gleis: $\rho_2 = \text{maximale Bruttotonnage pro Jahr in t} / 25 \cdot 10^6$

Wird bei den Berechnungen keine Unterscheidung nach charakteristischen Zeitabschnitten vorgenommen, ist der Größtwert der jährlichen Bruttotonnage in der Vergangenheit anzusetzen, der mindestens über eine Dauer von 10 Jahren auftrat.

ρ_3 ... Korrekturfaktor bei mehrgleisigen Überbauten in Abhängigkeit vom Beanspruchungsverhältnis a

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

$\max \Delta \sigma_1$... die größten Anteile der Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt infolge der Verkehrsbelastung mit Lastbild UIC 71 auf einem der vorhandenen Gleise

$\max \Delta \sigma_{UIC}$... die größte Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt infolge der Verkehrsbelastung mit Lastbild UIC 71 auf nur zwei der vorhandenen Gleise

Ist die Begegnungshäufigkeit p_B für den untersuchten Überbau bekannt, so ermittelt sich der Korrekturfaktor ρ_3 zu: $\rho_3 = p_B + (1 - p_B) [a^5 + (1 - a)^5]$.
Liegen keine genauen Werte zur Begegnungshäufigkeit vor, ist $p_B = 12,5 \%$ zu setzen.

Für einleisige Überbauten ist $\rho_3 = 1$.

ρ_4 ... Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der zulässigen Streckengeschwindigkeit:
zulv > 70 km/h ... $\rho_4 = 1$
zulv ≤ 70 km/h ... $\rho_4 = 0,9 + 0,003l \leq 1$ (l ... maßgebende Länge)
zulv ≤ 50 km/h ... $\rho_4 = 0,7 + 0,008l \leq 1$

Bei untergeordneten Strecken (Nebenstrecken), die in der Regel nur durch Regionalzüge und leichte Güterzüge befahren werden, wobei die jährliche Bruttotonnage höchstens $5 \cdot 10^6$ t betrug, bzw. beträgt, darf der errechnete Wert D_{Verg} auf 70 % abgemindert werden.

Bei detaillierter Berücksichtigung von Verstärkungsmaßnahmen oder Querschnittsschwächungen ist die akkumulierte Schadenssumme für die Vergangenheit durch Summierung der Teilschäden $D_{Verg,i}$ aus den charakteristischen Zeitabschnitten i zu bestimmen:

$$D_{Verg,i} = \sum_{i=1}^n (\rho_{1,i-1} - \rho_{1,i}) \rho_{2,i} \rho_3 \rho_4 D_{Verg,1876,i}$$

$\rho_{1,i-1}$... Wert nach Abbildung 4.19 für das Anfangsjahr des Zeitabschnittes i

$\rho_{1,i}$... Wert nach Abbildung 4.20 für das Endjahr des Zeitabschnittes i

$D_{Verg,1876,i}$... Wert für den fiktiven Schaden der Vergangenheit unter der Berücksichtigung des jeweiligen $\beta_{D,UIC}$ -Wertes im Zeitabschnitt i

Ist $D_{Verg} \geq 1$ ist keine Restnutzungsdauer mehr nachweisbar.

- Ermittlung der Restnutzungsdauer

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

D_{Zuk} ... jährlicher akkumulierter Schaden

Im Regelfall (keine Verstärkungsmaßnahmen, keine Verkehrsveränderungen in der Zukunft): $D_{Zuk} = 0,025 D_{Verg}$

Sind in Zukunft Maßnahmen, wie z.B. Verstärkungen an Trägern ($\beta_{D,UIC,Zuk}$) oder Veränderungen der jährlichen Bruttotonnage ($\rho_{2,Zuk}$) oder Beschränkungen der zulässigen Streckengeschwindigkeit ($\rho_{4,Zuk}$) vorgesehen, bzw. soll deren

Einfluss untersucht werden, so ist: $D_{Zuk} = 0,025 \frac{\rho_{2,Zuk}}{\rho_{2,Verg}} \frac{\rho_{4,Zuk}}{\rho_{4,Verg}} \left(\frac{\beta_{D,UIC,Verg}}{\beta_{D,UIC,Zuk}} \right)^5 D_{Verg}$

A ... Differenz aus dem konkreten Jahr der Berechnung und dem Jahr 1996

b) Geschweißte stählerne Eisenbahnbrücken (Kerbfälle KII bis KX)

- Ermittlung des ermüdungsrelevanten Belastbarkeitsbeiwertes $\beta_{D,UIC}$

Wie bei a)

- Ermittlung des Gesamtschadens der Vergangenheit für das Bezugsjahr 1936

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

$D_{Verg,1936}$... akkumulierte Schadenssumme durch den Verkehr der Vergangenheit bis zum Jahr 1936 für eine geschweißte Konstruktion des fiktiven Baujahres 1936 bei einer jährlichen Bruttotonnage von $25 \cdot 10^6$ t

α ... Faktor in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l (maßgebende Länge nach DS 804).

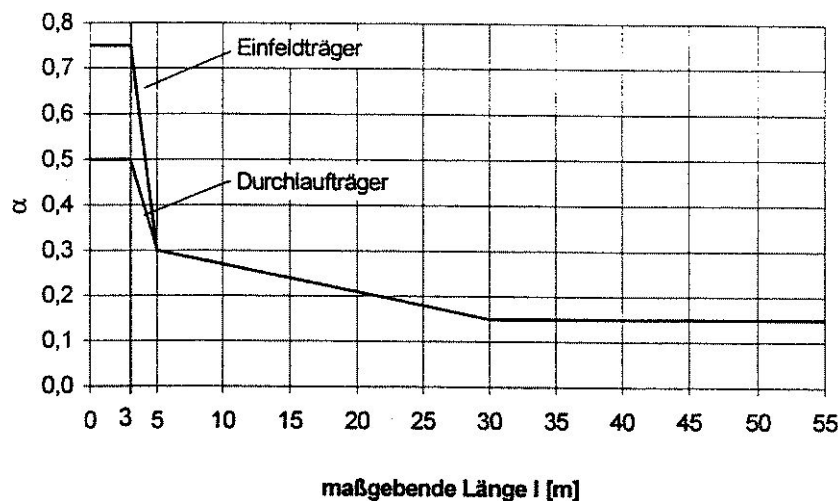


Abbildung 4.21

- Ermittlung der Schadenssumme der Vergangenheit für den Zeitabschnitt ab Inbetriebnahme der Brücke, unter Zugrundelegung der konkreten Verkehrsbedingung

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

D_{Verg} ... akkumulierte Schadenssumme in der Vergangenheit bis zum Jahr 1996 unter Berücksichtigung des Baujahres der Brücke, des jährlichen Verkehrsaufkommens des Streckenabschnittes, des Beanspruchungsverhältnisses bei mehrgleisigen Überbauten und der zulässigen Streckengeschwindigkeit

ρ_1 ... Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Baujahres der Brücke, in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge

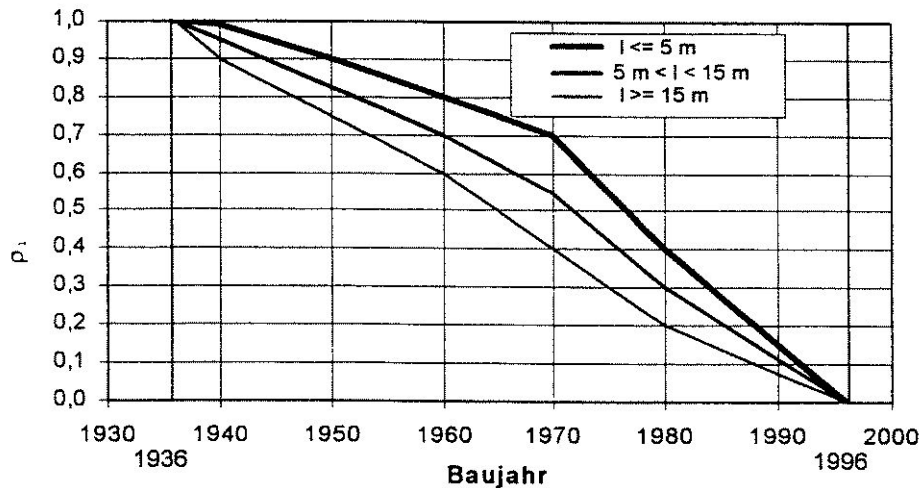


Abbildung 4.22

ρ_2 ... Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der jährlichen Bruttotonnage pro Gleis: $\rho_2 = \text{maximale Bruttotonnage pro Jahr in t} / 25 \cdot 10^6$

Wird bei den Berechnungen keine Unterscheidung nach charakteristischen Zeitabschnitten vorgenommen, ist der Größtwert der jährlichen Bruttotonnage in der Vergangenheit anzusetzen, der mindestens über eine Dauer von 10 Jahren auftrat.

ρ_3 ... Korrekturfaktor bei mehrgleisigen Überbauten in Abhängigkeit vom Beanspruchungsverhältnis a

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

$\max \Delta \sigma_1$... die größten Anteile der Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt infolge der Verkehrsbelastung mit Lastbild UIC 71 auf einem der vorhandenen Gleise

$\max \Delta \sigma_{UIC}$... die größte Spannungsdoppelamplitude im untersuchten Schnitt infolge der Verkehrsbelastung mit Lastbild UIC 71 auf nur zwei der vorhandenen Gleise

Ist die Begegnungshäufigkeit p_B für den untersuchten Überbau bekannt, so ermittelt sich der Korrekturfaktor ρ_3 zu:

$$\rho_3 = p_B + (1 - p_B) \left[a^{3,75} + (1 - a)^{3,75} \right].$$

Liegen keine genauen Werte zur Begegnungshäufigkeit vor, ist $p_B = 12,5 \%$ zu setzen.

Für eingleisige Überbauten ist $\rho_3 = 1$.

ρ_4 ... Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der zulässigen Streckengeschwindigkeit: $zulv > 70 \text{ km/h} \dots \rho_4 = 1$

$zulv \leq 70 \text{ km/h} \dots \rho_4 = 0,9 + 0,003l \leq 1$ (l ... maßgebende Länge)

$zulv \leq 50 \text{ km/h} \dots \rho_4 = 0,7 + 0,008l \leq 1$

Bei untergeordneten Strecken (Nebenstrecken), die in der Regel nur durch Regionalzüge und leichte Güterzüge befahren werden, wobei die jährliche Bruttotonnage höchstens $5 \cdot 10^6 \text{ t}$ betrug, bzw. beträgt, darf bei maßgebenden

Längen bis $l = 3 \text{ m}$ der Wert $D_{Verg,1936}$ auf 90 % abgemindert werden, bei größeren maßgebenden Längen auf 70 % .

Bei detaillierter Berücksichtigung von Verstärkungsmaßnahmen oder Querschnittsschwächungen ist die akkumulierte Schadenssumme für die Vergangenheit durch Summierung der Teilschäden $D_{Verg,i}$ aus den charakteristischen Zeitabschnitten i zu bestimmen:

$$D_{Verg,i} = \sum_{i=1}^n (\rho_{1,i-1} - \rho_{1,i}) \rho_{2,i} \rho_3 \rho_4 D_{Verg,1936,i}$$

$\rho_{1,i-1}$... Wert nach Abbildung 4.21 für das Anfangsjahr des Zeitabschnittes i

$\rho_{1,i}$... Wert nach Abbildung 4.22 für das Endjahr des Zeitabschnittes i

$D_{Verg,1936,i}$... Wert für den fiktiven Schaden der Vergangenheit unter der Berücksichtigung des jeweiligen $\beta_{D,UIC}$ -Wertes im Zeitabschnitt i

Ist $D_{Verg} \geq 1$ ist keine Restnutzungsdauer mehr nachweisbar.

- Ermittlung der Restnutzungsdauer

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

D_{Zuk} ... jährlicher akkumulierter Schaden

Im Regelfall (keine Verstärkungsmaßnahmen, keine Verkehrsveränderungen in der Zukunft): $D_{Zuk} = 0,025 D_{Verg}$

Sind in Zukunft Maßnahmen, wie z.B. Verstärkungen an Trägern ($\beta_{D,UIC,Zuk}$) oder Veränderungen der jährlichen Bruttotonnage ($\rho_{2,Zuk}$) oder Beschränkungen der zulässigen Streckengeschwindigkeit ($\rho_{4,Zuk}$) vorgesehen, bzw. soll deren

Einfluss untersucht werden, so ist: $D_{Zuk} = 0,025 \frac{\rho_{2,Zuk}}{\rho_{2,Verg}} \frac{\rho_{4,Zuk}}{\rho_{4,Verg}} \left(\frac{\beta_{D,UIC,Verg}}{\beta_{D,UIC,Zuk}} \right)^{3,75} D_{Verg}$

A ... Differenz aus dem konkreten Jahr der Berechnung und dem Jahr 1996

Richtlinie der Deutschen Bahn / 1997 [B 27]

Der in dieser Ausgabe enthaltene Ermüdungsnachweis in Form des Abschätzens der Sicherheit gegen Ermüdung (siehe auch UIC-Kodex), wurde in der neuen Ausgabe (siehe oben: Richtlinie der Deutschen Bahn / 1999) durch den Restnutzungsdauernachweis und den Betriebszeitintervallnachweis ersetzt.

ONR 24008/2006 [B 28]Bemessungslinien der Ermüdungsfestigkeit:

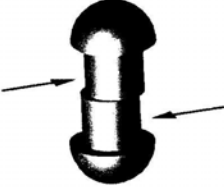
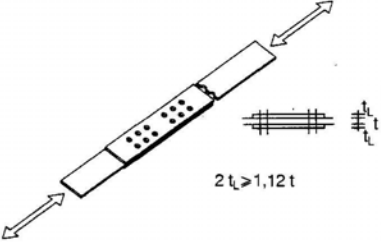
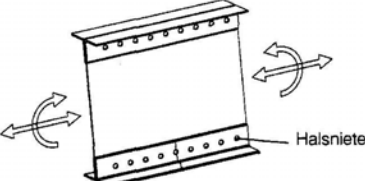
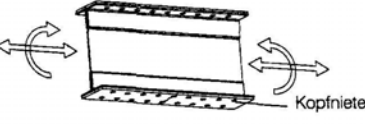
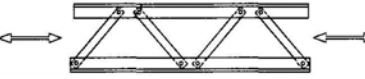
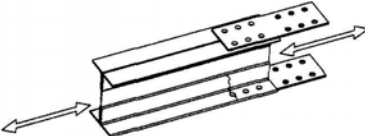
Die Ermüdungsfestigkeiten genieteter Bauteile werden durch eine Reihe von $(\log \Delta \sigma_R) - (\log N)$ -Kurven sowie $(\log \Delta \tau_R) - (\log N)$ -Kurven bestimmt, wobei jede Kurve einer bestimmten Kerbfallkategorie zugeordnet ist. Jeder Kerbfall ist durch die Kerbfallkategorie gekennzeichnet, welche den Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta \sigma_C$ bzw. $\Delta \tau_C$ in N/mm^2 bei 2 Millionen Spannungsspielen darstellt.

Die Ermüdungsfestigkeit genieteter Konstruktionen wird durch insgesamt fünf Wöhlerlinien beschrieben. Sämtliche Spannungsamplituden sind am Nettoquerschnitt zu ermitteln.

Als Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungsfestigkeit wird ein Wert von $\gamma_{Mf} = 1,10$ vorgeschlagen.

Zuweisung verschiedener Konstruktionsdetails zu Kerbfallkategorien:

Die nachfolgende Tabelle beinhaltet die Zuordnung verschiedener Typologien von Konstruktionsdetails in genieteten Bauteilen zu den fünf Kerbfallkategorien.

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
$\Delta\sigma_c = 140$		Nieten in ein- oder zweiseitigen Verbindungen, auf Abscheren beansprucht	Die in der Verbindung zu übertragende Kraft kann zur Ermittlung von $\Delta\tau$ über die Anzahl der Nieten gemittelt werden.
$\Delta\sigma_c = 90$		Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen – Mittelbleche in 2-schnittigen Stößen sind mit $\Delta\sigma_c = 90$ nachzuweisen. – Laschenbleche mit $2t_L \leq 1,12 t$ sind mit $\Delta\sigma_c = 80$ nachzuweisen, bei $2t_L > 1,12 t$ entfällt der Nachweis der Laschen.	Das Verhältnis $\sigma_{Lochleibung} \text{ ZU } \sigma_{NettoQS}$ muss kleiner als 2 sein. Bei Nieten aus St44 und höherer Festigkeit dürfen die Kontaktflächen der Bleche nicht mit einem Korrosionsschutzanstrich versehen worden sein. Wird eine dieser Anforderungen nicht erfüllt, ist mit $\Delta\sigma_c = 80$ zu rechnen.
$\Delta\sigma_c = 85$		Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech in zusammengesetzten Biegeträgern Bestimmung von $\Delta\sigma_c$ an den Halsnieten	Die pro Scherfuge der Nieten wirksame Kraft muss an der Bemessungsstelle geringer als der untere Grenzwert der Gleitkraft sein.
		Kontinuierliche Verbindung zwischen Verstärkungsplatte und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern Bestimmung von $\Delta\sigma_c$ an den Kopfnieten	Die pro Scherfuge der Nieten wirksame Kraft muss an der Bemessungsstelle geringer als der untere Grenzwert der Gleitkraft sein.
$\Delta\sigma_c = 85$		Zusammengesetzte Gitterstäbe unter Zug- bzw. Druckbeanspruchung	In den Scherfugen der Nieten dürfen planmäßig keine Schubkräfte übertragen werden.
$\Delta\sigma_c = 71$		Einseitig überlaschter Stoß von Blechen	Ist die pro Scherfuge der Nieten wirksame Kraft an der Bemessungsstelle kleiner als der untere Grenzwert der Gleitkraft, kann mit $\Delta\sigma_c = 85$ gerechnet werden.

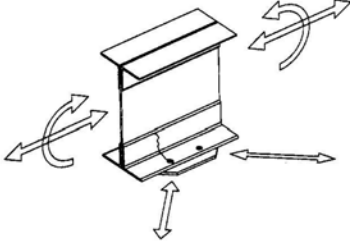

Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
$\Delta\sigma_c = 71$	-	Alle Kerbfälle mit $\Delta\sigma_c = 85$, falls die pro Scherfuge der Nieten wirksame Kraft an der Bemessungsstelle höher als der Grenzwert der Gleitkraft ist.	Die pro Scherfuge der Nieten wirksame Kraft ist an der Bemessungsstelle höher als der untere Grenzwert der Gleitkraft sein.
$\Delta\sigma_c = 71$		Bereich des Anschlusses eines Verbandes an den Zuggurt eines Biegeträgers.	Falls die ungewollte Beanspruchung quer zur Trägerachse rechnerisch berücksichtigt wird, darf mit $\Delta\sigma_c = 85$ gerechnet werden.
$\Delta\sigma_c = 71$		Bereich der Endverankerung einer Verstärkungslamelle.	Falls die pro Scherfuge der Nieten wirksame Kraft kleiner als der untere Grenzwert der Gleitkraft ist, darf mit $\Delta\sigma_c = 85$ gerechnet werden.

Abbildung 4.23

Untere Grenzwerte der Gleitkräfte pro Scherfuge der Nieten siehe Norm

Mittelspannungsabhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit:

Die Wöhlerlinien gelten für ein Spannungsverhältnis $\kappa = \sigma_{\min} : \sigma_{\max}$ von $\kappa = 0$; bei von diesem Wert abweichendem Spannungsverhältnis muss die Ermüdungsfestigkeit mit dem Faktor $f(\kappa)$ multipliziert werden.

Der Wert der Ermüdungsfestigkeit für 2 Millionen Spannungsspiele ergibt sich somit für einen bestimmten Kerbfall zu $\Delta\sigma_{2MioLW} = \Delta\sigma_{C, Kerbfall} \cdot f(\kappa)$.

Der Faktor $f(\kappa)$ ist wie folgt definiert²:

² Definition von κ laut F. Aigner: "Bei der Berechnung des Spannungsverhältnisses κ bezeichnen σ_{\min} bzw. σ_{\max} die betragsmäßig kleinere bzw. größere Spannung.

Das Diagramm selbst gilt für positive Mittelspannung (Zug). Für negative Mittelspannungen (Druck) gilt einheitlich der Maximalwert (1,18 für Schweißbeisen und Flusseisen vor 1900 bzw. 1,43 für Flusstahl, St 37, St 48, St 52 usw.)."

Schweißeisen und Flusseisen vor 1900		Flussstahl, St37, St48, St52 u. dgl.	
$\kappa < 0,0$	$\kappa \geq 0,0$	$\kappa < 0,0$	$\kappa \geq 0,0$
$f(\kappa) = \frac{1-\kappa}{1-0,70 \cdot \kappa}$	$f(\kappa) = \frac{1-\kappa}{1-0,75 \cdot \kappa}$	$f(\kappa) = \frac{1-\kappa}{1-0,40 \cdot \kappa}$	$f(\kappa) = \frac{1-\kappa}{1-0,60 \cdot \kappa}$

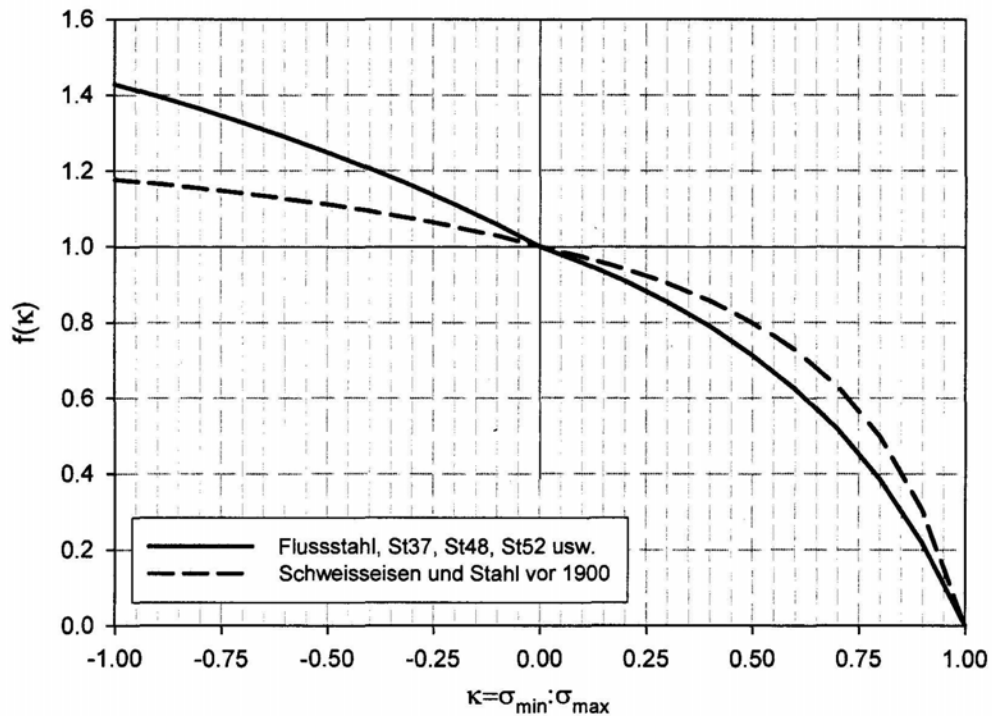


Abbildung 4.24

Für den Nachweis von Nieten unter Abscherbelastung ist keine Mittelspannungsabhängigkeit zu berücksichtigen.

Vergleich der Normen:

- Berechnungsmodelle:

Normen	Berechnungsmodelle
UIC Kodex 778-2 [B 12]	Abschätzen der Sicherheit gegen Ermüdung
Ril 805/1997 [B 27]	Abschätzen der Sicherheit gegen Ermüdung
Ril 805/1999 [B 13]	Restnutzungsdauernachweis Betriebszeitintervallnachweis

Tabelle 4.12

Der Restnutzungsdauernachweis der Ril 805/1999 [B 13], zeichnet sich durch seine Einfachheit aus, da aufwendige Ermittlungen zum genauen Verkehrsaufkommen in Vergangenheit, Gegenwart und Zukunft entfallen, enthält aber somit auch große Ungenauigkeiten. Ähnliches gilt auch für die Ermittlung des Betriebszeitintervalls zwischen den Hauptprüfungen nach Ril 805/1999, auch dieses ist sehr einfach hand zu haben, es verzichtet sogar auf die Ermittlung von bruchmechanischen Größen, kann aber nur als Bestimmung eines sicheren Betriebszeitintervalles für genietete Bauteile dienen, unter der Voraussetzung, dass das Bauwerk keine Risse aufweist (weitere Erläuterungen und Kritikpunkte hierzu sind in Kapitel 6 *Bruchmechanik* zu finden).

- Zulässige Oberspannung, Spannungsschwingbreite und Mittelspannungsabhängigkeit:

Im UIC-Kodex sind keine Wöhlerlinien und daher auch keine zulässigen Spannungen oder ertragbaren Spannungsschwingbreiten enthalten (außer für Schweißseisen und alte Baustähle), sondern es wird auf die Wöhlerkurven des Eurocode verwiesen (ertragbare Spannungsschwingbreiten).

In der Ril 805/1999 [B 13] wird mit Rücksicht auf die erforderliche Kompatibilität mit DS 804 [B 19] eine zulässige Spannungsdoppelamplitude angegeben, die vom Spannungsverhältnis κ abhängig ist (die zulässige Spannungsdoppelamplitude entspricht in diesem Fall dem Grenzwert der Spannungsdoppelamplitude bzw. Spannungsschwingbreite).

Für die in der ONR 24008/2006 [B 28] angeführten genieteten Konstruktionen ist ebenfalls eine Abhängigkeit von der Mittelspannung anzusetzen. Die ONR gibt Wöhlerlinien an, aber keine Angaben über den Restnutzungsdauernachweis und die Berechnung des Schadens aus der Vergangenheit.

- Stahlsorte:

In der Richtlinie der Deutschen Bahn/1999 [B 13] wird die zulässige Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit der Stahlsorte angegeben.

4.3.1.1. Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen mit Hilfe der Ril 805/1999

Ziel dieser Rechnung ist es eine Einschätzung zu liefern, ob die nach alten Normen berechneten Brücken einer zukünftigen Belastung mit modernen Lastenzügen standhalten können. Wichtig ist hierbei vor allem der Vergleich der Ergebnisse untereinander, um feststellen zu können welche Entstehungszeit, welche Stützweite und welcher Kerbfall sich als besonders kritisch erweisen.

Es wird davon ausgegangen, dass die bestehenden Brücken nach den jeweils zur Zeit der Entstehung gültigen Normen berechnet wurden. Der Nachweis nach den Normen die auf einem deterministischen Sicherheitskonzept aufgebaut sind, erfolgt in der Form $\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \cdot \sigma_{vorh}$ ergibt sich aus der nach der „alten“ Norm für den Ermüdungsnachweis anzusetzenden äußeren Belastung (siehe Tabelle 4.6). σ_{zul} kann in Abhängigkeit von κ den Normen entnommen werden. Um den Ermüdungsnachweis bestehender Brücken nach Ril 805/1999 [B 13] zu führen, wird $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ benötigt. Wie bereits erwähnt, ist dies die maximale Spannungsspanne unter dem Lastbild UIC 71 bei Einbeziehung des dynamischen Beiwertes mit dem Sicherheitsbeiwert 1. Die Momente $\phi M_{\max p, UIC}$ können als bekannt angenommen werden, zur Berechnung der Spannungen sind allerdings Querschnittskenngößen notwendig, die bei dieser Vergleichsrechnung nicht bekannt sind, da ja die Rechnungen nicht für eine bestimmte Brücke sondern allgemein geführt werden. Zur Berechnung der Spannungen $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ wird wie folgt vorgegangen.

$$\sigma_{vorh,alt} = \sigma_{g,alt} + \varphi_{alt} \sigma_{p,alt}$$

Dies gilt für BE 1934 nur für den Nachweis der Hauptlasten und nur unter der Voraussetzung, dass die Spannungen aus dem Trogbrückennachweis, zufolge Wärmeeinwirkung und zufolge Nebenspannungen Null gesetzt werden können.

$$\Delta \sigma_{vorh,alt} = (\sigma_{\max g,alt} + \varphi_{alt} \sigma_{\max p,alt}) - (\sigma_{\min g,alt} + \varphi_{alt} \sigma_{\min p,alt})$$

$$\sigma_{\max g,alt} = \sigma_{\min g,alt} \Rightarrow \Delta \sigma_{vorh,alt} = \varphi_{alt} \sigma_{\max p,alt} - \varphi_{alt} \sigma_{\min p,alt}$$

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \phi \sigma_{\max p, UIC} - \phi \sigma_{\min p, UIC}$$

Für eine Einfeldträgerbrücke können für die Hauptträger die maximalen Momente zufolge der Lastenzüge und des dynamischen Beiwertes als bekannt angenommen werden (siehe Kapitel 2.1.1.3 *Dynamischer Beiwert*), die minimalen Momente sind in diesem Fall gleich Null. Daraus folgt, dass auch die minimalen Spannungen gleich Null sind. Wird nun für $\Delta \sigma_{vorh,alt} \Rightarrow \Delta \sigma_{zul,alt}$ eingesetzt, kann $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ ausgerechnet werden.

$$\frac{\Delta \sigma_{zul,alt}}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}} = \frac{\Delta \sigma_{vorh,alt}}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}} = \frac{\varphi_{alt} \sigma_{\max p,alt}}{\phi \sigma_{\max p, UIC}} = \frac{\varphi_{alt} M_{\max p,alt}}{\phi M_{\max p, UIC}}$$

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \Delta \sigma_{zul,alt} \frac{\phi M_{\max p, UIC}}{\varphi_{alt} M_{\max p,alt}}$$

Diese Formel sagt aus, dass die Spannungsspanne zufolge Belastung mit LM 71 und dynamischem Beiwert (wird in Ril 805/1999 [B 13] mit $\phi_{\max} \Delta \sigma_{UIC}$ bezeichnet) an einem bestehenden Tragwerk ohne Kenntnis der Querschnittsparameter, über die zulässige Spannung der „alten“ (zur Zeit der Errichtung gültigen) Norm und das Verhältnis der Momente zufolge der Lastenzüge und dynamischen Beiwerte der „alten“ Norm zur „neuen“ Norm (LM 71 nach EN 1991-2/2004 [B 4], $\alpha = 1,0$, ϕ_2) berechnet werden kann. Es wird also davon ausgegangen, dass das bestehende Tragwerk nach der zur Zeit der Errichtung gültigen Norm berechnet wurde, und dass im Querschnitt, bei welchem das maximale Moment wirkt, die zulässige Spannung gerade erreicht wurde.

Die Übereinstimmung der nach dieser Methode ermittelten Spannungen, mit an vorhandenen Tragwerken berechneten Spannungen, wird im Kapitel 6 *Bruchmechanik* an Hand dreier Beispiele gezeigt.

Es kann nun ein Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805/1999 [B 13] für bestehende Brücken geführt werden:

Zusätzliche Voraussetzungen bei dieser Berechnung sind:

- Stetig gerade verlaufende Wöhlerlinie; Neigung der Wöhlerlinie:
 $m = 5$ bei Werkstoff, Schraub- und Nietverbindungen
 $m = 3,75$ bei Schweißverbindungen
- Berechnungsjahr 2004
- keine Verstärkungsmaßnahmen, keine Verkehrsveränderung: $D_{Zuk} = 0,025 D_{Verg}$
- $\rho_2 = 1$: jährliche Bruttotonnage $25 \cdot 10^6 \text{ t}$
- $\rho_3 = 1$: eingleisige Überbauten
- $\rho_4 = 1$: $v_{zul} > 70 \text{ km/h}$.
- Zur Vereinfachung der Rechnung wurde $\kappa = 0$ gewählt, obwohl bei der Berechnung nach den alten Normen, bei Berücksichtigung der Spannungen aus dem Eigengewicht, $\kappa \neq 0$ ist.
(Da für Einfeldträger $\kappa > 0$ ist, liegt diese Annahme auf der sicheren Seite. Für kleine Stützweiten ist der Fehler durch diese Voraussetzung gering, aber je größer die Stützweite ist, umso größer ist auch κ und umso größer ist der Fehler der durch diese Annahme entsteht, d.h., dass bei jenen Kerbfällen bei denen auch bei größeren Stützweiten schlechte Ergebnisse erhalten werden, durch das Berücksichtigen des richtigen Wertes für κ bessere Ergebnisse erzielt werden könnten.)

Tabellen: Restnutzungsdauernachweis eines Hauptträgers nach Ril 1-278

CD: Restnutzungsdauer.pdf

Die Ergebnisse dieser Vergleichsrechnung sind Tabellen in denen die Restnutzungsdauer [Jahre] der Hauptträger der Brücken in Abhängigkeit von der Stützweite, der zur Zeit der Erbauung gültigen Norm, der verwendeten Stahlsorte und dem Kerbfall abgelesen werden können. Diese Tabellen werden der Dissertation in digitaler Form beigelegt, die Ergebnisse werden im Folgenden zusammengefasst.

Ergebnisse der Vergleichsrechnung:

Wie bereits im Kapitel 4.2 *Ermüdungsnachweis* erwähnt, kann man auch bei diesem Vergleich erkennen, dass bei niedrigen Stahlsorten die Restnutzungsdauer länger ist als bei höheren Stahlsorten. Dies liegt aus heutiger Sicht an der Überschätzung der Ermüdungsfestigkeit höherer Stahlsorten im Vergleich zu niedrigeren Stahlsorten in den alten Normen.

Weiters kann man erkennen, dass Brücken mit großen Stützweiten eine längere Restnutzungsdauer haben als Brücken mit geringen Stützweiten, das lässt sich einerseits mit dem Übergang der Ermüdungsberechnung vom Dauerfestigkeits- zum Betriebsfestigkeitsnachweis und der damit verbundenen Einführung der Betriebsfaktoren (siehe Abbildung 4.4) erklären, und andererseits mit der Entwicklung der Lastenzüge, da ja schon bei der Tragfähigkeit im Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile* festgestellt werden konnte, dass bei Brücken mit kleinen Stützweiten im Vergleich zu großen Stützweiten, die vorhandenen Querschnittswerte im Verhältnis zu den erforderlichen Querschnittswerten kleiner sind.

Außerdem kann festgestellt werden, dass schwerere Lastenzüge im Vergleich zu leichteren Lastenzügen derselben Norm eine höhere Restnutzungsdauer haben, da bei der Annahme derselben Bruttotonnage (siehe Voraussetzungen) weniger Beanspruchungsspiele auftreten.

Bei der Nachrechnung einer bestehenden Brücke nach Ril 805/1999 [B 13] kann bei einer Nutzungsdauer von unter 60 Jahren auf den Ermüdungsnachweis verzichtet werden, in diesem Vergleich werden aber auch jüngere Normen untersucht, um die Unterschiede der Berechnungsergebnisse des Ermüdungsnachweises festzustellen.

a) Nicht geschweißte Konstruktionsdetails

- Vollstab (CD Restnutzungsdauer Seite 1-17):

Den Erwartungen entsprechend liefert die Berechnung der Restnutzungsdauer einer nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] berechneten Brücke für den vollen Stab sowohl für die Lastenzüge (0) und (2) nach ÖNORM B 4003/1984 [B 2] als auch für den Lastenzug S nach ÖNORM B 4003/1956 [B 1] fast immer den Wert 50 (Restnutzungsdauer $R = 50$ Jahre). Der leichte Lastenzug L ergibt schlechtere Resultate (ein Wert negativ).

Bei der Berechnung nach ÖNORM B 4300/1954 [B 5] liefert Teil 2 bessere Ergebnisse als Teil 3, bei beiden ist bei Lastenzug L und Stützweiten unter 10 m R negativ, bei Teil 3 auch bei Lastenzug S, allerdings nur bei sehr geringen Stützweiten (< 4 m).

Für Brücken die nach BE 1934 [B 20] und DR 1935 [B 23] berechnet wurden ergeben sich für die Lastenzüge N und E noch lange Restnutzungsdauern (meist 50 Jahre), nur für den Lastenzug G, phi 0 und Stützweiten unter 4 m ergeben sich negative Werte für die Restnutzungsdauer R.

Für Lastenzug I aus der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] liefert die Nachrechnung nach Ril fast immer eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren, für den österreichischen N-Zug immer. Die Ergebnisse für Lastenzug II sind

erwartungsgemäß etwas schlechter, interessanterweise ergeben sich hier die niedrigsten Resultate für hohe Stützweiten. Die Ergebnisse für Flusseisen sind deutlich besser als für Schweißbeisen, das liegt daran dass für Flusseisen dieselben zulässigen Spannungsdoppelamplituden verwendet werden dürfen wie für St 37 (Bei der Streckgrenze und der Zugfestigkeit entsprechen die Ergebnisse für Flusseisen nicht jenen für St 37). D.h., dass für die Verordnung aus dem Jahr 1904 die höhere Stahlsorte auch eine höhere Restlebensdauer ergibt, während das bei den anderen Normen nicht zutrifft.

- Lochstab (CD Restnutzungsdauer Seite 18-34):

Für alle untersuchten Normen ist die Restnutzungsdauer eines Lochstabes selbstverständlich geringer als die eines Vollstabes.

Bei der Berechnung nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] ergeben sich für Lastenzug (0) nach ÖNORM B 4003/1984 [B 2] bei 1 m Stützweite negative Werte für die Restnutzungsdauer, für St 37 wird ab einer Stützweite von 5 m wieder der Wert 50 erreicht. Lastenzug S nach ÖNORM B 4003/1956 [B 1] liefert ab 15 m Stützweite für alle Stahlsorten 50 Jahre Restnutzungsdauer, bei L wird bei Druckbeanspruchung und höheren Stahlsorten auch für große Stützweiten nicht der Wert 50 erreicht.

Bei der Nachrechnung von Brücken die nach ÖNORM B 4300/1954, Teil 3 [B 5] berechnet wurden, ergibt sich für Lastenzug L und St 52/55 immer ein negativer Wert, während Lastenzug S bei der Berechnung nach Teil 2 ab 6 m Stützweite 50 Jahre Restnutzungsdauer liefert.

Bei BE 1934 [B 20] ist für N, phi 3 ab 14 m Stützweite $R = 50$ Jahre, bei G, phi 0 und Druckbeanspruchung, ist für St 52 die berechnete Restnutzungsdauer bei allen Stützweiten negativ.

Die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] liefert bei Lastenzug I für Schweißbeisen bei keiner Stützweite den erwünschten Wert von 15 Jahren, meist sind die Werte für R negativ, während für Flusseisen meistens der Wert 50 errechnet wird. Auch hier liefert der österreichische N-Zug etwas bessere Ergebnisse, ab einer Stützweite von 10 m, werden hier auch für Schweißbeisen positive Werte erhalten.

- Geschraubte oder genietetete Verbindung (CD Restnutzungsdauer Seite 35-51):

Die Restnutzungsdauer geschraubter oder genieteteter Verbindungen ist etwas geringer als die von Lochstäben.

Die Nachrechnung der nach der ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] entstandener Brücken ergibt in diesem Fall auch für Lastenzug (2) bei kleinen Stützweiten und hoher Stahlsorte negative Werte. D.h., dass obwohl eine Nachrechnung aufgrund der relativ kurzen Lebensdauer nicht erforderlich gewesen wäre (laut Ril 805/1999 ist ein Restnutzungsdauernachweis nur für Brücken die länger als 60 Jahre in Betrieb sind zu führen), bei einer Ermüdungsberechnung nach Ril 805/1999 [B 13] für diesen Kerbfall der Nachweis nicht erbracht werden könnte. Dies liegt an den bei diesem Lastfall anzusetzenden zulässigen Spannungsschwingbreiten nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11], die stark von jenen nach Ril 805/1999 [B 13] abweichen.

ÖNORM B 4300/ 1954, Teil 3 [B 5] ergibt bei Lastenzug L fast immer negative R, Teil 2 für Lastenzug S liefert bei St 37 ab 14 m Stützweite 50 Jahre Restnutzungsdauer.

Nach BE 1934 [B 20] und DR 1935 [B 23] kann für den Lastenzug G, phi 0 keine (positive) Restnutzungsdauer ermittelt werden, bei N, phi 3 und St 37 wird ab 10 m Stützweite eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren errechnet.

Bei der Nachrechnung einer Brücke die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] berechnet wurde, können für Schweißbeisen keine positiven Werte für die Restnutzungsdauer erhalten werden, bei Lastenzug I ergeben sich für Flusseisen teilweise positive Werte aber nicht größer als 15.

b) Geschweißte zusammengesetzte Querschnitte

Für den Vergleich geschweißter Bauteile wird die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] ausgenommen, da zu dieser Zeit noch keine geschweißten Brücken gebaut wurden.

- Durchgehende Längsnaht, Tragende Schweißnaht (CD Restnutzungsdauer Seite 52-65):

Die Untersuchung von nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] berechneten Brücken ergibt für diesen Kerbfall ähnliche Ergebnisse wie für geschraubte oder genietete Verbindungen, bei Lastenzug S (ÖNORM B 4003/1956 [B 1]) und Lastenzug (2) (ÖNORM B 4003/1984 [B 2]) wird für St 37 ab einer Stützweite von ungefähr 15 m eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren erreicht. Für kleine Stützweiten ergeben sich für alle Lastenzüge (S, L, (0), (2)) negative Werte für R.

Nach ÖNORM B 4300/1954 [B 5] wird zwischen Halskehlnaht oder durchlaufender Laschenkehlnaht und zusätzlich noch zwischen Normal- und Parallelspannungen, Grundmaterial oder Schweißnaht unterschieden, für die verschiedenen Fälle errechnen sich stark unterschiedliche Restnutzungsdauern. Zur Untersuchung werden der Minimal- und der Maximalwert herangezogen, die Restnutzungsdauer kann in Bereichen geringer Stützweiten zwischen 50 Jahre (für den Minimalwert) und – 40 Jahre (für den Maximalwert) liegen. Für Lastenzug S und St 37 erreicht R ab einer Stützweite von 30 m sowohl für das Minimum als auch für das Maximum der Spannungsschwingbreite den Wert 50.

Auch Lastenzug N nach BE 1934 [B 20] ergibt ab 30 m für St 37 eine Restnutzungsdauer von ungefähr 50 Jahren.

c) Quernähte

- Quernaht ohne Wurzelunterlage, Naht geschliffen (CD Restnutzungsdauer Seite 66-87):

Dieser Kerbfall liefert für ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] höhere Werte für die Restnutzungsdauer als für eine Längsnaht, die Ergebnisse entsprechen ungefähr jenen für einen Lochstab.

Nach ÖNORM B 4300/1954 [B 5] ergibt sich kein so großer Unterschied mehr zwischen Min und Max wie bei der Längsnaht, für das Minimum der

Spannungsschwingbreite ergibt sich aber ein weit schlechterer Wert als bei der Berechnung für Längsnahte. Für kleine Stützweiten ist R negativ.

Auch bei BE 1934 [B 20] wird zwischen Grundwerkstoff und Schweißnaht unterschieden, daraus ergeben sich auch hier Min- und Max- Werte, aber selbst die niedrigeren Ergebnisse für die Restnutzungsdauer sind besser als jene für den Kerbfall Längsnaht.

- Quernaht ohne Wurzelunterlage, Naht nicht geschliffen (CD Restnutzungsdauer Seite 88-109):

Die Restnutzungsdauer einer nicht geschliffenen Naht ist bei allen Normen geringer als jene einer geschliffenen Naht.

Für eine Berechnung nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] und Lastenzug S nach ÖNORM B 4003/1956 [B 1] ist ab einer Stützweite von 35 m für alle Stahlsorten die Restnutzungsdauer 50 Jahre. Für Lastenzug (0) nach ÖNORM B 4003/1984 [B 2] wird für den Fall, dass die Maximalspannung eine Druckspannung ist, für keine Stützweite bei keiner Stahlsorte für R der Wert 50 erreicht.

Bei ÖNORM B 4300/1954 [B 5] ist auch hier wie bei der Quernaht mit geschliffener Naht, der Unterschied zwischen den Min- und Max-Werten nicht so groß wie beim Kerbfall Längsnaht. Bis zur Stützweite von 8 m ergibt sich für Lastenzug S und St 37 ein negativer Wert für R, ab 50 m wird wieder eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren errechnet.

Nach BE 1934 [B 20] und Lastenzug N, phi 3 ist die Restnutzungsdauer für St 37 schon für eine geringere Stützweite (25 m) 50 Jahre.

d) Nichttragende Schweißnähte

Die Berechnung nichttragender Schweißnähte ist in BE 1934 [B 20] nicht vorhanden.

- Nichttragende Längsnaht, An den Rand eines Bleches oder Trägerflansches angeschweißtes Knotenblech (CD Restnutzungsdauer Seite 110-139):

Ril 805/1999 [B 13] unterscheidet hier drei verschiedene Kerbgruppen je nach Ausrundungsradius, während ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] je nach Nahtbearbeitung in zwei Fälle unterteilt. Die schlechtesten Ergebnisse werden für Kerbgruppe K X der Ril 805/1999 [B 13] (rechtwinkelig endende Teile) und Linie E der ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] (wenn die Nahtenden unter Ausrundung der Querschnittsübergänge abgearbeitet sind) erzielt. Die Ergebnisse für die Restnutzungsdauer sind in diesem Fall weit niedriger als jene für tragende Längsnähte, für Lastenzug S und St 37 ergeben sich bis zu einer Stützweite von 40 m negative Werte für R. Die besten Ergebnisse werden für Kerbgruppe K VIII (Ausrundungsradius > 150 mm) und Linie F (wenn die endenden Stumpf oder Kehlnähte ohne Bearbeitung sind) erreicht, hierfür ergibt sich eine höhere Restnutzungsdauer als für tragende Längsnähte. Für Lastenzug S ist ab einer Stützweite von 15 m für alle Stahlsorten die Restnutzungsdauer 50 Jahre.

Für ÖNORM B 4300/1954 [B 5] werden für alle drei nach Ril 805/1999 [B 13] unterschiedenen Kerbgruppen niedrigere Resultate für die Restnutzungsdauer erreicht als für den Kerbfall tragende Schweißnaht. Für Kerbgruppe IX und X werden nur negative Werte errechnet.

- Nichttragende Längsnaht, Durchlaufende Bauteile auf die längs zur Krafrichtung Teile aufgeschweißt sind (CD Restnutzungsdauer Seite 140-147):

Nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] ergeben sich für Lastenzug S und St 37 bis zu einer Stützweite von 20 m negative Werte für R, für Lastenzug (2) bis 15 m.

ÖNORM B 4300/1954 [B 5] unterscheidet zwischen Halskehlnaht und endkraterfreiem Steifenende. Für beide Fälle werden nur für Lastenzug S und St 37 für größere Stützweiten (ab ca. 40 m) positive R erzielt.

- Nichttragende Quernaht (CD Restnutzungsdauer Seite 148-159):

Nach Ril 805/1999 [B 13] wird je nach Blechdicke des angeschweißten Teiles zwischen zwei Kerbgruppen unterschieden, die sich in den Ergebnissen aber kaum unterscheiden. Der Kerbfall nichttragende Quernaht ergibt nahezu die gleichen Ergebnisse wie der Fall nichttragende Längsnaht, Durchlaufende Bauteile auf die längs zur Krafrichtung Teile aufgeschweißt sind.

e) Tragende Schweißnähte

- Verbindung von sich kreuzenden Tragelementen (CD Restnutzungsdauer Seite 160-195):

Ril 805/1999 [B 13] und ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] unterscheiden je nach Art der Schweißnaht in zwei Kerbgruppen. Es ergeben sich allerdings sehr ähnliche Resultate. Für Lastenzug S (ÖNORM B 4003/1956 [B 1]) und St 37 wird ab einer Stützweite von 25 m eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren errechnet. Für Lastenzug (0) (ÖNORM B 4003/1984 [B 2]) gilt dies nur bei positiven Maximalspannungen.

In ÖNORM B 4300/1954 [B 5] wird nicht die Ausführung der Schweißnähte unterschieden, sondern es wird zwischen laufendem Kreuzstoß und endkraterfreiem Kreuzstoß unterschieden. Es ergeben sich auch hier wie z.B. beim Kerbfall Längsnaht Minimal- und Maximalwerte, und auch hier kann die Restnutzungsdauer in Bereichen geringer Stützweiten zwischen 50 Jahre (für den Minimalwert) und – 40 Jahre liegen. Für Lastenzug S und St 37 ergibt sich beim Minimum der zulässigen Spannungsschwingbreite ab einer Stützweite von 25 m für alle Kerbfälle der Wert 50 für R.

Bei BE 1934 [B 20] liefert N, phi 3 ab 5 m Stützweite positive Werte für die Restnutzungsdauer, ab 18 m beträgt die Restnutzungsdauer 50 Jahre.

- Verbindung von sich überlappenden Tragelementen (CD Restnutzungsdauer Seite 196-235):

ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] unterscheidet zwischen Flanken- und Stirnkehlnaht, für Flankenkehlnaht ergeben sich die besseren Resultate, für Lastenzug S wurde ab einer Stützweite von 14 m für alle Stahlsorten eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren berechnet, bei Stirnkehlnaht erst ab 35 m. Beide Fälle liefern höhere Ergebnisse als beim Kerbfall von sich kreuzenden Tragelementen.

In ÖNORM B 4300/1954 [B 5] sind die Varianten Stirn- und Flankenkehlnaht oder schräges Flankenkehlnahtende enthalten. Bei beiden ergeben sich sehr große Unterschiede zwischen den Min- und Max- Werten der zulässigen Spannungsschwingbreite. Für die Minimalwerte liefert die Berechnung für St 37 ab 18 m Stützweite den Wert 50 für R.

BE 1934 [B 20] unterscheidet zwischen bearbeiteten und unbearbeiteten Nähten, für den hier verwendeten Fall von $\kappa = 0$ ergeben sich allerdings keine Unterschiede. Für das Minimum der zulässigen Spannungsschwingbreiten, N phi 3 und St 37 erreicht die Restnutzungsdauer bei 15 m Stützweite den Wert 50, für das Maximum wird der Wert auch bei größeren Stützweiten nicht erreicht.

f) Schubbeanspruchung (CD Restnutzungsdauer Seite 236-278):

- Grundmaterial unter Schubbeanspruchung

ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] unterscheidet zwischen Beanspruchungen im unbeeinflussten und gelochten Werkstoff und von den Schweißnähten beeinflussten Werkstoff. Für unbeeinflussten Werkstoff liefert die Berechnung nur für Lastenzug L im Bereich sehr niedriger Stützweiten (unter 5 m) negative Ergebnisse für die Restnutzungsdauer, für von Schweißnähten beeinflussten Werkstoff ergeben sich für Lastenzug S, L und (0) im selben Stützweitenbereich negative Werte für R. Spätestens ab 25 m wird für alle Lastenzüge eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren errechnet. Die Resultate sind somit etwas schlechter als für einen Vollstab unter Normalspannungsbeanspruchung.

ÖNORM B 4300/1954 [B 5] liefert für Schubbeanspruchung bessere Ergebnisse als für Normalspannungsbeanspruchung, für alle Stützweitenbereiche und alle Stahlsorten liefert die Berechnung eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren.

BE 1934 [B 20] ergibt für Schubbeanspruchung sehr ähnliche Resultate (etwas niedriger) als für Normalspannungsbeanspruchung, für Lastenzug N, phi 3 wird fast durchwegs eine Restnutzungsdauer von 50 Jahren errechnet, bei Lastenzug G, phi 0 ist im Stützweitenbereich unter 5 m R negativ.

Bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] ergeben sich für Lastenzug I und den österreichischen N-Zug sehr hohe Werte für die Restnutzungsdauer.

- Schweißnaht unter Schubbeanspruchung

ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] liefert bei St 37 höhere Werte für R als für Grundmaterial unter Schubbeanspruchung, bei St 52 allerdings schlechtere. Aber auch hier ist die Restnutzungsdauer ab einer Stützweite von 25 m wieder 50 Jahre.

Die Berechnungsergebnisse für ÖNORM B 4300/1954 [B 5] sind sehr ähnlich jenen für Grundmaterial unter Schubbeanspruchung, bis auf einzelne Ausnahmen ergibt sich auch hier ein R von 50 Jahren.

Bei BE 1934 [B 20] ist die Restnutzungsdauer in diesem Fall höher als für Grundmaterial unter Schubbeanspruchung und unter Normalspannungsbeanspruchung. Für Lastenzug N, phi 3 ist R 50, und auch für G, phi 0 ergeben sich nur positive Werte.

Insgesamt kann man erkennen, dass für BE 1934 [B 20] und DR 1935 [B 23] großteils noch eine sehr lange Restnutzungsdauer errechnet werden kann, obwohl die Lebensdauer der nach dieser Norm berechneten Brücken schon weit höher ist als jene von Brücken die nach ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] berechnet wurden, für welche sich oftmals bei dieser Berechnung keine Restnutzungsdauer mehr ergibt. Diese Aussage beantwortet die in Kapitel 3 *Aufgabenstellung* enthaltene Frage, ob sich bei der Berechnung der Restlebensdauer für Brücken neueren Entstehungsdatums eine entsprechend der kürzeren Nutzung höhere Restnutzungsdauer ergibt, oder ob der Einfluss der Lastenzüge stärker ist.

Der Einfluss der Lastenzüge ist offensichtlich meistens stärker, da sich, außer für Schweißbeisen aus der Verordnung 1904 [B 15], für jene Normen höhere Restnutzungsdauern ergeben, für welche schon im Kapitel 2.1.1.2 *Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr* festgestellt werden konnte, dass die anzusetzenden Verkehrslasten vergleichsweise hoch sind (Aus Kapitel 3 *Aufgabenstellung*: Es werden beim österreichischen N-Zug aus dem Jahr 1926 und dem N-Zug der BE 1934 [B 20] wesentlich höhere Lasten angesetzt, als beim darauf folgenden Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1] und dem Lastenzug (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2].).

Bei Brücken aus Schweißbeisen die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] berechnet wurden, gilt diese Aussage nicht. Dies liegt an den nach Ril 805/1999 [B 13] für Schweißbeisen anzusetzenden, im Vergleich zu St 37, sehr niedrigen, zulässigen Spannungsschwingbreiten. Das Ermüdungsverhalten und das bruchmechanische Verhalten von Schweißbeisen, werden in weiterer Folge (Kapitel 4.4 *Zusammenfassung der Ergebnisse dieses Kapitels und Schlussfolgerungen daraus für die weiteren Untersuchungen*, Kapitel 6.5 *Werkstoffe alter Brückenbauwerke und deren Einfluss auf die bruchmechanischen Nachweise*) noch näher erläutert.

Bei geschweißten Verbindungen sind oft große Unterschiede zwischen den Normen, bei ÖNORM B 4600-3/1979 [B 6] und ÖNORM B 4300/1954 [B 5] kommen die schlechtesten Ergebnisse bei nichttragenden Schweißnähten (kommt in BE 1934 [B 20] nicht vor) vor, nach BE 1934 treten die niedrigsten Resultate bei der Verbindung von sich überlappenden Tragelementen auf.

4.3.1.2. Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter genieteteter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen, Berechnung des Schadens der Vergangenheit mit Ril 805/1999, Kerbfälle für genietetete Brücken nach ONR 24008/2006

In den folgenden Rechnung wird der Schaden der Vergangenheit mit Hilfe der Angaben der Ril 805/1999 berechnet, die Kerbfälle für genietetete Konstruktionen werden allerdings der ONR 24008/2006 entnommen, da die Wöhlerlinien der ONR auf neueren Untersuchungen [Greiner, Taras, Brunner C 32] basieren. Durch die spezifische Beurteilbarkeit vorliegender Konstruktionsdetails bieten diese Wöhlerlinien den Vorteil, eine wirklichkeitsnähere Bewertung der Restlebensdauer bestehender Bauwerke vornehmen zu können. Eine Kombination der Wöhlerlinien der ONR mit der Restlebensdauerberechnung nach Ril 805/1999, wie sie im Folgenden durchgeführt wird, wird im Artikel von Greiner et al. empfohlen. Hierin heißt es: „die Anwendung des Kerbfallkataloges der ONR 24008/2006 steht keinesfalls im Widerspruch zur Richtlinie 805 der DB, sondern ergänzt diese beim wichtigen Punkt der anzusetzenden Ermüdungsfestigkeiten unter Berücksichtigung der in der internationalen Fachliteratur dokumentierten Bauteilversuche“.

Die Steigung der Wöhlerlinie ist wie bei der Ril 805/1999 auch nach ONR 24008/2006 [B 28] für genietetete Konstruktionen mit $m=5$ anzusetzen. Anders als bei der ONR angegeben wird aber für die Berechnung der Restlebensdauer, von einer fortlaufenden Wöhlerlinie mit Neigung m im Dauerfestigkeitsbereich ausgegangen (dies entspricht der Hypothese nach Corten und Dolan wie sie bei Ril angewendet wird, durch diese Hypothese ist eine systematische Verallgemeinerung der Ergebnisse möglich, die Ergebnisse liegen gegenüber dem Ansatz der ONR auf der sicheren Seite).

Die ONR 24008/2006 [B 28] berücksichtigt eine Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von der Mittelspannung (Faktor $f(\kappa)$), bei der folgenden Berechnung wird der ungünstigere Fall vorausgesetzt, nämlich, dass die Mittelspannung eine Zugspannung ist.

Im Gegensatz zur vorangegangenen Berechnung wird κ hier nicht vereinfachend zu Null gesetzt, sondern es wird das tatsächlich vorhandene Spannungsverhältnis κ eingesetzt (Beim Vergleich mit den Ergebnissen der Ril für genietetete Konstruktionen wird κ ebenfalls berücksichtigt).

Die Sicherheitsbeiwerte werden der ONR 24008/2006 [B 28] entnommen. In der Gleichung der Ril für den ermüdungsrelevanten Belastbarkeitsbeiwert

$$\beta_{D,UIC} = \frac{zul\Delta\sigma_{Be,\kappa}}{\phi \max \Delta\sigma_{UIC}} \quad \text{wird } zul\Delta\sigma_{Be,\kappa} \text{ durch den Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit}$$

und die Sicherheitsbeiwerte der ONR ersetzt:

$$zul\Delta\sigma_{Be,\kappa} \triangleq \frac{\Delta\sigma_c \cdot f(\kappa)}{\gamma_{Mf} \cdot \gamma_{Ef}}$$

Das Berechnungsjahr ist 2009.

Die restlichen Annahmen entsprechen jenen bei der Restlebensdauerberechnung der Ril 805/1999 (Berechnung der Spannungen, jährliche Bruttotonnage...).

Die Restlebensdauer eines Nietes auf Abscheren wird im Folgenden nicht bestimmt, da in den vorangegangenen Untersuchungen gezeigt werden konnte, dass dieser Kerbfall gegenüber dem genieteten Träger nicht maßgebend ist.

Als Ergebnis wird die Restnutzungsdauer [in Jahren] einer genieteten Brücke in Abhängigkeit von der Stützweite und der zur Zeit der Errichtung gültigen Norm, für den Kerbfall nach Ril 805/1999 sowie die Kerbfälle nach ONR 24008/2006 (Kerbfälle 90, 85, 71) in den Tabellen Annex B S 76-108 dargestellt. Als zur Zeit anzusetzendes Lastmodell wird das LM 71 nach EN 1991-2/2004 [B 4], $\alpha = 1,0$ (für FLS), ϕ_2 angenommen, für die Zukunft wird keine Verkehrsveränderung unterstellt, als jährliche Bruttotonnage werden $25 \cdot 10^6 t$ gewählt.

Tabellen: Annex B Seite 67-100

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex B Seite 67-100, an Hand des Beispiels der Fischbachbrücke

Die folgende Tabelle beinhaltet die Einflussgrößen, die zur Berechnung der Restnutzungsdauer benötigt werden. Es sind dies die Momente und zulässigen Spannungen der alten Norm, also für die Fischbachbrücke der BE 1934 [B 20], sowie die Momente der neuen Norm, folglich zufolge LM 71 laut ÖNORM EN 1991-2 [B 4], die zur Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi_{\max} \Delta \sigma_{UIC}$ erforderlich sind.

Weiters werden die ertragbare Spannungsschwingbreite nach ONR 24008/2006 [B 28] (es wird wieder der Kerbfall 71 angenommen), und die diversen Beiwerte nach Ril 805/1999 [B 13] aufgelistet.

		BE 1934 / E, ϕ_2	EN 1991-2/2004, ϕ_2
		Flussstahl St 37, Ohne Schotterbett	
		FLS	
		$\alpha = 1$	
Momente [kNm]			
	M_G	871	871
	$\varphi \cdot M_Q$ bzw. $\phi \cdot M_Q$	6452	5967
Spannungsverhältnis κ		0,12	0,13
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
σ_{zul}	nach BE 1934 [B 20]	14	-
$zul \Delta \sigma_{alt}$		12,6	
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5
$\Delta \sigma_{C, Kerbfall 71}^{1)}$		-	7,1
Sicherheitsbeiwerte, FLS			
	γ_{Ff} nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]	-	1,0
	γ_{Mf} nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,1

div. Beiwerte		
Beiwert der BE 1934 zur Berücksichtigung der Ermüdung $\gamma(\kappa)_{St 37}$	1	-
$f(\kappa)_{Flussstahl}^{2)}$ nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	0,94
$\alpha_{Stützweite=18 m}$ nach Ril 805/1999 [B 13]	-	0,15
Korrekturfaktor $\rho_{1, 1935}$ nach Ril 805/1999 [B 13]	-	0,84

$$1) \quad zul\Delta\sigma_{Be,\kappa} = \frac{\Delta\sigma_C \cdot f(\kappa)}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf}}$$

$$2) \quad \Delta\sigma_{2MioLW} = \Delta\sigma_{C,Kerbfall} \cdot f(\kappa)$$

Tabelle 4.13

Die Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi \max \Delta\sigma_{UIC}$ erfolgt wie in Kapitel 4.3.1.1 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen mit Hilfe der Ril 805/1999* beschrieben:

$$\phi \max \Delta\sigma_{UIC} = \Delta\sigma_{zul,alt} \frac{\phi M_{\max p,UIC}}{\phi_{alt} M_{\max p,alt}} = 12,6 \cdot \frac{5967}{6452} = 11,6 \text{ kN/cm}^2$$

Bei Anwendung der ertragbaren Spannungsschwingbreiten nach ONR 24009/2006 [B 28] wird vorgeschlagen, die für die Rechnung nach Ril 805/1999 [B 13] benötigte zulässige Spannungsdoppelamplitude wie folgt zu berechnen:

$$zul\Delta\sigma_{Be,\kappa} = \frac{\Delta\sigma_C \cdot f(\kappa)}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf}} = \frac{7,1 \cdot 0,94}{1 \cdot 1,1} = 6,1 \text{ kN/cm}^2$$

Die Berechnung des ermüdungsrelevanten Belastbarkeitsbeiwertes $\beta_{D,UIC}$ erfolgt nach Ril 805/1999 [B 13]:

$$\beta_{D,UIC} = \frac{zul\Delta\sigma_{Be,\kappa}}{\phi \max \Delta\sigma_{UIC}} = \frac{6,1}{11,6} = 0,52$$

Der Gesamtschaden der Vergangenheit berechnet sich zu:

$$D_{Verg} = \alpha \cdot \rho_1 \cdot \rho_2 \cdot \rho_3 \cdot \rho_4 \cdot \left(\frac{1}{\beta_{D,UIC}} \right)^5 = 0,15 \cdot 0,84 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{0,52} \right)^5 = 3,3$$

Die Restnutzungsdauer ist dann:

$$R = \frac{1 - D_{Verg}}{0,01 + D_{Zuk}} - A = \frac{1 - D_{Verg}}{0,01 + 0,025 D_{Verg}} - A = \frac{1 - 3,3}{0,01 + 0,025 \cdot 3,3} - 13 = -37 \text{ Jahre}$$

Es kann also für den hier untersuchten Fall der Fischbachbrücke, keine Restlebensdauer mehr ermittelt werden.

Ergebnisse der Vergleichsrechnung:

Die Tabellen Annex B S 67-100 lassen deutlich den Unterschied zwischen Anwendung der zulässigen Spannungsschwingbreite nach Ril 805/1999 [B 13] und der ertragbaren Spannungsschwingbreiten nach ONR 24008/2006 [B 28], die auf neueren Untersuchungen basieren, erkennen.

Unter Verwendung der Kerbfälle der ONR 24008/2006 [B 28] werden für die Stahlsorte St 37 und Flusstahl durchwegs schlechtere Ergebnisse erhalten als nach Ril 805/1999 [B 13]. Höhere Stahlsorten führen nach ONR 24008/2006 [B 28] im Vergleich zu Ril 805/1999 [B 13] zu noch schlechteren Ergebnissen, da nach ONR 24008/2006 [B 28] im Gegensatz zur Ril 805/1999 [B 13], für die Stahlsorten Flusstahl, St 37, St 48 und St 52 dieselben ertragbaren Spannungsspiele verwendet werden. Demnach ergeben sich auch größere Unterschiede zwischen den Stahlsorten.

Besonders interessant ist, dass für Schweißbeisen im Gegensatz zu den anderen Stahlsorten nach ONR 24008/2006 [B 28] bessere Ergebnisse erhalten werden als nach Ril 805/1999 [B 13]. Das Verhalten von Schweißbeisen bei Ermüdungsbeanspruchung wird nach ONR offensichtlich wesentlich besser eingeschätzt als nach Ril 805/1999 [B 13].

Zusammenfassend lassen die Tabellen erkennen, dass selbst für Kerbfall 90 im Stützweitenbereich kleiner als 20 m oftmals keine Restnutzungsdauer zu erwarten ist. Auch bei den Ergebnissen in diesen Tabellen kann beobachtet werden, dass ältere Brücken nicht entsprechend ihrer längeren Nutzungsdauer generell zu kleineren Restnutzungsdauern führen als Brücken jüngeren Entstehungsdatums, sondern, dass die Einwirkungen, also die je nach Lastenzug anzusetzenden Verkehrslasten, einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis haben, wie es auch schon im Kapitel 4.3.1.1 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen mit Hilfe der Ril 805/1999* dargelegt wurde.

4.4. Zusammenfassung der Ergebnisse dieses Kapitels und Schlussfolgerungen daraus für die weiteren Untersuchungen

Zusammenfassung der Ergebnisse:

Wie im Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* konnte in diesem Kapitel noch verstärkt festgestellt werden, dass kleine Stützweiten weit schlechtere Ergebnisse liefern (also z.B. eine kleinere Restnutzungsdauer) als große Stützweiten. Anders als im Kapitel *Tragfähigkeit* kann beim Nachweis einer bestehenden Brücke auf Ermüdungsbeanspruchung weiters beobachtet werden, dass höhere Stahlsorten im Vergleich zu niedrigen Stahlsorten zu schlechteren Ergebnissen führen. Eine Ausnahme davon bildet Schweißisen bei der Restlebensdauerberechnung nach Ril 805/1999 [B 13], darauf wird im Folgenden noch näher eingegangen.

Außerdem ist beim Vergleich der Kerbfälle festzustellen, dass der negative κ -Bereich, also der Bereich der Wechselbeanspruchung, schlechter ist als der positive κ -Bereich, also der Bereich der Schwellbeanspruchung. D.h., dass die Berechnung nach den alten Normen im negativen κ -Bereich eher zu zu kleinen vorhandenen Querschnittswerten führt, als im positiven κ -Bereich. Für den in diesem Kapitel untersuchten Fall des Hauptträgers einer Einfeldträgerbrücke ist κ positiv, es kann also vereinfachend, auf der sicheren Seite liegend, $\kappa = 0$ gesetzt werden, wie dies bei der Restnutzungsdauerberechnung nach Ril 805/1999 [B 13] erfolgte. Für die Fahrbahnlängsträger (negativer κ -Bereich) kann diese Vereinfachung nicht gewählt werden. Bei der Nachrechnung nach Eurocode und der Restlebensdauerberechnung genieteter Tragwerke mit Wöhlerlinien nach ONR 24008/2006 [B 28] wird die Abhängigkeit von κ berücksichtigt.

Bei der Betrachtung der Restlebensdauerberechnung nach Ril und der Betriebsfestigkeitsrechnung nach Eurocode, kann bemerkt werden, dass sich beim Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805/1999 [B 13] oft noch eine beträchtliche Restlebensdauer ergibt, in Fällen bei welchen bei einer Nachrechnung nach Eurocode, für die hier untersuchten 2 Millionen Lastwechsel, kein Nachweis möglich ist. Die Ursache dafür sind vor allem die differierenden Wöhlerlinien, dies wird bei der Restlebensdauerberechnung mit Wöhlerlinien nach ONR 24008/2006 [B 28] deutlich.

Bei Brücken aus Schweißisen die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] berechnet wurden, ist dies andersrum, hier werden nach Eurocode bessere Ergebnisse erhalten als bei der Restlebensdauerberechnung, da die zulässige Spannungsdoppelamplitude für Schweißisen nach Ril 805/1999 [B 13] im Vergleich zu jenen nach UIC-Kodex 778-2/1991 [B 12] und ONR 24008/2006 [B 28] (hier handelt es sich um eine ertragbare Spannungsschwingbreite) sehr niedrig ist. Für Flusseisen nach Ril werden weit bessere Resultate erreicht als für Schweißisen. Nach UIC-Kodex und ONR ist das genau umgekehrt, da ergibt Flusseisen schlechtere Resultate als Schweißisen, da für Flusseisen und Schweißisen derselbe Kerbfall verwendet wird, während nach Ril die zulässigen Spannungsdoppelamplituden für Flusseisen höher sind als jene für Schweißisen.

Die Richtlinien zur Bewertung bestehender Brücken enthalten unterschiedliche Zuteilungen in Kerbkategorien für genietete Konstruktionen. Während nach UIC Kodex 778-2/1991 [B 12] nur ein Kerbfall sowohl für den Lochstab als auch für den genieteten Stab verwendet wird, wird in Ril 805/1999 [B 13] zwischen diesen beiden Fällen unterschieden. ONR 24008/2006 [B 28] hingegen enthält für genietete Stäbe eine Zuordnung in drei verschiedene Kerbfälle die an Hand neuerer Versuche festgelegt wurden. Diese Unterteilung in drei Kerbfälle vermeidet, dass ein auf der sicheren Seite liegender zu niedriger Wert für alle Kerbdetails angewendet werden muss.

Alle Untersuchungen dieses Kapitels zeigen, dass der Ermüdungsnachweis bzw. der Restnutzungsdauernachweis bei genieteten Brücken kleiner Stützweiten (bis ungefähr 20 m) bei Belastung mit LM 71 meist nicht erbracht werden kann.

Für geschweißte Verbindungen ist bei allen Vergleichen zu bemerken, dass die Kerbfälle nichttragende und tragende Schweißnähte die schlechtesten Ergebnisse liefern. Bei Längs- oder Quernähten sind eher selten Probleme zu erwarten. Dies setzt eine gute Qualität der Schweißnähte voraus. Die Ausführung einer Schweißnaht entscheidet hierbei wesentlich über die Haltbarkeit geschweißter Brückenkonstruktionen.

In diesem Zusammenhang wird auf Artikel von *Wichtowski* und *Vormann et al.* verwiesen [C 12, *Wichtowski, B.: Zur Diagnose der Qualität von geschweißten Stumpfstößen in bestehenden Eisenbahnbrücken, Stahlbau, 2003, Heft 8;* C 33, *Voormann, F., Pfeifer, M., Trautz, M.: Die ersten geschweißten Stahlbrücken in Deutschland, Über die wechselvollen Anfänge der Schweißtechnik, Stahlbau, 2006, Heft 4*], in dieser Arbeit wird nicht näher auf geschweißte Konstruktionen eingegangen.

Im Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* konnte festgestellt werden, dass die Aufnahme der Querkräfte vor allem für Brücken die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] und nach der BE 1934 [B 20] berechnet wurden, im Vergleich zur Aufnahme der Momente zu schlechteren Ergebnissen führt. Bei der in diesem Kapitel durchgeführten Rechnung zum maßgebenden Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis konnte das eher schlechte Verhalten für Schubbeanspruchung nur noch bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 festgestellt werden, bei den anderen Normen werden bei der Beanspruchung mit Querkräften gute Ergebnisse erhalten.

Schlussfolgerungen auf weitere Untersuchungen:

Die in den bisherigen Kapiteln (Untersuchung der Tragfähigkeit und der Ermüdungsfestigkeit der Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken) festgestellten schlechten Ergebnisse für Brücken mit kleinen Stützweiten (< 20 m) führen zu zwei weiteren Untersuchungen:

- Untersuchung der Fahrbahnträger

Da Fahrbahnträger kurze Stützweiten aufweisen, ist deren Untersuchung ein weiterer wichtiger Schritt dieser Arbeit. Demnach folgt das Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*, in dem speziell auf die Berechnung

und Ausführung der Fahrbahnträger eingegangen wird. Diese Analysen lassen erkennen, dass die Ergebnisse der Hauptträger nicht direkt auf die Fahrbahnträger übertragen werden können.

- Bruchmechanische Untersuchung

Weiters erscheint es als sinnvoll, die kritischen Bauteile typischer Brückensysteme jener problematischen Brücken mit Stützweiten < 20 m, einer bruchmechanischen Untersuchung zu unterziehen. Es wird hierbei nur auf genietete Brücken eingegangen.

Typische Brückenquerschnitt für Brücken von 5 bis 20 m sind Vollwand-Balkenbrücken, wie sie in der folgenden Abbildung aus *Bleich* [A 1] aus dem Jahr 1924 zu sehen sind.

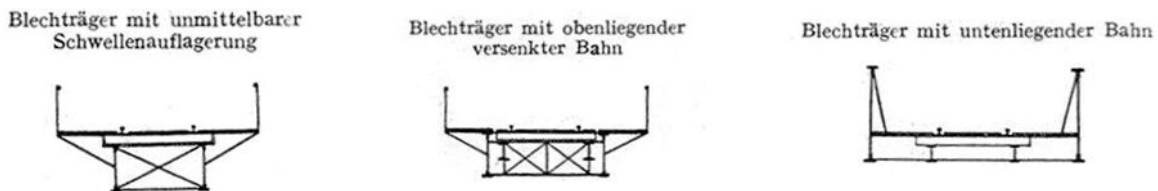


Abbildung 4.25

Im Kapitel 6 *Bruchmechanik* soll unter anderem die Frage beantwortet werden, ob sich bei der bruchmechanischen Berechnung „bessere“ Ergebnisse als bei der Bemessung auf Basis der Wöhlerlinien ergeben. Die Ergebnisse einer Betriebszeitintervallrechnung auf bruchmechanischer Basis und einer Restlebensdauerberechnung auf Basis der Wöhlerlinien können allerdings nicht direkt miteinander verglichen werden, da diese beiden Konzepte zu unterschiedlichen Aussagen führen. Es soll aber untersucht werden ob für jene Brücken bei denen eine Restlebensdauer unter 15 Jahren zu erwarten ist, ein sicheres Betriebszeitintervall errechnet werden kann (wünschenswert wäre hierbei ein Ergebnis von 6 Jahren).

Weiter stellt sich die Frage, wie sinnvoll die Bestimmung eines sicheren Betriebszeitintervalles ohne Bestimmung der Materialkennwerte am Bauwerk ist. Wie groß sind die Streuungen der Eingangsparameter? Wie groß ist der Einfluss der streuenden Parameter auf das Betriebszeitintervall? Im Kapitel Bruchmechanik sollen diese Fragen mit Hilfe von Parameterstudien beantwortet werden.

Bei der Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit in diesem Kapitel konnte bemerkt werden, dass in den Richtlinien zur Bewertung alter Eisenbahnbrücken Uneinigkeit herrscht, über das Ermüdungsverhalten von Schweißisen. Nach ONR 24008/2006 [B 28] und Ril 805/1999 [B 13] werden bei der Nachrechnung einer Brücke aus Schweißisen sehr stark unterschiedliche Ergebnisse erhalten. In der ONR wird für Schweißisen, Flusseisen, St 37, St 48 und St 52 dieselbe Wöhlerlinie angesetzt, nach Ril 805/1999 ist die zulässige Spannung für Schweißisen weitaus kleiner als für Flusseisen und St 37. Dies führt zu der Frage, wie sich Schweißisen und Flusseisen bei Anwachsen eines Risses und beim Versagen des Bauteiles verhalten. Wie sind die bruchmechanischen Materialkennwerte dieser Werkstoffe?

Eine ähnliche Fragestellung ergibt sich auch für die Stahlsorten St 37 und St 52, da im Eurocode wiederum die gleiche Wöhlerlinie für beide Stahlsorten anzuwenden ist, während nach Ril 805/1999 [B 13] und den alten Normen für die höhere Stahlsorte eine höhere zulässige Spannung verwendet wird. Daraus ergeben sich die Fragen, ist das Risswachstum für beide Stahlsorten gleich oder hat die höhere Stahlsorte ein langsames Risswachstum. Wie verhalten sich die unterschiedlichen Stahlsorten bei Sprödbruch?

Im Kapitel 6 *Bruchmechanik* soll speziell auf die Werkstoffkennwerte alter Brückenstähle eingegangen werden und es sollen die Parallelen oder Widersprüche zu den in diesem Kapitel getroffenen Aussagen gefunden werden.

5. Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger

Dieses Kapitel befasst sich mit dem Nachweis der Fahrbahnträger. Die Bauarten der Fahrbahnträger wurden bereits im Kapitel 1 *Einleitung* vorgestellt. In diesem Kapitel werden, für die bei alten Brücken (bis in die Nachkriegszeit) gebräuchlichste Art, nämlich für eine Brücke mit offener Fahrbahn, Vergleichsrechnungen durchgeführt. Als erstes werden der Tragfähigkeits- und der Ermüdungsnachweis nach Eurocode geführt, dann werden mit dem jeweils maßgebenden Nachweis die Berechnungen angestellt. Aus den hierbei erhaltenen Diagrammen kann für die angenommene Verteilung der Längs- und Querträger abgelesen werden, ob ein Nachweis nach neuen Normen für eine bestehende Brücke bei Belastung mit Lastmodell 71 möglich ist. Ebenso wird ein Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805/1999 [B 13] und ONR 24008/2006 [B 28] für genietete Längs- und Querträger geführt, bei dem, unter Berücksichtigung der Vorschädigung, die noch zu erwartende Lebensdauer ermittelt wird.

Die hier geführten Vergleichsrechnungen für die Fahrbahnträger führen selten zu gewünschten Ergebnissen (also z.B. zu einer ausreichenden Restnutzungsdauer oder zu vorhandenen Querschnittswerten die über den erforderlichen Querschnittswerten liegen), hierbei kann festgestellt werden, dass sich die Querträger schlechter verhalten als die Längsträger.

5.1. Fahrbahnträger (Längs- und Querträger)

Über die Bauart und Ausbildung der Fahrbahn von Brücken seit 1904 bis jetzt, wurde bereits im Kapitel 3 *Aufgabenstellung* berichtet. Auf die Berechnung der Fahrbahnen wird im Folgenden näher eingegangen.

Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 [B 15]

Keine Angaben diesbezüglich.

BE 1934 [B 20]

Längsträger:

Ist M_0 das größte Biegemoment bei einem auf zwei Stützen frei aufliegenden Träger, so sind bei der Berechnung der Längsträger, auch wenn sie über den Querträgern durchlaufen, die Biegemomente wie folgt anzunehmen.

	<i>St 37</i>	<i>St 52</i>
<i>Feldmoment in den Endfeldern und an Fahrbahnunterbrechnungen</i>	$1,0 M_0$	$1,1 M_0$
<i>Feldmoment in den Mittelfeldern</i>	$0,8 M_0$	$1,0 M_0$
<i>Stützenmoment</i>	$0,75 M_0$	$0,8 M_0$

Tabelle 5.1

Die Anschlüsse sind für einen gedachten Auflagerdruck $\max A' = 1,2(A_g + \varphi A_p)$ zu bemessen.

Wechselnde oder schwellende Belastung ist außer Betracht zu lassen.

Fahrbahnträger, die gegen die Querträger stoßen, sind stets mit oben durchschießenden Platten anzuordnen.

Die oben durchschießenden Platten und ihre Anschlussniete sind so zu bemessen, daß sie das Auflagermoment allein aufnehmen können; als Hebelarm des widerstehenden Biegemomentes ist der Abstand des Schwerpunkts der durchschießenden Platte von der Unterkante des Längsträgers anzunehmen.

Querträger:

Die Querträger sind in der Regel als auf zwei Stützen frei aufliegende Träger und unter Berücksichtigung wechselnder oder schwellender Beanspruchung zu berechnen, dabei als Stützweite die Achsentfernung der Hauptträger einzuführen und die Längsträger als gelenkig an den Querträgern angeschlossen zu betrachten.

Zur Berechnung der Anschlussniete für die Querträger ist in diesem Falle der aus ständiger Last und Verkehrslast mit der Stoßzahl φ errechnete Gesamtauflagerdruck um 20 % zu erhöhen, aber nicht mit γ (Ermüdungsnachweis) zu vervielfachen.

Wenn es schwierig ist, die nötige Anzahl der Anschlussniete zwischen den Flanschen der Querträger unterzubringen, können die Niete in den Eckaussteifungen bei genügender Verbindung der Ecken mit den Querträgern mitgerechnet werden.

Treten am Anschluss der Querträger, wie z.B. bei den geschlossenen Endrahmen, größere Einspannmomente auf, so sind sie zu ermitteln und bei der Berechnung der Querträger und ihrer Anschlüsse zu berücksichtigen.

Entwurf B 4303 [B 16]

Längsträger:

Für Längsträger darf soweit nicht ein strengerer Nachweis erforderlich wird, der Allgemeine Spannungsnachweis entfallen. Der Ermüdungsnachweis darf vereinfacht mit den Hauptlasten (ständige Last, Verkehrslast mit dynamischen Beiwert und Fliehkraft) in der nachstehenden Form durchgeführt werden.

$$M = M_0 \gamma^* k$$

M darf bei der Bemessung vollwandiger Biegeträger mit dem 0,93-fachen Wert in Rechnung gestellt werden.

γ^* ... vereinfachter Ermüdungsbeiwert, unabhängig von den tatsächlichen Momenten

	St 37 S, St 37 T	St 44 S, St 44 T	St 52 T
γ^*	1,075	1,150	1,235

Tabelle 5.2

k ... von der Stahlorte unabhängiger Beiwert

	k
Feldmoment in den Endfeldern und an Fahrbahnunterbrechnungen	1,00
Feldmoment in den Mittelfeldern	0,80
Stützenmoment	0,75

Tabelle 5.3

Bei Fahrbahnträgern, die Stäbe eines Bremsverbandes oder Glieder eines Hauptwindverbandes sind, ist auch der allgemeine Spannungsnachweis unter Beachtung aller Einwirkungen zu führen. Die vereinfachte Momentenberechnung darf dabei sinngemäß ohne γ^* angewandt werden.

Der vereinfachte Nachweis darf weiters nicht bei Fahrbahnträgern die mit den Hauptträgern zusammen wirken geführt werden.

Örtliche Biegebeanspruchungen der Längsträger aus waagrecht zwischen den Knotenpunkten des Schlingerverbandes angreifenden Einzellasten dürfen vernachlässigt werden.

Die Kontinuität der Längsträger ist auf jeden Fall konstruktiv sicherzustellen und rechnerisch nachzuweisen. Liegen die Längsträger zwischen den Querträgern, dann sind die Obergurte benachbarter Längsträger mit durchschießenden Platten zu verbinden. Die Untergurte sind gleichfalls mit durchschießenden Platten zu verbinden oder, wo die Querträgerhöhe dies erlaubt, durch kräftige Konsolen anzuschließen.

Bei oben und unten durchschießenden Platten sind die Platten für das Stützmoment mit dem Schwerpunktsabstand als Hebelsarm zu bemessen, bei nur oben durchschießenden Platten und unteren Konsolen ist der Kräfteverlauf in den Konsolen und in den Anschlüssen rechnerisch nachzuweisen. Längsträger die auf den Querträgern liegen, sind biegesteif durchzuführen und gegen Umkippen und Abheben zu sichern.

Die Querkraftanschlüsse der Längsträger an die Querträger sind für einen gedachten Auflagerdruck

$\max A' = 1,1 \cdot \gamma^* (A_g + \varphi A_p)$ zu bemessen.

Abflansungen der Längsträger zur etwaigen Durchführung lotrechter Anschlusswinkel sind nicht gestattet.

Die Höhe der Längsträger soll nicht kleiner als etwa 1/10 der Stützweite sein.

Querträger:

Die Querträger zwischen zwei Hauptträgern mit geringer Einspannung in diesen Hauptträgern sind als Träger auf zwei Stützen zu bemessen. Im Falle von Querrahmen (insbesondere Endrahmen), die konstruktiv als solche ausgebildet und berechnet sind, ist der Querträger als Teil dieses Rahmens zu bemessen. Es sind sowohl der Allgemeine Spannungsnachweis als auch der Stabilitätsnachweis und der Ermüdungsfestigkeitsnachweis zu führen.

Die Querkraftanschlüsse der Querträger an die Hauptträger dürfen in gleicher Weise wie die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger bemessen werden.

Bei der konstruktiven Durchbildung ist auf das Vorhandensein eines Einspannmomentes Rücksicht zu nehmen.

Die Querträger sollen in lotrechter Richtung möglichst steif ausgebildet werden; ihre Höhe soll bei eingleisigen Brücken etwa 1/6, bei zweigleisigen Brücken etwa 1/7 der Stützweite betragen.

Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern:

Ist ein Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern gewollt, so muss dieses Zusammenwirken durch geeignete Konstruktive Maßnahmen sichergestellt und bei den Spannungsnachweisen der Fahrbahn und der Hauptträger berücksichtigt werden.

Ist das Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern zwar nicht gewollt, aber durch eine besonders ungünstige Lage der Fahrbahnträger zu den Hauptträgern bedingt und kann es durch geeignete Maßnahmen (z.B. längsbewegliche Lagerung der Längsträger auf den Querträgern) nicht vermieden werden, so muss ein solches Zusammenwirken bei den Spannungsnachweisen der Fahrbahnträger berücksichtigt werden. Beim Spannungsnachweis der Hauptträger darf mit einer Entlastung aus einem solchen ungewollten Zusammenwirken nicht gerechnet werden.

Bei den Spannungsnachweisen der Längsträger bei gewolltem oder ungewolltem Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern darf, wenn kein genauere Nachweis geführt wird, näherungsweise mit den Längsträgermomenten $M = M_0 \cdot k$ gerechnet werden. Ein vereinfachter Ermüdungsfestigkeitsnachweis ist aber nicht zulässig.

Ist bei Tragwerken mit offener Fahrbahn, die nicht für ein Zusammenwirken bemessen werden, der Abstand zwischen Bremsverband und Fahrbahnende oder Fahrbahnunterbrechung größer als 30 m, dann sind die Zusatzspannungen, die allein durch die Formänderungen der Hauptträger und durch die Brems- oder Anfahrkräfte in den Fahrbahnträgern hervorgerufen werden, gesondert zu ermitteln. Diese Zusatzspannungen dürfen für sich allein 50 % der für den allgemeinen Spannungsnachweis zulässigen Werte nicht überschreiten, sind jedoch sonst nicht zu berücksichtigen. Bei Brücken bei denen ein Bremsverband nicht verlangt wird, darf ein solcher Nachweis entfallen.

B 4603 / 1964 [B 9]

Die lotrechten Wirkungen der waagrechten Zusatzlasten dürfen bei Fahrbahnträgern in der Regel vernachlässigt werden.

Die waagrechten Wirkungen der Fliehlast, der Windlast und des Seitenstoßes dürfen in vollwandigen Trägern in der Regel ebenfalls vernachlässigt werden (Die Bestimmungen bezüglich Verbände müssen beachtet werden).

Bei Fahrbahnträgern, die Stäbe eines Bremsverbandes oder Glieder eines Hauptwindverbandes sind, ist auch der allgemeine Spannungsnachweis zu führen.

Für Fahrbahnträger die mit den Hauptträgern zusammen wirken, gelten die nachfolgenden gesonderten Bestimmungen.

Längsträger:

Soweit nicht die Einstufung der zulässigen Spannungen nach den Linien D, E oder F (siehe Kapitel 4 Ermüdungsnachweis und Restlebensdaueranalyse der Hauptträger), oder ein strengerer Nachweis (Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträger) erforderlich wird, dürfen Längsträger vereinfacht für Hauptlasten mit den nachfolgenden Biegemomenten bemessen werden. Der Ermüdung ist in diesen Beiwerten Rechnung getragen, weswegen ein Ermüdungsnachweis entfallen kann.

Als zulässige Spannungen gelten hierfür die Werte für Hauptlasten. Eine Erhöhung der Widerstandsmomente vollwandiger Träger auf den 1,07 fachen Wert für die Berechnung der Randspannungen ist nicht gestattet.

	<i>St 37 S, St 37 T, ST 37 TE</i>	<i>St 44 S, St 44 T, St 44 TE</i>	<i>ST 55 S, St 52 T, St 52 TE</i>
<i>Feldmoment in den Endfeldern und an Fahrbahnunterbrechnungen</i>	$1,0 M_0$	$1,1 M_0$	$1,2 M_0$
<i>Feldmoment in den Mittelfeldern</i>	$0,8 M_0$	$0,9 M_0$	$1,0 M_0$
<i>Stützenmoment</i>	$0,75 M_0$	$0,82 M_0$	$0,9 M_0$

Tabelle 5.4

Die Kontinuität der Längsträger ist auf jeden Fall konstruktiv sicherzustellen und rechnerisch nachzuweisen. Liegen die Längsträger zwischen den Querträgern, dann sind die Obergurte benachbarter Längsträger mit durchschießenden Laschen zu verbinden. Die Untergurte sind gleichfalls mit durchschießenden Laschen zu verbinden oder, wo die Querträgerhöhe dies erlaubt, durch kräftige Konsolen anzuschließen.

Bei oben und unten durchschießenden Laschen sind die Platten für das Stützmoment mit dem Schwerpunktsabstand als Hebelarm zu bemessen, bei nur oben durchschießenden Laschen und unteren Konsolen ist der Kräfteverlauf in den Konsolen und in den Anschlüssen rechnerisch nachzuweisen. Längsträger die auf den Querträgern liegen, sind biegesteif durchzuführen und gegen Umkippen und Abheben zu sichern.

Die Querkraftanschlüsse der Längsträger an die Querträger sind für einen gedachten Auflagerdruck

$$\max A' = 1,2(A_g + \varphi A_p) \text{ zu bemessen.}$$

Die Höhe der Längsträger soll nicht kleiner als etwa 1/10 der Stützweite sein.

Querträger:

Querträger sind in der Regel als einfache Balken mit dem Hauptträgerabstand als Stützweite zu bemessen. Bei Querrahmen, die konstruktiv als solche ausgebildet und berechnet sind, ist der Querträger als Teil dieses Rahmens zu bemessen. Ebenso soll die Einspannung in einem torsionssteifen Hauptträger berücksichtigt werden. Es sind sowohl der Allgemeine Spannungsnachweis als auch der Stabilitätsnachweis und der Ermüdungsfestigkeitsnachweis zu führen.

Die Querkraftanschlüsse der Querträger an die Hauptträger dürfen in gleicher Weise wie die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger bemessen werden.

Bei der konstruktiven Durchbildung ist auf das Vorhandensein eines Einspannmomentes Rücksicht zu nehmen.

Die Querträger sollen in lotrechter Richtung möglichst steif ausgebildet werden; ihre Höhe soll bei eingleisigen Brücken etwa 1/6, bei zweigleisigen Brücken etwa 1/7 der Stützweite betragen.

Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern:

Ist ein Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern gewollt, so muss dieses Zusammenwirken durch geeignete konstruktive Maßnahmen sichergestellt und bei den Spannungsnachweisen der Fahrbahn und der Hauptträger berücksichtigt werden. Ein vereinfachter Spannungsnachweis der Längsträger ist in diesem Falle nicht zulässig.

Bei Tragwerken mit offener Fahrbahn, bei denen das Zusammenwirken von Fahrbahn und Hauptträgern nicht berücksichtigt ist, darf der Nachweis der Zusatzspannungen, die allein durch die Formänderungen der Hauptträger hervorgerufen werden, unter folgenden Voraussetzungen entfallen:

- Der Abstand zwischen Bremsverband und Fahrbahnunterbrechung darf nicht größer als 30 m sein.
- Die Entfernung von der Innenwand des Hauptträgers bis zum benachbarten Längsträger darf nicht kleiner als 1,5 m sein.
- Die Gurtbreite der Querträger darf nicht größer als $1/20$ des Hauptträgerabstandes sein.
- Beim Zusammenbau dürfen die Fahrbahnträger erst nach dem Freisetzen der Hauptträger aufgebohrt und vernietet werden.

Ist auch nur eine der Voraussetzungen nicht erfüllt, müssen die Zusatzspannungen, die allein durch die Formänderung der Hauptträger hervorgerufen werden, gesondert ermittelt werden. Sie dürfen für sich allein 50 % der für den allgemeinen Spannungsnachweis (Lastfall Hauptlasten) zulässigen Werte nicht überschreiten, sind jedoch sonst nicht zu berücksichtigen. Beim Spannungsnachweis der Hauptträger darf mit einer Entlastung nicht gerechnet werden. In diesem Fall darf, wenn kein genauerer Nachweis geführt wird, näherungsweise mit den oben stehenden Längsträgermomenten gerechnet werden.

B 4303 / 1994 [B 10]

Offene Fahrbahn:

Die lotrechten Wirkungen von Seitenstoß und Windkräften auf das Verkehrsband dürfen bei der Berechnung der Fahrbahnträger vernachlässigt werden.

Die waagrechten Wirkungen der Fliehkräfte, der Windkräfte und des Seitenstoßes dürfen bei der Berechnung vollwandiger Fahrbahnträger bei Anordnung eines Schlingerverbandes vernachlässigt werden.

Dies gilt nicht, wenn Fahrbahnträger Glieder von Brems- oder Hauptwindverbänden sind.

Für Fahrbahnträger die mit den Hauptträgern zusammen wirken, gelten die nachfolgenden gesonderten Bestimmungen.

Beim vereinfachten nachfolgenden Berechnungsmodell ist der Längsträger zur Ermittlung der Schnittgrößen als Gelenkskette anzunehmen (siehe folgende Abbildung).

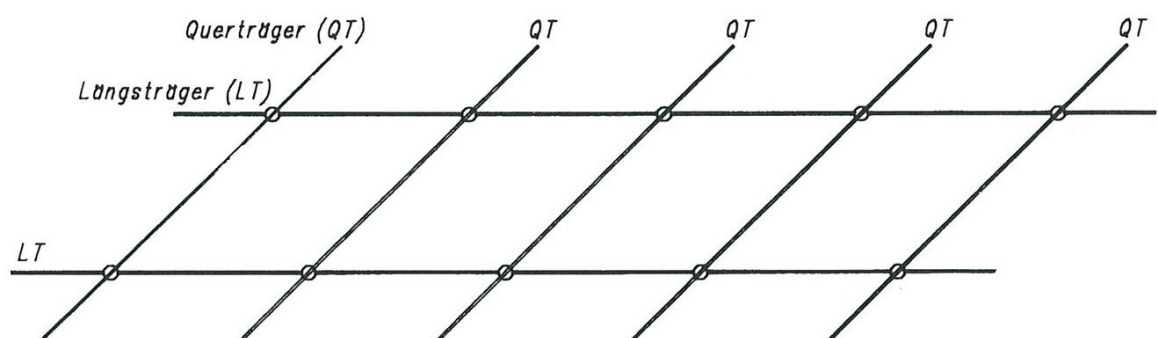


Abbildung 5.1

Längsträger:

Längsträger sind konstruktiv als Durchlaufträger auszubilden.

Längsträger die auf den Querträgern liegen, sind gegen Umkippen und Abheben zu sichern.

Bei Längsträgerstützweiten bis einschließlich 6,00 m darf der Tragfähigkeitsnachweis nach dem folgenden vereinfachten Verfahren geführt werden. Bei Anwendung dieses Verfahrens entfällt ein gesonderter Ermüdungsfestigkeitsnachweis, da in den Beiwerten β die Ermüdungsfestigkeit durch Einstufung in die Kerbfallklassen bereits berücksichtigt ist. Bei Längsträgerstützweiten über 6,00 m ist die Fahrbahn als Trägerrost zu berechnen.

Der Nachweis ist für die ständigen Einwirkungen, für das Lastbild mit dem dynamischen Beiwert und für die Fliehkräfte zu erbringen.

Die der Bemessung zugrunde zu legenden Schnittgrößen sind:

Feldmoment im Randfeld $\bar{M}_{f,R} = \beta_{f,R} \cdot M_0$

Feldmoment im Innenfeld $\bar{M}_{f,M} = \beta_{f,M} \cdot M_0$

Stützmoment $\bar{M}_s = \beta_{s,M} \cdot M_0$

Querkraft an der Innenstütze $\bar{Q}_s = \beta_{s,Q} \cdot Q_0$

Das Biegemoment M_0 und die Querkraft Q_0 sind die an der Gelenkskette ermittelten maximalen Schnittgrößen eines Längsträgers.

Die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger sind für die 1,2 fache Querkraft Q_0 zu bemessen.

Eine Erhöhung des Widerstandsmomentes ist bei Längsträgern nicht gestattet.

Die Höhe der Längsträger sollte mindestens 1/10 der Stützweite sein. Ist dies nicht der Fall muss für das Trägheitsmoment I eines Längsträgers gelten: $I \geq 25 \frac{M_0}{\phi} L$.

$\beta_{I,R}$ -Werte für die Ermittlung von $\bar{M}_{I,R}$

Stützweite Längsträger in m		2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Kerbfallklasse nach ÖNORM B 4300-5	160	1.62	1.40	1.25	1.16	1.09
	140	1.85	1.60	1.43	1.33	1.25
	125	2.07	1.78	1.61	1.48	1.41
	112	2.31	1.98	1.79	1.65	1.56
	100	2.62	2.24	2.00	1.87	1.75
	90	2.92	2.49	2.23	2.06	1.95
	80	3.28	2.80	2.51	2.31	2.19
	71	3.66	3.14	2.84	2.62	2.46

$\beta_{I,M}$ -Werte für die Ermittlung von $\bar{M}_{I,M}$

Stützweite Längsträger in m		2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Kerbfallklasse nach ÖNORM B 4300-5	160	1.45	1.24	1.10	1.04	0.95
	140	1.65	1.42	1.27	1.19	1.08
	125	1.85	1.58	1.42	1.32	1.22
	112	2.06	1.76	1.59	1.48	1.35
	100	2.34	1.99	1.77	1.67	1.52
	90	2.60	2.21	1.97	1.85	1.69
	80	2.92	2.48	2.22	2.06	1.90
	71	3.26	2.78	2.51	2.34	2.13

$\beta_{s,M}$ -Werte für die Ermittlung von \bar{M}_s

Stützweite Längsträger in m		2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Kerbfallklasse nach ÖNORM B 4300-5	160	0.95	1.26	1.20	1.16	1.05
	140	1.09	1.44	1.38	1.33	1.20
	125	1.22	1.61	1.55	1.48	1.35
	112	1.36	1.79	1.73	1.65	1.50
	100	1.54	2.02	1.93	1.87	1.68
	90	1.71	2.25	2.15	2.06	1.87
	80	1.93	2.53	2.43	2.31	2.11
	71	2.15	2.83	2.74	2.62	2.37

$\beta_{s,Q}$ -Werte für die Ermittlung von \bar{Q}_s

Stützweite Längsträger in m		2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
Kerbfallklasse nach ÖNORM B 4300-5	80	3.60	3.17	3.00	2.79	2.65

Abbildung 5.2

Querträger:

Der Nachweis der Querträger zwischen torsionsweichen Hauptträgern ist für einen einfachen Balken mit dem Hauptträgerabstand als Stützweite zu führen. Eine allenfalls vorhandene Einspannung ist lediglich beim Anschluss der Querträger an die Hauptträger zu berücksichtigen. Bei Querrahmen und bei Querträgern von Trägerrosten ist der Querträger als Teil des Rahmens bzw. des Trägerrostes zu bemessen.

Bei Anwendung des vereinfachten Trägermodells sind als Belastung das Eigengewicht des Querträgers und die 1,3 fache Auflagerkraft A_0 des Längsträgers der Gelenkskette anzusetzen.

Für den Ermüdungsnachweis darf σ_{\min} und τ_{\min} gleich 0 gesetzt werden.

Die Höhe der Querträger soll bei eingleisigen Brücken mindestens 1/6, bei zweigleisigen Brücken etwa 1/7 der Stützweite betragen. Ist dies nicht der Fall muss für das Trägheitsmoment I des Querträgers gelten: $I \geq 75 \frac{\max M}{\phi} L$.

Geschlossene Fahrbahn:

Der vereinfachte Nachweis von Fahrbahntafeln mit Längs- und Quersteifen ist wie folgt zu führen:

- Verteilen der Verkehrslast gemäß ÖNORM B 4003 und ermitteln der mitwirkenden Plattenbreite.
- Berechnung des Fahrbahnbleches für seine unmittelbare Belastung durch Oberbau und Verkehrslast als auf den Längssteifen frei drehbar und vertikal unverschieblich gelagerter durchlaufender Plattenstreifen mit durchgehender Belastung. Randeinspannungen an Längssteifen sind nicht zu berücksichtigen.
- Berechnung der Längssteife als Durchlaufträger der auf den Quersteifen frei drehbar und vertikal unverschieblich gelagert ist, wobei der Querschnitt aus der Längssteife und einem mitwirkenden Fahrbahnblechstreifen gebildet wird. Die aus der Verteilung der Verkehrslast gemäß ÖNORM B 4003 ermittelte Gleichlast ist so anzusetzen, dass die ungünstigste Beanspruchung entsteht.
- Berechnung der Quersteife analog der offenen Fahrbahn, wobei der Querschnitt aus der Quersteife und einem mitwirkenden Fahrbahnblechstreifen gebildet wird. Die Belastung ist aus den ungünstigsten Auflagerdrücken der Längssteifen zu bestimmen.

Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern:

Ist ein Zusammenwirken von Fahrbahn- und Hauptträgern durch die konstruktive Ausbildung gegeben, so muss dies bei den Nachweisen der Fahrbahn, der Verbände und der Hauptträger berücksichtigt werden. Die Schnittgrößenermittlung darf nach den oben genannten Verfahren erfolgen, der Nachweis darf aber nicht in der vereinfachten Form geführt werden.

Bei Tragwerken mit offener Fahrbahn, bei denen keine durchgehende schubfeste Verbindung zwischen Fahrbahnträger und Hauptträger vorhanden ist, darf der Nachweis der Zusatzspannungen, die allein durch die Formänderung der Hauptträger hervorgerufen werden, unter folgenden Voraussetzungen entfallen:

- Der Abstand zwischen Bremsverband und Fahrbahnunterbrechung darf nicht größer als 30 m sein.

- Die Entfernung von der Innenwand des Hauptträgers bis zum benachbarten Längsträger darf nicht kleiner als 1,5 m sein.
- Die Gurtbreite der Querträger darf nicht größer als $1/20$ des Hauptträgerabstandes sein.

EN 1993-2 / 2005 [B 26]

In der Regel sind Ermüdungsnachweise für alle Bauteile einschließlich folgender Teile der Fahrbahnkonstruktion zu führen:

Bei Fahrbahnen mit Längsrippen und Querträgern:

- Fahrbahnblech
- Fahrbahnlängsrippen
- Fahrbahnquerträger
- Verbindung von Längsrippen mit Querträgern

Bei Fahrbahnen mit nur Querrippen:

- Fahrbahnblech
- Fahrbahnlängsrippen

Richtlinie der Deutschen Bahn / 1999 [B 13]

Das Zusammenwirken von Fahrbahnträgern und Hauptträgern ist zu berücksichtigen, wenn dies durch die konstruktive Ausbildung gegeben ist.

Die nach Art eines Trägerrostes miteinander verbundenen Fahrbahnlängsträger, Fahrbahnquerträger und Hauptträger wirken infolge ihrer gegenseitigen Formänderungsabhängigkeit zwangsläufig zusammen. Je nach Fahrbahnausbildung handelt es sich dabei um:

- a) beabsichtigtes Zusammenwirken, wenn die Fahrbahn über waagrechte Scheiben mindestens an jeweils beiden Enden der Fahrbahn oder Fahrbahnabschnitte mit den Hauptträgern verbunden sind.*
- b) nicht beabsichtigtes Zusammenwirken, wenn die Fahrbahn nur über die Querträger und ggf. zusätzlich in Fahrbahnmitte angeordnete waagrechte Scheiben mit den Hauptträgern verbunden ist.*

In beiden Fällen ergeben sich unter Berücksichtigung aller Einflüsse des Zusammenwirkens für die Fahrbahn in der Regel größere, für die Hauptträger dagegen kleinere Schnittgrößen als ohne die Berücksichtigung.

Auf die Berücksichtigung des Zusammenwirkens darf bei den Bewertungsstufen 1 und 2 (Stufe 1: Abschätzung der Tragsicherheit, Stufe 2: überschlägige Ermittlung der Tragsicherheit) im Falle des nicht beabsichtigten Zusammenwirkens verzichtet werden.

Hierbei dürfen die Biegemomente der Längsträger auch vereinfacht nach folgender Tabelle angenommen werden.

Biegemomente von durchlaufenden Längsträgern bei vereinfachter Berechnung			
Zeile	Art des Biegemomentes	Größe des Biegemomentes ¹⁾	
		bei Baustahl St 37	bei Baustahl St 52
1	Feldmoment in den Endfeldern und an Fahrbahnunterbrechungen	1,0 M ₀	1,2 M ₀
2	Feldmoment in den Mittelfeldern	0,8 M ₀	1,0 M ₀
3	Stützmoment	0,75 M ₀	0,9 M ₀
¹⁾ M ₀ ist das größte Biegemoment eines Einfeldträgers			

Tabelle 5.5

Den Beanspruchungen aus horizontalen Lasten darf zugrunde gelegt werden, dass die Quer- und Längsträger untereinander und die Querträger an den Hauptträgern in Fahrbahnebene gelenkig angeschlossen sind.

In vollwandigen Fahrbahnträgern braucht in der Regel keine Querbiegung aus Seitenlasten berücksichtigt werden.

Längsträger mit genieteten oder geschraubten Anschlüssen ohne Zuglaschen sind als Einfeldträger mit gelenkiger Stützung zu berechnen.

Querträger die als Riegel von geschlossenen Rahmen wirken, sind unter Berücksichtigung der Einspannmomente nachzuweisen. Für ihre Anschlüsse sind die Nachweise unter Zugrundelegung der am Rahmensystem ermittelten Schnittgrößen zu führen.

Dem Nachweis der Querträgeranschlüsse ist eine elastische Einspannung an den Hauptträgern zugrunde zu legen. Wird die Einspannung nicht näher erfasst, ist nachzuweisen, dass mindestens 1/3 des am Einfeldträger ermittelten maximalen Biegemomentes angeschlossen ist.

Auf die Berücksichtigung eines Einspannmomentes darf in den Bewertungsstufen 1 und 2 verzichtet werden, wenn der Anschluss für die 1,2-fachen Querkräfte aus Eigengewicht und der Φ -fachen Verkehrslast nachgewiesen wird.

Vergleich der Normen:

Die Entwicklung der Bauweisen der Fahrbahn von der getrennten Wirkungsweise bis zum Zusammenwirken der Fahrbahn mit den Hauptträgern, lässt sich an Hand der Normen gut erkennen. Während die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] noch keine Hinweise auf die Ausführung oder Berechnung der Fahrbahn gibt, kann aus der BE 1934 [B 20] die damals bevorzugte Bauweise der Stahlbrücken als inhomogene ebene Tragwerkssysteme abgeleitet werden, es wird den einzelnen Tragwerksteilen eine getrennte Wirkungsweise zugewiesen. Die Lastabtragung erfolgt über eine eventuell vorhandene Fahrbahnplatte über die Längsträger und Querträger zu den Hauptträgern hin unabhängig von einander. Die häufigsten Bauarten dieser Zeit waren Blechträger mit Fahrbahn oben oder unten (offene Brücken) oder Fachwerkträger mit Fahrbahn oben oder unten (offene oder geschlossene Brücken) [*Ramberger, Schwarz* A 12]. Nach den Erfahrungen von H. Brunner (ÖBB), wurden jedoch meist bis zum Jahr 1950 Fahrbahnen ohne Schotterbett ausgeführt, dies kann auch der Literatur dieser Zeit entnommen werden [z.B. *Schaper* A 3]. Diese Konstruktionsweise der Fahrbahn ist auch Inhalt weiterer Normen nach der BE 1934 [B 20], also des Entwurfes zur ÖNORM B 4303 [B 16] und der ÖNORM B 4603/1964 [B 9].

Die Entwicklung der orthotropen Platte und somit eine durch das Zusammenwirken der Fahrbahn mit dem Haupttragwerk wirtschaftlichere Bauweise wurde wie bereits erwähnt erst durch die Weiterentwicklung der Schweißtechnik nach dem zweiten Weltkrieg ermöglicht, die bis dahin fast ausschließlich verfügbare Verbindungstechnik des Nietens führte zwangsläufig zur Querschnittsausbildung als Diskontinuum. Pelikan und Esslinger veröffentlichten im Jahr 1957 ein Verfahren zur Berechnung orthotroper Platten, dass auch heute noch zur Anwendung kommt. ÖNORM B 4603/1964 [B 9] nimmt jedoch noch keinen Bezug auf Fahrbahnen dieser Art, erst ÖNORM B 4303/1994 [B 10] enthält Vorschriften zur Berechnung orthotroper Fahrbahnplatten.

Die Untersuchungen dieses Kapitels beschränken sich auf, für die bei alten Brücken (bis in die Nachkriegszeit) gebräuchlichste Art, nämlich auf (genietet)³ Brücken mit offener Fahrbahn.

a) Ausführungen der Längsträger offener Fahrbahnen:

- Längsträger auf den Querträgern

Die Längsträger werden (bei uneingeschränkter Bauhöhe) auf den Querträgern entweder fest (siehe folgende Abbildung) oder längsbeweglich aufgelagert. Die längsbewegliche Auflagerung soll dazu dienen, das Zusammenwirken der Fahrbahn mit den Hauptträgern zu vermeiden und dadurch Schäden im Anschlussbereich der Querträger an die Hauptträger zu verhindern, die durch Zwängungen aus der festen Verbindung der Längsträger mit den Querträgern und der Querträger mit dem Haupttragwerk entstehen. Statisch gesehen wirken somit die Fahrbahnträger ganz unabhängig von der Haupttragkonstruktion, durch die Reibung aus der Verkehrslast wird allerdings die Verschieblichkeit stark gehemmt, so dass das wirkliche Verhalten

³ Bei der Nachrechnung der Längsträger mit ÖNORM B 4303/1994 werden auch Kerbfälle geschweißter Konstruktionen untersucht, alle anderen Nachrechnungen beschränken sich auf genietete Konstruktionen.

kaum mit den Voraussetzungen der Berechnung übereinstimmt. *Schaper* aus dem Jahr 1934 [A 3] enthält Konstruktionsskizzen einer solchen Längsträgerlagerung, in der Norm wird diese Methode als Ratschlag in den Entwurf der ÖNORM B 4303 [B 16] aufgenommen, in der darauffolgenden ÖNORM B 4603/1964 [B 9] ist dieser Ratschlag nicht mehr zu finden.

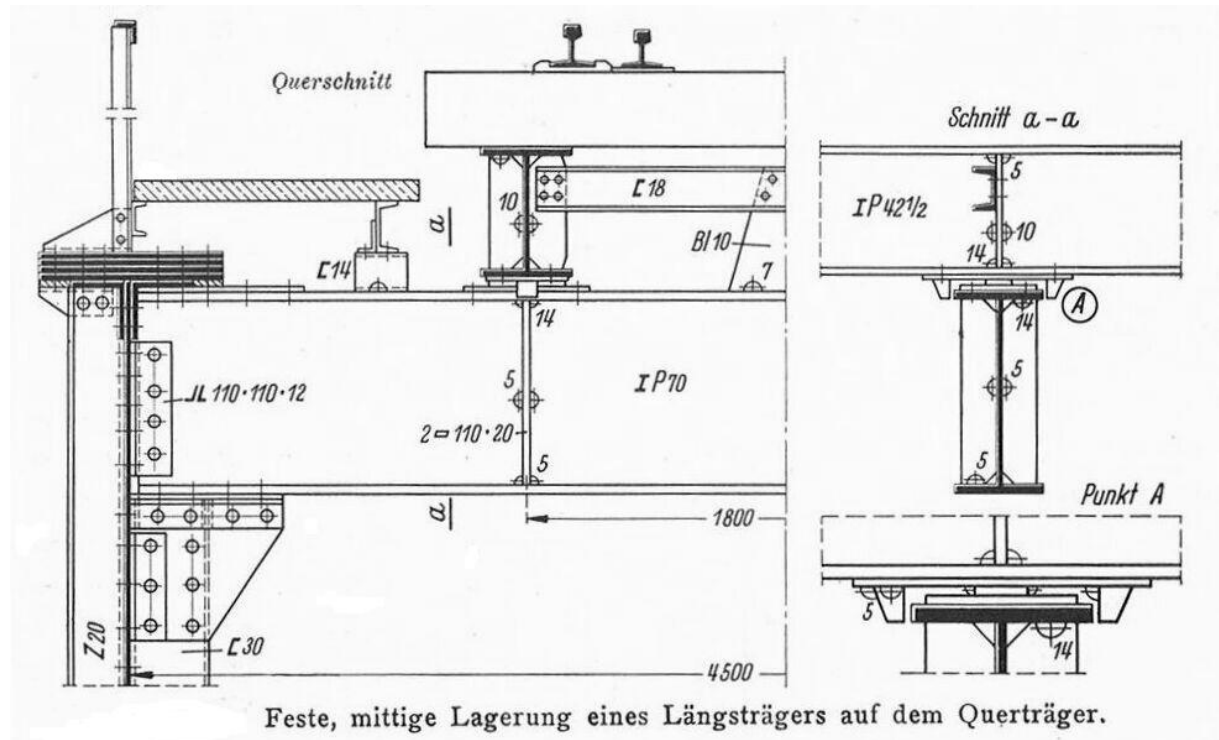


Abbildung 5.3 aus *Schaper* [A 3]

- Längsträger zwischen den Querträgern
 - Mit Verbindung der Obergurte

Ab der BE 1934 [B 20] wird eine Verbindung der Obergurte vorgeschrieben, Längsträger müssen als durchlaufende Träger ausgebildet und gelagert werden. Die Obergurte der Längsträger benachbarter Felder müssen durch (durchschießende) Platten miteinander verbunden werden. Diese Platten und ihre Anschlussniete sind so zu bemessen, dass sie das Auflagermoment allein aufnehmen können.

Eine typische Form der Ausbildung findet sich in der folgenden Abbildung.

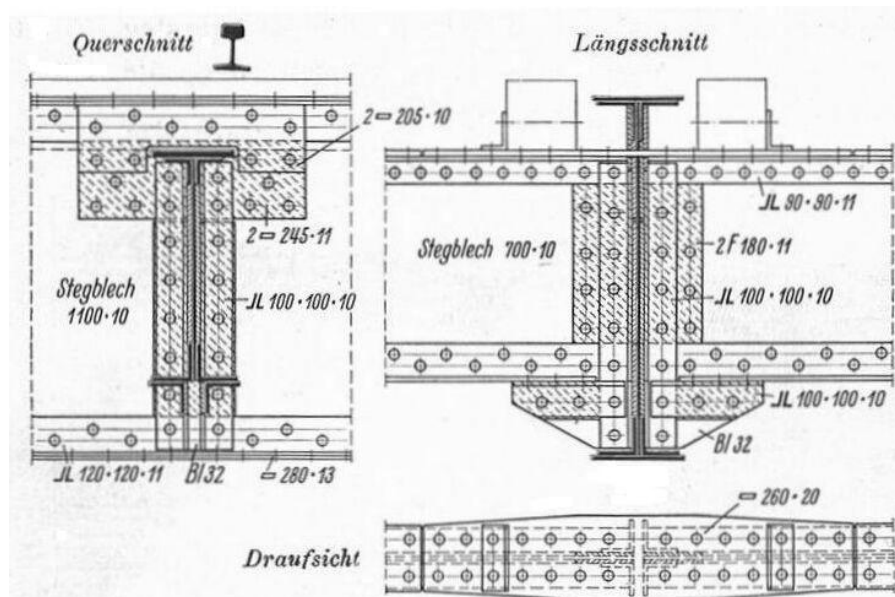


Abbildung 5.4 aus Schaper [A 3] Längsträgeranschluss mit durchschießenden Platten

Durch die Verbindung der Fahrbahn­längsträger, Fahrbahn­querträger und Hauptträger wirken diese infolge ihrer gegenseitigen Formänderungsabhängigkeit zwangsläufig zusammen. Unter Berücksichtigung aller Einflüsse des Zusammenwirkens ergeben sich für die Fahrbahn in der Regel größere, für die Hauptträger dagegen kleinere Schnittgrößen als ohne die Berücksichtigung.

Man unterscheidet zwei Arten des Zusammenwirkens, das unbeabsichtigte und das beabsichtigte Zusammenwirken.

Die früheren Normen (BE 1934 [B 20], Entwurf B 4303 [B 16]) und die Literatur (z.B. Bleich [A 1], Schaper [A 3]) zeigen, dass das Zusammenwirken eher unerwünscht war, deswegen kam es meist zu einer Ausbildung der Fahrbahn ohne Endscheiben, mit einer Scheibe (Bremsverband) in der Fahrbahnmitte (siehe Abbildung 5.5). Die Untersuchungen in diesem Kapitel werden für diese Form der Ausbildung geführt. Die Richtlinie der deutschen Bahn erlaubt für Fahrbahnen mit nicht beabsichtigtem Zusammenwirken, die Vernachlässigung des Zusammenwirkens bei Rechnungen der Bewertungsstufe 1 und 2 (siehe oben, Ausführungen der Ril).

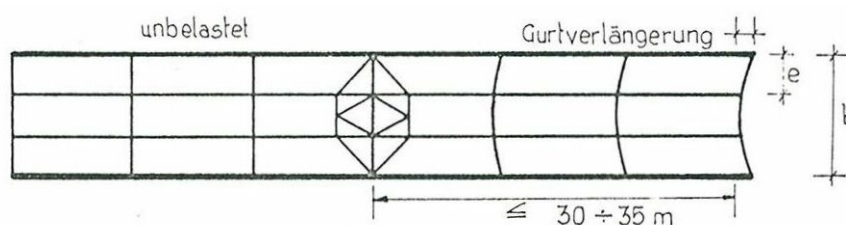


Abbildung 5.5 aus Skriptum [E 11]

Weitere Voraussetzungen dafür, dass das Zusammenwirken bei der Berechnung vernachlässigt werden kann sind z.B. in der ÖNORM B 4603/1964 [B 9] angegeben. Diese sind unter anderem ein nicht zu kleiner Abstand des Längsträgers vom

Hauptträger, eine nicht zu große Gurtbreite der Querträger und der Zusammenbau der Fahrbahnträger nach dem Freisetzen der Hauptträger.

Bei der Anordnung möglichst steifer Endscheiben (siehe Abbildung 5.6), die zugleich als Bremsverbände wirken, werden die Längsträger bewusst zur Entlastung der fahrbahnnahen Hauptträgergurte herangezogen.

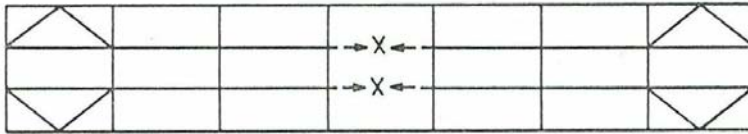


Abbildung 5.6 aus Skriptum [E 11]

- Ohne Verbindung der Obergurte

Diese Bauweise ist laut den Normen nur bei Brücken bis zum Baujahr 1934 erlaubt (siehe Normentexte am Anfang dieses Kapitels), und kann durch die Zwängung die durch die Verbindung der Längsträger mit den Querträgern entsteht zu Ermüdungsrissen führen.

Nach der Richtlinie der deutschen Bahn sind Längsträger mit genieteten Anschlüssen ohne Zuglaschen als Einfeldträger mit gelenkiger Stützung zu berechnen. Für die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 20] wird im Weiteren eine Vergleichsrechnung geführt, die von dieser Voraussetzung ausgeht.

Al-Emrani [D 12] hat das Verhalten solcher Verbindungen an Hand von Versuchskörpern, die aus genieteten Brücken ausgebaut wurden untersucht (siehe folgende Abbildung).

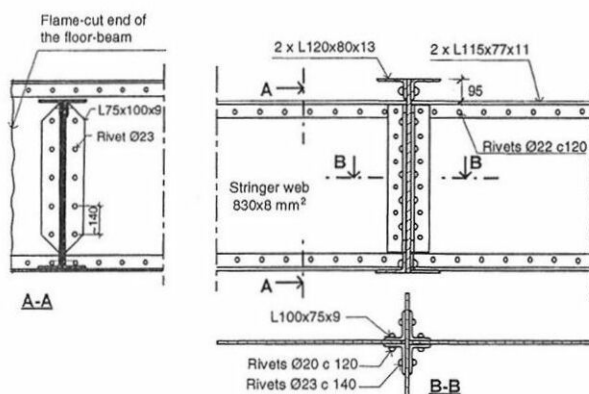


Abbildung 5.7 aus *Al-Emrani* [D 12] Längsträgeranschluss ohne Verbindung der Obergurte

Die Niete dieser Verbindungen wurden in der ursprünglichen Statik nur auf Schub bemessen, es kann oft aber nicht vermieden werden, dass die Nietgruppen auch eine gewisse Rotationssteifigkeit aufweisen. So entstehen Momente aus der Zwängung am Längsträgerende. Die Größe dieses Momentes muss keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit dieser Verbindung haben, aber die hohen lokalen Spannungen können infolge mehrmaliger Lastwechsel zu Ermüdungsrissen führen.

Al-Emrani stellte bei statischen Versuchen fest, dass diese Doppelwinkel-„Schub“-Verbindungen in der Lage waren bis zu 67 % des Momentes eines durchgehenden Balkens aufzunehmen. Hierbei kommt es aber zu großen Verformungen, die dann bei wiederholter Beanspruchung zu Ermüdungsschäden, und zwar entweder zu Rissen in den Winkelschenkeln, oder zum Ausfall der Niete führen können. Diese Schäden treten immer im oberen Teil der Verbindung auf, da dort die Spannungen aus den erzwungenen Verformungen in den Niete und dem Winkel am größten sind. Ein Großteil der erzwungenen Deformation kann aufgenommen werden, so dass die Kräfte auf die Verbindung reduziert werden.

Bei diesen Versuchen wurde weiters bemerkt, dass diese Risse eine ziemlich langsame Risswachstumsgeschwindigkeit haben und die Steifigkeit der Verbindung schrittweise reduzieren. Die Gefahr eines Sprödbruches bezeichnet *Al-Emrani* als gering.

b) Vereinfachtes Nachweisverfahren der Längsträger:

In den Normen BE 1934 [B 20] bis zur ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ist ein vereinfachtes Nachweisverfahren zur Berechnung der Längsträger offener Fahrbahnen (in einigen Normen ist dieses Verfahren auch für geschlossene Fahrbahnen anzuwenden) enthalten. Hierin werden die Schnittgrößen des Längsträgers am Einfeldträger bestimmt, durch Anwendung von Beiwerten soll einerseits die Durchlaufwirkung erfasst werden und andererseits entfällt dadurch ein gesonderter Ermüdungsnachweis, da die Ermüdungsfestigkeiten in diesem Nachweis bereits enthalten sein sollen. Nach Ril 805/1999 [B 13] können die Momente des Längsträgers ebenfalls am Einfeldträger berechnet werden, die Durchlaufwirkung wird durch Verwendung von Beiwerten berücksichtigt, der Ermüdungsnachweis entfällt aber dadurch nicht.

Es werden in den folgenden Kapiteln (Kapitel 5.1.1.1 bis 5.1.1.4) Vergleichsrechnungen für die Längsträger offener Fahrbahnen wie sie bis zur Nachkriegszeit häufig vorkamen geführt, einerseits werden die alten Normen mit ÖNORM B 4303/1994 [B 10] verglichen, und andererseits mit der Berechnung nach EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33]. Hierbei wird auch das Verfahren der ÖNORM B 4303/1994 kritisch betrachtet und mit den Ergebnissen der Berechnung nach Eurocode verglichen. Auf die Berechnung der Restlebensdauer nach Ril 805/1999 [B 13] wird in einem späteren Kapitel (Kapitel 5.1.2 *Restnutzungsdauernachweis der Längs- und Querträger der Fahrbahn*) näher eingegangen.

c) Querträger:

Querträger werden als Einfeldträger ausgeführt und bemessen, eine der häufigsten Ausführungsarten die daher auch im Folgenden zur Untersuchung kommt, ist die Lagerung der Querträger zwischen den Hauptträgern, der Hauptträgerabstand ist hierbei die Stützweite. In den Normen ab der BE 1934 [B 20] bis heute wird ein Ermüdungsnachweis zur Berechnung der Querträger vorgeschrieben.

Einen typischen Anschluss eines Querträgers an einen vollwandigen Hauptträger zeigt die folgende Abbildung.

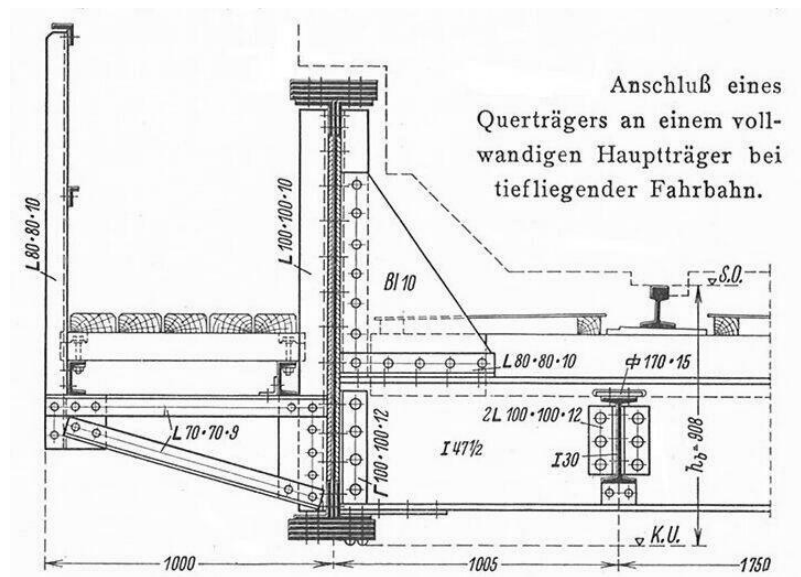


Abbildung 5.8 aus Schaper [A 3] Anschluß eines Querträgers an einen Hauptträger

5.1.1. Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis der Längs- und Querträger der Fahrbahn

In diesem Kapitel erfolgt die Nachrechnung der Längsträger einerseits nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] und andererseits nach ÖNORM EN 1993-2/2007, ÖNORM EN 1993-1-9 [B 33] und ONR 24008/2006 [B 28] und der Nachweis der Querträger nur nach ÖNORM EN 1993-2/2007, ÖNORM EN 1993-1-9 [B 33] und ONR 24008/2006 [B 28]. Der zusätzliche Nachweis der Längsträger nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] erscheint hier als sinnvoll, weil das Konzept der Berechnung der Fahrbahnträger nach dieser Norm jenen nach den alten Normen sehr ähnlich ist (Es wird ein Tragfähigkeitsnachweis nach einem vereinfachten Verfahren geführt, bei dem ein gesonderter Ermüdungsfestigkeitsnachweis entfällt, siehe Auflistungen der einzelnen Normen im vorangegangenen Kapitel). Ein Vergleich zwischen den Ergebnissen nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] und Eurocode soll zeigen, ob das einfach hand zu habende Konzept der ÖNORM, zu mit dem Eurocode vergleichbaren Ergebnissen führt, und so für die Bewertung eines alten Tragwerkes rasch und einfach angewendet werden kann.

Bei der Berechnung der Längs- und Querträger nach dem Eurocode wird aus dem Tragfähigkeits- dem Gebrauchstauglichkeits- und dem Betriebsfestigkeitsnachweis der maßgebende Nachweis bestimmt und mit dem Nachweis nach den alten Normen verglichen.

Als erstes erfolgt eine Berechnung für Längsträger als Durchlaufträger, also für Längsträger die auf den Querträgern unendlich steif gelagert sind und durchlaufen, oder für Längsträger zwischen den Querträgern, deren Gurte zur Übertragung der Stützmomente miteinander verbunden werden (wie es ab der BE 1934 [B 20] vorgesehen wird). Als zweites folgt eine Berechnung der Längsträger als Einfeldträger für Brücken die nach der Verordnung 1904 [B 15] berechnet wurden. Als letztes folgt die Berechnung der Querträger.

5.1.1.1. Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM B 4303/1994

Die Vergleichsrechnung erfolgt in Anlehnung an die Vergleichsrechnungen im Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* und Kapitel 4.2 *Ermüdungsnachweis*.

Als Voraussetzung für den Vergleich wird eine eingleisige gerade Brücke mit zwei Längsträgern angenommen (die Lastverteilung erfolgt gleichmäßig und es wirkt keine Fliehkraft).

Die „vorhandenen“ Querschnittswerte der Längsträger werden mittels alten Normen berechnet, die „erforderlichen“ Querschnittswerte mit Hilfe des vereinfachten Nachweisverfahrens für Längsträger der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] bei Belastung mit Lastenzug (2).

Es wird nach allen Normen von der BE 1934 [B 20] bis zur ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ein Biegemoment M_0 ermittelt, das dem Biegemoment eines Längsträgers berechnet als Einfeldträger entspricht (siehe Kapitel 5.1 *Fahrbahnträger (Längs- und Querträger)* Normentexte und Abbildung 5.1). Mit diesem, und den in den Normen vorhandenen Tabellenwerten, werden die Feldmomente im Rand- und im Innenfeld sowie das Stützmoment bestimmt. Nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 werden die Längsträger als Einfeldträger berechnet.

Analog zur Berechnung der Momente erfolgt auch die Berechnung der Querkraft an der Innenstütze bzw. der Querkraft, die beim Anschluss der Längsträger an die Querträger übertragen werden muss. Die am Einfeldträgersystem errechnete Querkraft wird fallweise (je nach Norm) mit einem Beiwert multipliziert.

Die Schnittkräfte setzen sich zusammen aus dem Anteil aus dem Eigengewicht (dieses wird als Mittelwert aus den Angaben in den Normen, der Literatur und den verglichenen Statiken angenommen) und dem Anteil aus den Lastenzügen multipliziert mit dem dynamischen Beiwert (siehe nachfolgende Tabelle 5.6). Über die Schnittkräfte und die zulässigen Spannungen (bzw. die ertragbaren Spannungen) werden die Querschnittskennwerte berechnet. Das Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittswerten wird in den Diagrammen Annex C S 1-36 in Abhängigkeit von der Entstehungszeit der Brücke und somit der damals verwendeten Norm, dem Lastenzug, der Stahlsorte, der Stützweite des Längsträgers und bei ÖNORM B 4303/1994 [B 10] dem Kerbfall, dargestellt.

In den Normen BE 1934 [B 20], Entwurf der ÖNORM B 4303 [B 16] und ÖNORM B 4603/1964 [B 9] sind die zu ermittelnden Momente von der Stahlsorte abhängig, nicht aber wie in der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] von der Stützweite der Längsträger und dem vorhandenen Kerbfall. Es werden Längsträgerstützweiten von 2 bis 6 m untersucht (Stützweiten von 6 m sind eher unüblich, wichtiger ist der kleine Stützweitenbereich).

Verglichen werden nun für alle drei Momente (Feldmomente im Rand- und im Innenfeld sowie Stützmoment) jeweils der beste (Kerbfall 160) und der schlechteste

Kerbfall (Kerbfall 71)⁴, für die Querkraft an der Innenstütze der in der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] dafür angegebene Kerbfall 80 und der Anschluss der Längsträger an die Querträger.

Einwirkungen auf den Längsträger	
Eigengewicht Gewicht der Fahrbahn ohne Bettung und der Längsträger	Annahme 425 kg/m
Verkehrslast	Lastenzüge siehe Kapitel 2.1.1.2 <i>Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr</i>
Dynamischer Beiwert:	
BE 1934 [B 20] ÖNORM B 4003/1956 [B 1]	$\varphi_{\text{Längsträger}} \triangleq \varphi_{\text{Hauptträger}}$
ÖNORM B 4003/1984 [B 2] ÖNORM B 4003/1994 [B 3] ÖNORM EN 1991-2/2004 [B 4]	$\Phi_{\text{Längsträger, offene Fahrbahn}}$

Tabelle 5.6

Diagramme: Annex C Seite 1–36

Werte in den Diagrammen $> 100\%$ bedeuten, dass $W_{\text{vorhanden}}^*$ größer als $W_{\text{erforderlich}}^*$ bzw., dass $A_{V,\text{vorhanden}}^*$ größer als $A_{V,\text{erforderlich}}^*$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis (vereinfachter Nachweis für Längsträger nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10]), unter den zuvor beschriebenen Voraussetzungen, für die bestehende Brücke, erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex C Seite 1-36, an Hand des Beispiels der Trattenbachbrücke

Da die in den bisherigen Beispielen betrachtete Fischbachbrücke eine Blechträgerbrücke mit unmittelbarer Schwellenauflagerung ist, kann diese für die Berechnung der Längsträger nicht herangezogen werden. Die Berechnung erfolgt für die Trattenbachbrücke. Diese Brücke liegt in einer Kurve, wodurch sich Fliehkräfte ergeben, auf die aber im Zuge dieser Arbeit nicht eingegangen wird. Deswegen wird für die folgende Berechnung von einer geraden Brücke ausgegangen.

Eine Vorstellung der wichtigsten Eckdaten der Trattenbachbrücke erfolgt in unten stehender Tabelle.

	Jahr der Erbauung	Bauart der Brücke	Stütz- weite [m]	Material	Verwendete Norm	Lasten zug
Brücke über den Trattenbach	1912	Blechträger mit untenliegender Bahn	16,08	Fluss- eisen	Verordnung 1904	Lasten zug I

Tabelle 5.7

⁴ Die Ergebnisse für die Kerbfälle zwischen KF 71 und KF 160 für die Momente der Längsträger können durch lineare Interpolation gewonnen werden, da die Faktoren β der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] laut Abbildung 5.1 in linearem Zusammenhang zueinander stehen.

Es sind zwei Längsträger im System, die Längsträgerstützweite ist 2 m.

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung des vorhandenen Widerstandsmomentes eines Längsträgers mit Hilfe der Verordnung 1904 [B 15], und die Berechnung des erforderlichen Widerstandsmomentes mit Hilfe der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] für das Feldmoment im Innenfeld eines Längsträgers für den Kerbfall 160 und Kerbfall 71. Die charakteristische Streckgrenze für Flusseisen und der Sicherheitsbeiwert hierfür werden wiederum der ONR 24008/2006 [B 28] entnommen, da die ÖNORM B 4303/1994 nicht auf die Nachrechnung bestehender Tragwerke eingeht, und somit keine Werkstoffkennwerte für alte Stähle enthält.

Die Werte der Biegemomente für Hauptträger ($M_{Q,HT}$ bzw. $\phi_{HT} \cdot M_{Q,HT}$) können dem Anhang T entnommen werden, eine Umrechnung auf Längsträger erfolgt in der folgenden Tabelle.

	I 1904	ÖNORM B 4303/1994 ONR 24008/2006	
	Flusseisen, Ohne Schotterbett		
Momente [kNm]			
M_G	$\frac{4,25 \cdot 2^2}{8} = 2,1$	$\frac{4,25 \cdot 2^2}{8} = 2,1$	
$M_{Q,HT}$ bzw. $\phi_{HT} \cdot M_{Q,HT}$	110	254	
ϕ_{HT}		1,67	
ϕ_{LT}		1,53	
$M_{Q,LT}$ bzw. $\phi_{LT} \cdot M_{Q,LT}$	$\frac{110}{2} = 55$	$\frac{254}{2} \cdot \frac{1,53}{1,67} = 116$	
Sicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite			
γ_G	nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10]	-	1,35
γ_Q		-	1,5
M_k bzw. M_{Ed} [kNm]	57	177	
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
$\sigma_{zul, 2m \text{ Stützweite}}$ nach Verordnung 1904 [B 15]	7,60	-	
f_{yk} nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5	
Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite			
γ_{M0} nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,15	
Beiwert für das vereinfachte Nachweisverfahren nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] für das Feldmoment im Innenfeld $\beta_{f,M}$ für den Kerbfall 160 und 71		KF 160	KF 71
		1,45	3,26
Feldmoment im Innenfeld $\overline{M}_{f,M}$ [kNm]	57	$177 \cdot 1,45 = 257$	$177 \cdot 3,26 = 577$
Widerstandsmoment [cm ³] W_{vorh}^* bzw. W_{erf}^*	752	1258	2824
Tabellenwert $\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]		60 %	27 %

Tabelle 5.8

Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM B 4303/1994:

Aus den Diagramme Annex C Seite 1–36 kann für eine bestehende Brücken (gegeben ist somit die Stützweite, die verwendete Norm, der Lastenzug und die vorhandene Stahlsorte), in Abhängigkeit vom Kerbfall, abgelesen werden, ob der vereinfachte Nachweis für Längsträger nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] (dieser beinhaltet den Tragfähigkeitsnachweis und den Ermüdungsnachweis) erbracht werden kann.

Die Diagramme zeigen, dass die erforderlichen Querschnittswerte meist sehr viel größer sind als die vorhandenen Querschnittswerte (es werden großteils Tabellenwerte $\ll 100\%$ erhalten für $\frac{W^*_{\text{vorhanden}}}{W^*_{\text{erforderlich}}} \cdot 100$). Das lässt sich einerseits

dadurch erklären, dass das vereinfachte Verfahren der alten Normen die Einflüsse der Ermüdung nur sehr mangelhaft bis gar nicht berücksichtigt. Andererseits lassen schon die Resultate der allgemeinen Gegenüberstellung in Kapitel 2.3.3.1 *Auf Biegung beanspruchte Bauteile* erkennen, dass Tragwerke mit kleinen Stützweiten wie es ja auch Längsträger sind, weit schlechtere Resultate liefern als Brücken mit großen Stützweiten. Die großen Unterschiede zwischen Kerbfall 160 und 71 machen auch deutlich, dass das vereinfachte Rechnungsverfahren der alten Normen die Problematik der Ermüdung des Längsträgers nicht erfasst. Deswegen ergeben sich bei dieser Untersuchung immer weitaus bessere Resultate für den Kerbfall „Grundmaterial“ als für die Kerbfälle der Schweißnähte.

- Feldmoment im Randfeld K 160 und K 71 (Annex C S 1-9):

Die Nachrechnung von, nach alten Normen berechneten Brücken, mit ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ergibt für den Kerbfall 160 Werte zwischen 35 und 115 %. Selbst beim Kerbfall „Grundmaterial“ ergeben sich nur einige wenige Fälle, bei denen bei einer Nachrechnung einer alten Brücke, Ergebnisse auf der sicheren Seite erhalten werden. So z.B. beim Österreichischen N-Zug bei einer Stützweite größer 4 m. Höhere Stahlsorten ergeben bei diesem Vergleich weit bessere Ergebnisse als niedrige, ganz im Gegensatz zu den Vergleichen im Kapitel für Hauptträger (Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*). Dies liegt einerseits daran, dass bei den alten Normen für höhere Stahlsorten höhere aufzunehmende Momente anzusetzen sind und andererseits daran dass bei der Berechnung nach ÖNORM B 4303/1994 für höhere Stahlsorten weit höhere ertragbare Spannungen verwendet werden, da ja ein Tragfähigkeitsnachweis geführt wird, und die Ermüdung nur durch die Multiplikation mit vom Kerbfall abhängigen Beiwerten berücksichtigt wird, die aber von der Stahlsorte unabhängig sind, während bei der Ermüdungsberechnung nach dieser Norm die aufnehmbare Kraft unabhängig von der Stahlsorte ist. Auf diese Problematik wird beim Vergleich der Längsträgerberechnung nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] und nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] noch näher eingegangen (Kapitel 5.1.1.3 *Vergleichsrechnung Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; Vergleich ÖNORM B 4303/1994 mit ÖNORM EN 1993-2/2007*).

Wie nicht anders zu erwarten liefert Kerbfall 71 noch weit schlechtere Resultate. Es werden in keinem Fall mehr als 50 % des nach ÖNORM B 4303/1994 geforderten Wertes erreicht.

- Feldmoment im Innenfeld K 160 und K 71 (Annex C S 10-18):

Für das Feldmoment im Innenfeld ergeben sich sehr ähnliche Ergebnisse wie für das Feldmoment im Randfeld. Nur die Verordnung aus dem Jahr 1904 ergibt hier bessere Resultate, da diese Norm kein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung von Längsträgern enthält und in dieser Nachrechnung davon ausgegangen wird, dass die Längsträger als Einfeldträger bemessen werden (Das Moment im Einfeldträger ist höher als das Moment im Innenfeld eines Durchlaufträgers).

- Stützmoment K 160 und K 71 (Annex C S 19-26):

Die Ergebnisse für das Stützmoment verhalten sich ein wenig anders als jene für die Feldmomente, hier wird nicht der schlechteste Wert für die kleinste Stützweite erhalten sondern es ergeben sich die Maximalwert für die Stützweiten 2 und 6 m, dazwischen sinken die Werte ab. Doch auch hier ergeben sich für den Kerbfall 160 und die Normen BE 1934 [B 20] und ÖNORM B 4300/1954 [B 5] keine höheren Werte als 80 % der geforderten. ÖNORM B 4603/1964 [B 9] liefert etwas bessere Resultate, in einem Punkt können die geforderten 100 % erreicht werden (Stützweite 2 m, Lastenzug (2), St 52/55). Die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] ist hier nicht enthalten, da ja davon ausgegangen wird, dass der Längsträger als Einfeldträger bemessen wird und sich somit kein Stützmoment ergibt.

- Querkraft an der Innenstütze K 80 und Anschluss der Längsträger an die Querträger (Annex C S 27-36):

Beim Vergleich der Querkraft an der Innenstütze ergeben sich schlechte Resultate, ähnlich den Ergebnissen für die Momente bei Kerbfall 71, da mit dem hier anzusetzenden Kerbfall 80 eine niedrige Kerbfallklasse verglichen wird. Die maximalen Werte liegen bei 46 % (diese werden wieder für den Österreichischen N-Zug erhalten).

Im Gegensatz dazu, werden beim Vergleich des Anschlusses der Längsträger an die Querträger sehr gute Ergebnisse (meistens um 100 %) erhalten.

Die Vorgangsweise der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] zur Berechnung der Querkraft an der Innenstütze und zum Anschluss der Längsträger an die Querträger erscheint unlogisch. Es ist nicht nachzuvollziehen, warum bei der Querkraft an der Innenstütze mit Kerbfall 80 gerechnet werden muss, dies ist der Kerbfall für schubbeanspruchte Schweißnähte und warum hingegen der Anschluss der Längsträger an die Querträger ohne Berücksichtigung eines Beiwertes, also ohne Berücksichtigung der Ermüdung berechnet werden soll. Hierauf soll beim Vergleich der Längsträgerberechnung nach ÖNORM B 4300/1994 und nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] ebenfalls noch näher eingegangen werden (Kapitel 5.1.1.3 *Vergleichsrechnung Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; Vergleich ÖNORM B 4303/1994 mit ÖNORM EN 1993-2/2007*).

5.1.1.2. Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007

Um einen Vergleich der Längsträgerberechnung auch mit EN anstellen zu können, werden die Längsträger als Durchlaufträger über 5 Felder berechnet, die Querträger werden hierbei nicht als federnde Lagerung sondern als feste Lagerung angesehen. D.h., dass das Zusammenwirken der Längs- und Querträger vernachlässigt wird, wie das nach Ril bei Fahrbahnen mit unbeabsichtigtem Zusammenwirken für die Bewertungsstufe 1 und 2 erlaubt ist. Die Lastverteilung einer Einzellast durch die Schiene wird berücksichtigt. Es wird eine Verbindung der benachbarten Längsträger vorausgesetzt.

Es werden weiters alle nach EN 1993-1-9/2005 [B 33] und ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] erforderlichen Nachweise geführt. Diese sind einerseits der Betriebsfestigkeitsnachweis (FLS), der Gebrauchstauglichkeitsnachweis (SLS) ($\Delta\sigma < 1,5f_y$) und der Tragfähigkeitsnachweis (ULS). Für den maßgebenden Nachweis wird der Vergleich mit den alten Normen geführt. Dabei kann festgestellt werden, dass ab dem Kerbfall 112 immer der Betriebsfestigkeitsnachweis maßgebend ist.

1. Betriebsfestigkeitsnachweis nach EN 1993-1-9/2005 [B 33]:

Es wird für die am Längsträger wirkenden Schnittkräfte der Betriebsfestigkeitsnachweis für 2 Mio Lastwechsel für die in der folgenden Tabelle angeführten Kerbfälle geführt. Für genietete Träger werden nur die Ergebnisse für den Kerbfall 85 dargestellt, da die anderen Kerbfälle direkt aus diesem abgeleitet werden können (über eine Verhältnisrechnung, z.B. für Kerbfall 90: $KF\ 85 \cdot \frac{90}{85}$).

Für die Auflagerkraft des Längsträgers an der Innenstütze wird der Kerbfall 100 Grundmaterial unter Schubbeanspruchung berechnet und für den Anschluss der Längsträger an die Querträger wird der Kerbfall 140 der ONR 24008/2006 [B 28], Niete auf Abscheren verwendet. Bei der Verbindung der Längsträger mit den Querträgern wird davon ausgegangen, dass das Moment über eine Zuglasche übertragen wird und die Querkraft über die Verbindung der Stege. Die Niete der Zuglasche und des Verbindungsbleches des Steges werden also nur auf Abscheren (und nicht auf Zug) beansprucht.

Der Kerbfall Niet auf Abscheren in der Zuglasche (KF 140) ist gegenüber dem Kerbfall für genietete Bauteile nicht maßgebend. Das wurde schon bei der Untersuchung der Hauptträger für die Niete im Bereich des Untergurtes eines zusammengesetzten Trägers festgestellt.

Moment	Grundmaterial	KF 160 für neue Baustähle KF 125 für Schweißbeisen und alte Baustähle	UIC Kodex 778-2/1991 [B 12]
	Genietete Bauteile	(KF 90) KF 85 (KF 71)	ONR 24008/2006 [B 28]
Querkraft	Grundmaterial unter Schubbeanspruchung	KF 100	EN 1993-1-9 /2005 [B 33]
	Niet auf Abscheren	KF 140	ONR 24008/2006 [B 28]

Tabelle 5.9

Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird für 2 Millionen Spannungsspiele geführt.

Der Nachweis erfolgt in der Form:

$$\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E2} \leq \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \phi_2 \Delta \sigma_p$$

$$\Delta M_{E2} = \lambda \phi_2 \Delta M_p$$

$$\gamma_{Ff} = 1,0$$

$$\gamma_{Mf} = 1,10 \text{ nach ONR 24008/2006 [B 28]}$$

$$\lambda_{2,3,4} = 1$$

2. Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach EN 1993-1-9/2005 [B 33]:

$$\Delta \sigma < 1,5 f_y$$

$\Delta \sigma$... Spannungsschwingbreite für Nennspannungen infolge der häufig auftretenden Lasten $\psi_1 Q_k$

$\psi_1 = 0,8$ für LM 71, wenn ein Gleis belastet wird

3. Tragfähigkeitsnachweis nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]

Diagramme: Annex C Seite 37–74

Werte in den Diagrammen $> 100 \%$ bedeuten, dass $W_{\text{vorhanden}}^*$ größer als $W_{\text{erforderlich}}^*$ bzw., dass $A_{V,\text{vorhanden}}^*$ größer als $A_{V,\text{erforderlich}}^*$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis (maßgebender Nachweis aus ULS, SLS, FLS nach ÖNORMen EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33]), unter den zuvor beschriebenen Voraussetzungen, für die bestehende Brücke, erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex C Seite 37-74, an Hand des Beispiels der Trattenbachbrücke

Wie im vorigen Kapitel (Kapitel 5.1.1.1 *Vergleichsrechnung – Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM B 4303/1994*) wird auch hier die Trattenbachbrücke als Beispiel herangezogen.

Die wichtigsten Eckdaten der Trattenbachbrücke sind in Tabelle 5.7 zu erkennen.

Es wird wieder davon ausgegangen, dass die Brücke gerade ist.

Es sind zwei Längsträger im System, die Längsträgerstützweite ist 2 m.

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung des vorhandenen Widerstandsmomentes eines Längsträgers mit Hilfe der Verordnung 1904 [B 15], und die Berechnung des erforderlichen Widerstandsmomentes mit Hilfe der ÖNORMen EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33] für das Feldmoment im Innenfeld eines Längsträgers für den Tragfähigkeitsnachweis und den Ermüdungsnachweis. Der Ermüdungsnachweis wird exemplarisch für Kerbfall 85 (genietete Bauteile) geführt (Zuordnung zu den Kerbfällen siehe Tabelle 5.9). Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wird in der Form $\Delta\sigma < 1,5f_y$ und ist in keinem untersuchten Fall maßgebend und wird deswegen nicht in der folgenden Tabelle angeführt.

Die Werte der Biegemomente für Hauptträger ($M_{Q,HT}$ bzw. $\phi_{HT} \cdot M_{Q,HT}$) als Einfeldträger können dem Anhang T entnommen werden, eine Umrechnung auf Längsträger als Einfeldträger erfolgt in der Tabelle. Der Wert des Feldmomentes im Innenfeld für den Längsträger als Durchlaufträger mit Berücksichtigung der Lastverteilung wurde mit Hilfe des Programms Ruck-Zuck ermittelt und in die Tabelle aufgenommen.

	I 1904	EN 1991-2/2004, ϕ_2 ONR 24008/2006	
	Flusseisen, Ohne Schotterbett		
		ULS	FLS
		$\alpha = 1,21$	$\alpha = 1$
Momente am Einfeldträger [kNm]			
M_G	$\frac{4,25 \cdot 2^2}{8} = 2,1$	$\frac{4,25 \cdot 2^2}{8} = 2,1$	
$M_{Q,HT}$ bzw. $\phi_{HT} \cdot M_{Q,HT}$	110	254	210
ϕ_{HT}		1,67	
ϕ_{LT}		1,46	
$M_{Q,LT}$ bzw. $\phi_{LT} \cdot M_{Q,LT}$	$\frac{110}{2} = 55$	$\frac{254}{2} \cdot \frac{1,53}{1,67} = 116$	92
Momente am Durchlaufträger mit Berücksichtigung der Lastverteilung durch die Schiene $\phi_{LT} \cdot M_{Q,LT}$ [kNm]	-	64	53

Sicherheitsbeiwerte, ULS			
γ_G	nach ÖNORM EN 1990:2002/A 1/2005 [B 34]	-	1,35
γ_Q		-	1,45
γ_{M0}	nach ONR 24008/2006 [B 28]		1,15
M_k bzw. M_{Ed} bzw. ΔM_{Ed} [kNm]		57	$64 \cdot 1,45 + 2,1 \cdot 1,35 = 96$
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
$\sigma_{zul, 2m \text{ Stützweite}}$	nach Verordnung 1904 [B 15]	7,60	-
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5
$\Delta \sigma_{C, Kerbfall 85}$		-	8,5
Sicherheitsbeiwerte, FLS			
γ_{Ff}	nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]	-	1,0
γ_{Mf}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	1,1
div. Beiwerte			
$f(\kappa < 0)_{Flusseisen}$	nach ONR 24008/2006 ¹⁾ [B 28]	-	1
Anpassungsbeiwert $\lambda_{Stützweite=2m}$	nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]	-	1,4
Widerstandsmoment [cm ³] W_{vorh}^* bzw. W_{erf}^*		752	$\frac{96}{23,5} \cdot 100 = 471$ $\frac{53 \cdot 1,4}{8,5} \cdot 100 = 963$ 1,1
Tabellenwert $\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]			$\frac{752}{963} \cdot 100 = 78 \%$

1) $\kappa < 0$, daher $f(\kappa)_{Flusseisen} > 1$, näherungsweise wird auf der sicheren Seite liegend $f(\kappa) = 1$ gesetzt

Tabelle 5.10

Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007:

Aus den Diagramme Annex C Seite 37–74 kann für eine bestehende Brücken (gegeben ist somit die Stützweite, die verwendete Norm, der Lastenzug und die vorhandene Stahlsorte), in Abhängigkeit vom Kerbfall, abgelesen werden, ob der maßgebende Nachweis (aus ULS, FLS für 2 Mio Lastwechsel, SLS) für Längsträger nach EN 1993-1-9/2005 [B 33] und ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] erbracht werden kann.

- Nachweis der Momente und der Querkraft (Annex C S 37-74):

Bei den Feldmomenten (Innenfeld und Randfeld) werden für die schwereren Lastenzüge bei Kerbfall Grundmaterial großteils Werte über 100 % erreicht, die

schlechtesten Ergebnisse sind bei ÖNORM B 4300/1954 [B 5] zu beobachten. Für den Kerbfall 85 für genietete Träger sind die Ergebnisse klarerweise schlechter, die gewünschten 100 % werden hierbei nur noch teilweise für den Österreichischen N-Zug erhalten. Das Stützmoment liefert schlechtere Ergebnisse als die Feldmomente, in mehreren Bereichen liegen die Werte auch für Kerbfall 160 unter 100 %.

Beim Vergleich der Querkraft an der Innenstütze werden auch beim Vergleich mit EN sehr schlechte Ergebnisse erhalten, der Maximalwert wird beim Österreichischen N-Zug erreicht und liegt bei 72 %. Beim Anschluss der Längsträger an die Querträger mit Nieten werden bessere Resultate erlangt als bei der Querkraft an der Innenstütze. D.h. dass die Nieten gegenüber dem genieteten Grundmaterial auch hier nicht maßgebend sind.

- Vergleich der Übereinstimmung mit den Ergebnissen in Kapitel Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse für Hauptträger und in Kapitel Tragfähigkeit (Annex C S 37-74 verglichen mit Annex B S 34-75 und Annex A S 18-41):

Bei den Resultaten im Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* ist im Gegensatz zum Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* zu erkennen, dass höhere Stahlsorten schlechtere Ergebnisse liefern. Dies ist auch hier zu beobachten, da beim Nachweis der Momente, selbst beim Grundmaterial, in den meisten Fällen der Ermüdungsnachweis maßgebend ist. Anders ist es beim Nachweis der Querkraft und der Niete des Anschlusses, hier ist für die Stahlsorten Schweißbeisen, Flusseisen und St 37 meist der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend, erst bei höheren Stahlsorten wird der Ermüdungsnachweis maßgebend.

Eine weitere Übereinstimmung der Ergebnisse dieser Untersuchung mit jenen im Kapitel für Hauptträger, ist, dass die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] teilweise bessere Ergebnisse erzielt als die BE 1934 [B 20] (bei den Gegenüberstellungen im Kapitel 2.3 *Tragfähigkeit* ist dies genau andersherum), weil die Ermüdungsfestigkeit für Schweißbeisen nach 1904 dieselbe ist wie für Stahlsorten späterer Normen, während die bei der Tragfähigkeit anzusetzende Streckgrenze für Stähle aus der Verordnung 1904 geringer ist.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass eine Nachrechnung der Längsträger einer bestehenden Brücke, eher selten zu den gewünschten Ergebnissen führt, d.h., dass die vorhandenen Querschnittswerte selten größer sind als die erforderlichen Querschnittswerte. In diesem Zusammenhang kann auf die Dissertation von *Unterweger* verwiesen werden [E 1]. *Unterweger* zeigt, dass die im EC 3 ausgewiesenen Betriebsfaktoren λ , bedingt durch rechentechnische Vereinfachungen, für Stützweiten unter 12 m sehr konservative Werte darstellen, die seiner Meinung nach um ca. 20 % zu hoch sind. Dies betrifft vor allem die in diesem Kapitel untersuchten Fahrbahnelemente, für die ja meist der Ermüdungsnachweis bemessungsbestimmend wird.

Abschließend wird noch einmal darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse der Nachrechnung der Längsträger stark vom vorhandenen Kerbfall abhängen. Je schlechter die Kerbgruppe ist, desto eher können Probleme auftreten, da ja nach den alten Normen für Längsträger kein vom Kerbfall abhängiger Ermüdungsnachweis geführt wurde.

5.1.1.3. Vergleichsrechnung Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; Vergleich ÖNORM B 4303/1994 mit ÖNORM EN 1993-2/2007

Der Nachweis in der ÖNORM ist sehr einfach und ähnelt jenen Nachweisen der alten Normen. Jedoch enthält dieser Nachweis einige Unklarheiten, die hier in weiterer Folge aufgelistet werden.

Verglichen werden bei der Berechnung in diesem Kapitel die erforderlichen Widerstandsmomente (oder Querschnittsflächen) nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] und ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] in der folgenden Form:

$$W_{\text{erf B 4300/1994}} / W_{\text{erf EN 1993-2/2005}} \cdot 100 [\%]$$

Die Berechnung nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] liefert beim Kerbfall Grundmaterial im Vergleich zu EN 1993-2/2007 [B 26] stark auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Für den weitaus wichtigeren Kerbfall der genieteten Konstruktionen liegen die Ergebnisse für die Momente im Innenfeld um 100 %. Die Schwankungsbreite ist in Abhängigkeit von der Stahlsorte allerdings sehr groß, z.B. liegen die Werte für das Moment im Randfeld zwischen 60 und 130 %. Wie bereits erwähnt werden für hohe Stahlsorten nach ÖNORM B 4303/1994 [B 10] weit bessere Ergebnisse erhalten. Dies ist nicht nachvollziehbar, da es sich bei dem vereinfachten Nachweis der ÖNORM um einen Nachweis handelt der den Betriebsfestigkeitsnachweis inkludieren soll und die Ermüdungsfestigkeit (vor allem für die bei dieser Norm behandelten geschweißten Konstruktionen) weitgehend von der Stahlsorte unabhängig ist.

Die Momente im Randfeld und im Innenfeld liefern beinahe gleiche Ergebnisse, die Resultate für Stützmomente sind wesentlich niedriger. Für genietete Konstruktionen ist hierbei der schlechteste Wert ungefähr 45 %, d.h., dass die ÖNORM durch Anwendung eines „vereinfachten Ansatzes“, Resultate liefert, die im Gegensatz zu den „genaueren Methoden“ der EN auf der unsicheren Seite liegen. Dies ist auch beim Nachweis der Niete beim Anschluss zu bemerken. Die Vorgangsweise zur Berechnung dieses Anschlusses ist ein weiterer Kritikpunkt an der ÖNORM, da es meines Erachtens nicht nachvollziehbar ist, warum beim Anschluss der Längsträger eine wesentliche kleinere Kraft anzusetzen ist als beim Nachweis der Querkraft, weiters ist es auch nicht verständlich warum hier kein Ermüdungsnachweis geführt werden muss (auch nicht der sonst verwendete vereinfachte Nachweis).

Meiner Meinung nach, ist das Verfahren der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] zum Nachweis der Längsträger also nicht zu empfehlen.

Diagramme: Annex C Seite 75–82

5.1.1.4. Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Einfeldträger-offene Fahrbahn; Verordnung aus dem Jahr 1904 bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007

Die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] enthält keine Vorschriften bezüglich der Ausführung und der Berechnung der Längsträger. Eine Ausführung der Längsträger zwischen den Querträgern bei denen die Gurte nicht miteinander verbunden sind, ist also möglich. Die Längsträger können daher auch als Einfeldträger ausgeführt werden. Der folgenden Untersuchung wird daher die Berechnung als Einfeldträger zugrunde gelegt, sowohl nach der Verordnung 1904 [B 15] als auch nach der ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26].

Berechnet werden sowohl das Moment in Feldmitte (genieteteter Träger KF 85) als auch die Querkraft im Auflagerbereich (KF 100) und die Nietenspannung beim Anschluss (KF 140)(Zuordnung zu den Kerbdetails siehe Tabelle 5.9). Die Ergebnisse werden in Diagrammen dargestellt.

Diagramme: Annex C Seite 83–85

Wie dies zu erwarten war, ergeben sich für die Momente im Vergleich zur Berechnung als Durchlaufträger etwas schlechtere Ergebnisse, für die Querkraft und die Nietenspannung werden wesentlich bessere Resultate erzielt.

Für die Längsträger erfolgt weiters eine Restnutzungsdaueruntersuchung (Kapitel 5.1.2.1 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen*) und im Kapitel Bruchmechanik (Kapitel 6.8.2.2 *Untersuchung des Winkels eines Längsträgers*) eine Betriebszeitintervallberechnung typischer Querschnitte genieteteter Längsträger.

5.1.1.5. Vergleichsrechnung Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Querträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007

Als Voraussetzung für den Vergleich wird wieder eine eingleisige Brücke mit zwei Hauptträgern (z.B. Blechträger mit oben- oder untenliegender Bahn, oder Fachwerkträger mit oben- oder untenliegender Bahn) angenommen die gerade ist (die Lastverteilung erfolgt gleichmäßig und es wirkt keine Fliehkraft). Die Fahrbahn ist offen und die Lasten werden über zwei Längsträger mit einem Abstand von 1,8 m und einer Stützweite von 2 bis 6 m zu den Querträgern übertragen. Die Querträgerstützweite beträgt 5 m.

Die aus der Verkehrslast einwirkenden Kräfte können in den Normen BE 1934 [B 20] und ÖNORM B 4003/1956 [B 1] in Abhängigkeit von den Abmessungen der Längsträger den enthaltenen Tabellen entnommen werden. Bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] und der ÖNORM B 4003/1984 [B 2] werden die Auflagerkräfte aus den Längsträgern analog der Tabellen der anderen Normen berechnet, es wird also eine gelenkige Längsträgerkette angenommen. Bei der ÖNORM EN 1991-2/2004 [B 4] können die Auflagerkräfte aus der Berechnung der Längsträger entnommen werden. Es werden die Ergebnisse der Berechnung ohne Lastverteilung herangezogen, da die Lastverteilung auf diese Ergebnisse praktisch keinen Einfluss hat.

Der dynamische Beiwert für Querträger (offene Fahrbahn, nicht Endquerträger) kann den jeweiligen Normen entnommen werden (Die Normen BE 1934 [B 20] und ÖNORM B 4003/1956 [B 1] unterscheiden auch hier nicht zwischen Haupt- und Querträgern, siehe hierzu auch Kapitel 2.1.1.3 *Dynamischer Beiwert*). Das Eigengewicht des Querträgers wird mit 300 kg/m angenommen.

Einwirkungen auf den Querträger	
Eigengewicht Gewicht des Querträgers Gewicht der Fahrbahn ohne Bettung und der Längsträger	Annahme 300 kg/m Auflagerkräfte aus der Berechnung für die Längsträger zufolge Eigengewicht
Verkehrslast	Auflagerkräfte aus der Berechnung für die Längsträger zufolge Verkehrslast
Dynamischer Beiwert:	
BE 1934 [B 20] ÖNORM B 4003/1956 [B 1]	$\varphi_{\text{Längsträger}} \stackrel{\Delta}{=} \varphi_{\text{Hauptträger}}$
ÖNORM B 4003/1984 [B 2] ÖNORM EN 1991-2/2004 [B 4]	$\Phi_{\text{Querträger, offene Fahrbahn}}$

Tabelle 5.11

Es wird für die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] der allgemeine Spannungsnachweis, für die Normen BE 1934 [B 20], ÖNORM B 4300/1954 [B 5] und ÖNORM B 4603/1964 [B 9] der Wöhlerfestigkeitsnachweis geführt, und bei der Berechnung nach Eurocode wird der maßgebende Fall aus dem Tragfähigkeits- und dem Betriebsfestigkeitsnachweis bestimmt. Beim Tragfähigkeitsnachweis für die alten Brücken gehen die Stahlkennwerte nach ONR 24008/2006 [B 28] ein, der Betriebsfestigkeitsnachweis wird für die Kerbfälle der folgenden Tabelle geführt, analog zur Berechnung der Längsträger. Der Anschluss des Querträgers an den Hauptträger wird ohne Berücksichtigung eines Einspannmomentes für die 1,2-fache

Querkraft aus Eigengewicht und Verkehrslast unter Berücksichtigung des dynamischen Beiwertes geführt, wie dies nach Ril 805/1999 [B 13] für Bewertungsstufe 1 und 2 zulässig ist.

Der Ermüdungsnachweis nach Eurocode wird für $\alpha = 1$ geführt, die λ -Werte für Querträger können dem Kapitel 4.2 *Ermüdungsnachweis* für Hauptträger entnommen werden, weiters wird $\gamma_{Mf} = 1,10$ nach ONR 24008/2006 [B 28] angenommen.

Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird für 2 Millionen Spannungsspiele geführt.

Moment	Grundmaterial	KF 160 für neue Baustähle KF 125 für Schweißbeisen und alte Baustähle	UIC Kodex 778-2/1991 [B 12]
	Genietete Bauteile	KF 90 KF 85 KF 71	ONR 24008/2006 [B 28]
Querkraft	Grundmaterial unter Schubbeanspruchung	KF 100	EN 1993-1-9 /2005 [B 33]
	Niet auf Abscheren	KF 140	ONR 24008/2006 [B 28]

Tabelle 5.12

Diagramme: Annex C Seite 86-115

Werte in den Diagrammen $> 100\%$ bedeuten, dass $W_{\text{vorhanden}}^*$ größer als $W_{\text{erforderlich}}^*$ bzw., dass $A_{V,\text{vorhanden}}^*$ größer als $A_{V,\text{erforderlich}}^*$ ist. Mit anderen Worten, Diagrammwerte größer als 100% bedeuten, dass der hier geführte Nachweis (maßgebender Nachweis aus ULS, SLS, FLS nach den ÖNORMen EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33] für den Querträger), unter den zuvor beschriebenen Voraussetzungen, für die bestehende Brücke, erbracht werden kann.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex C Seite 86-115, an Hand des Beispiels der Trattenbachbrücke

Wie für die Vergleichsrechnungen für Fahrbahnträger in diesem Kapitel bisher, wird auch hier die Trattenbachbrücke als Beispiel herangezogen. Die wichtigsten Eckdaten der Trattenbachbrücke sind in Tabelle 5.7 zu erkennen. Es wird wieder davon ausgegangen, dass die Brücke gerade ist. Es sind zwei Längsträger im System, die Längsträgerstützweite ist 2 m, der Längsträgerabstand ist 1,8 m. Die Querträgerstützweite ist 4,85 m (vereinfachend wird 5 m angenommen).

Die folgende Tabelle zeigt die Berechnung des vorhandenen Widerstandsmomentes eines Querträgers mit Hilfe der Verordnung 1904 [B 15], und die Berechnung des erforderlichen Widerstandsmomentes mit Hilfe der ÖNORMen EN 1993-2/2007 [B 26] und EN 1993-1-9/2005 [B 33] für den Tragfähigkeitsnachweis und den Betriebsfestigkeitsnachweis. Der Betriebsfestigkeitsnachweis wird exemplarisch für Kerbfall 85 (genietete Bauteile) geführt (Zuordnung zu den Kerbfällen siehe Tabelle 5.9). Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis wird in der Form $\Delta\sigma < 1,5f_y$ geführt und ist

in keinem untersuchten Fall maßgebend, weswegen er nicht in der folgenden Tabelle angeführt wird.

Die Einwirkungen auf den Querträger sind wie in Tabelle 5.11 beschrieben. Die Auflagerkräfte der Längsträger folgen aus der Berechnung im Kapitel 5.1.1.2 *Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007* und werden in der folgenden Tabelle aufgeführt.

		I 1904	EN 1991-2/2004, ϕ_2 ONR 24008/2006	
		Flusseisen, Ohne Schotterbett		
			ULS	FLS
			$\alpha = 1,21$	$\alpha = 1$
Auflagerkraft des LT auf den QT [kN]				
$A_{G,LT}$		$\frac{4,25 \cdot 2}{2} \cdot 2 = 8,5$	$\frac{4,25 \cdot 2}{2} \cdot 2 = 8,5$	-
ϕ_{QT}		-	1,46	
$A_{Q,LT}$ bzw. $\phi_{QT} \cdot A_{G,LT}$		176	372	308
Sicherheitsbeiwerte, ULS				
γ_G	nach ÖNORM EN 1990:2002/A 1/2005	-	1,35	-
γ_Q	[B 34]	-	1,45	-
γ_{M0}	nach ONR 24008/2006 [B 28]		1,15	-
$A_{k,LT}$ bzw. $A_{Ed,LT}$ bzw. $\Delta A_{Ed,LT}$ [kN]		185	$372 \cdot 1,45 + 8,5 \cdot 1,35 = 552$	308
g_{QT} [kN/m]		3	3	-
$M_{k,QT}$ bzw. $M_{Ed,QT}$ bzw. $\Delta M_{Ed,QT}$ [kNm]		303	893	492
Materialkennwerte [kN/cm ²]				
$\sigma_{zul, 5m \text{ Stützweite}}$	nach Verordnung 1904 [B 15]	7,75	-	
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5	-
$\Delta\sigma_{C, Kerbfall 85}$		-	-	8,5
Sicherheitsbeiwerte, FLS				
γ_{Ff}	nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]	-	-	1,0
γ_{Mf}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	-	1,1
div. Beiwerte				
$f(\kappa = 0,03)_{Flusseisen}$	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	-	0,99
$\lambda_{QT, Stützweite=5 m}$	Anpassungsbeiwert nach ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26]	-	-	1,16

Widerstandsmoment [cm ³] W_{vorh}^* bzw. W_{erf}^*	$\frac{303}{7,75} \cdot 100 = 3914$	$\frac{893}{23,5} \cdot 100 = 4372$ $1,15$	$\frac{492 \cdot 1,16}{0,99 \cdot \frac{8,5}{1,1}} \cdot 100 = 7482$
Tabellenwert $\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} \cdot 100$ [%]	$\frac{3914}{7482} \cdot 100 = 52 \%$		

Tabelle 5.13

Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Verhältnis der vorhandenen und erforderlichen Querschnittswerte für den Querträger-offene Fahrbahn; alte Normen bezogen auf ÖNORM EN 1993-2/2007:

Aus den Diagramme Annex C Seite 86–115 kann für eine bestehende Brücken (gegeben ist somit die Stützweite, die verwendete Norm, der Lastenzug und die vorhandene Stahlsorte), in Abhängigkeit vom Kerbfall, abgelesen werden, ob der maßgebende Nachweis (aus ULS, FLS für 2 Mio Lastwechsel, SLS) für Querträger nach EN 1993-1-9/2005 [B 33] und ÖNORM EN 1993-2/2007 [B 26] erbracht werden kann.

- Nachweis der Momente und der Querkraft (Annex C S 86-115):

Wie schon bei der Vergleichsrechnung für die Längsträger werden auch für die Querträger selten vorhandene Querschnittswerte errechnet die über den erforderlichen Querschnittswerten liegen (Die Ergebnisse in den Diagrammen sind meist < 100 %). Selbst beim höchsten Kerbfall für genietete Träger (KF 90) werden nie 100 % erreicht. Die besten Ergebnisse erhält man wiederum für die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15], vor allem für den Österreichischen N- Zug, maximal werden hier 85 % erreicht. Die Ergebnisse der anderen Normen für die Stahlsorte St 37 und den schwereren Lastenzug liegen für Kerbfall 90 zwischen 40 und 50 %. Die Ergebnisse sind vom Längsträgerabstand also der Querträgerentfernung abhängig, meist liefert ein größerer Abstand bessere Resultate, eine zu häufige Anordnung der Längsträger wirkt sich in diesem Fall negativ auf die Querträger aus. Dies liegt am dynamischen Beiwert und dem zur Ermüdungsberechnung verwendeten Schadensäquivalenzfaktor λ , beide sind vom Querträgerabstand abhängig und umso höher je geringer dieser ist. Der Einfluss ist aber nicht sehr groß.

Die Aufnahme der Momente am genieteten Querträger ist maßgebend gegenüber der Aufnahme der Querkraft im Auflagerbereich und gegenüber dem Anschluss des Querträgers an den Hauptträger mit Nieten.

- Vergleich der Übereinstimmung mit den Ergebnissen in Kapitel Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger und in Kapitel Tragfähigkeit sowie mit den Ergebnissen für Längsträger (Annex C S 86 - 115 verglichen mit Annex B S 34-66, Annex A S 12-31 und Annex C S 37-74):

Da auch hier bei der Berechnung nach Eurocode meistens der Ermüdungsnachweis maßgebend ist, erhält man für St 37 bessere Resultate als für St 52. Dies stimmt mit den Vergleichen im Kapitel für Hauptträger und den Berechnungen für die Längsträger überein.

Vergleicht man die Ergebnisse der Nachrechnung der Längsträger nach Eurocode und der Querträger miteinander, so kann man erkennen, dass die Resultate für die Querträger geringfügig unter jenen für die Längsträger liegen.

Für die Längs- und die Querträger folgt nun eine Restlebensdauerberechnung.

5.1.2. Restnutzungsdauernachweis der Längs- und Querträger der Fahrbahn

Dieses Kapitel befasst sich mit dem Restnutzungsdauernachweis nach Ril 805/1999 [B 13] in Kombination mit den Wöhlerlinien nach ONR 24008/2006 [B 28] für genietete Fahrbahnträger (siehe hierzu auch Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*). Zum Vergleich wird auch eine Berechnung mit den Wöhlerlinien der Ril geführt.

Die Berechnung der Längs- und der Querträger beschränkt sich auf den Restnutzungsdauernachweis der Momente am genieteten Träger, da aus den vorangegangenen Berechnungen dieses Kapitels hervorgegangen ist, dass die Aufnahme der Querkraft am Anschluss im Vergleich zur Aufnahme der Momente nicht maßgebend ist. Der Nachweis der Niete, sowohl für den Anschluss Längsträger-Querträger als auch für den Anschluss Querträger-Hauptträger, kann aus demselben Grund vernachlässigt werden. Ebenso wurde bereits im Kapitel für Hauptträger erläutert, dass der Nachweis des Nietes eines zusammengesetzten Trägers gegenüber dem Nachweis des genieteten Trägers nicht maßgebend ist, dies gilt auch für die Niete der Längs- und Querträger.

5.1.2.1. Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen

Bei dieser Berechnung wird im Gegensatz zur vorher geführten Nachrechnung nach ÖNORM EN 1993-2/2007 auf die Geschichte des Bauwerkes eingegangen, indem ein akkumulierter Ermüdungsschaden aus der Vergangenheit und aus der Zukunft bestimmt wird.

Die für diese Berechnung getroffenen Voraussetzungen entsprechen weitgehend jenen des vorangegangenen Kapitels und zusätzlich jenen des Restnutzungsdauernachweises der Hauptträger.

Allgemeine Voraussetzungen:

- Es wird eine eingleisige Brücke mit zwei Hauptträgern (z.B. Blechträger mit oben- oder untenliegender Bahn, oder Fachwerkträger mit oben- oder untenliegender Bahn) angenommen die gerade ist (die Lastverteilung erfolgt gleichmäßig und es wirkt keine Fliehkraft). Die Fahrbahn ist offen und die Lasten werden über zwei Längsträger mit einem Abstand von 1,8 m und einer Stützweite von 2 bis 6 m zu den Querträgern übertragen. Die Querträgerstützweite beträgt 5 m.

Zusätzliche Voraussetzungen bei der Restnutzungsdauerberechnung:

- Stetig gerade verlaufende Wöhlerlinie; Neigung der Wöhlerlinie: $m = 5$ (laut ONR 24008/2006 [B 28] und Ril 805/1999 [B 13])
- Berechnungsjahr 2009
- keine Verstärkungsmaßnahmen, keine Verkehrsveränderung:
 $D_{Zuk} = 0,025 D_{Verg}$ (Annahme laut Ril 805/1999 [B 13])
- $\rho_2 = 1$: jährliche Bruttotonnage $25 \cdot 10^6$ t
- $\rho_3 = 1$: eingleisige Überbauten

- $\rho_4 = 1: v_{zul} > 70 \text{ km/h}$.

Diagramme: Annex C Seite 116-142

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in den Diagrammen Annex C Seite 116-142, an Hand des Beispiels des Feldmomentes im Innenfeld der Trattenbachbrücke

Die folgende Tabelle beinhaltet die Einflussgrößen, die zur Berechnung der Restnutzungsdauer benötigt werden. Es sind dies die Momente und zulässigen Spannungen der alten Norm, also für die Trattenbachbrücke der Verordnung 1904 [B 15], sowie die Momente der neuen Norm, folglich zufolge LM 71 laut ÖNORM EN 1991-2 [B 4] (siehe Tabelle 5.10), die zur Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi_{\max} \Delta\sigma_{UIC}$ erforderlich sind. Weiters wird die ertragbare Spannungsschwingbreite nach ONR 24008/2006 [B 28] (es wird wieder der Kerbfall 71 angenommen) aufgelistet, und die diversen Beiwerte nach Ril 805/1999 [B 13].

		I 1904	EN 1991-2/2004, ϕ_2
		Flusseisen, Ohne Schotterbett	
		FLS	
		$\alpha = 1$	
Momente [kNm]			
M_G		2,1	2,1
$M_{Q,LT}$ bzw. $\phi_{LT} \cdot M_{Q,LT}$		55	53
Spannungsverhältnis κ		-	-0,3
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
$\sigma_{zul, 2m \text{ Stützweite}}$	nach Verordnung 1904 [B 15]	7,60	-
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5
$\Delta\sigma_{C, Kerbfall 71}$ ¹⁾		-	7,1
Sicherheitsbeiwerte, FLS			
γ_{Ff} nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33]		-	1,0
γ_{Mf} nach ONR 24008/2006 [B 28]		-	1,1
div. Beiwerte			
$f(\kappa)_{Flusseisen}$ ²⁾ nach ONR 24008/2006 [B 28]		-	1,14
$\alpha_{\text{zweifacher Querträgerabstand}=4 m}$ nach Ril 805/1999 [B 13]		-	0,25
Korrekturfaktor $\rho_{1, 1935}$ nach Ril 805/1999 [B 13]		-	0,98

$$2) \quad \sigma_{zul} \Delta\sigma_{Be, \kappa} = \frac{\Delta\sigma_C \cdot f(\kappa)}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf}}$$

$$3) \quad \Delta\sigma_{2MioLW} = \Delta\sigma_{C, Kerbfall 71} \cdot f(\kappa)$$

Tabelle 5.14

Die Berechnung erfolgt analog Kapitel 4.3.1.2 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter genieteteter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen, Berechnung des Schadens der Vergangenheit mit Ril 805/1999, Kerbfälle für genietetete Brücken nach ONR 24008/2006*, die maximale Spannungsdifferenz $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ ergibt sich zu:

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \Delta \sigma_{zul,alt} \frac{\phi M_{\max p,UIC}}{\varphi_{alt} M_{\max p,alt}} = 7,6 \cdot \frac{53}{55} = 7,3 \text{ kN/cm}^2$$

die zulässige Spannungsdoppelamplitude folgt mit:

$$zul \Delta \sigma_{Be,\kappa} = \frac{\Delta \sigma_C \cdot f(\kappa)}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf}} = \frac{7,1 \cdot 1,14}{1 \cdot 1,1} = 7,4 \text{ kN/cm}^2$$

Die Berechnung des ermüdungsrelevanten Belastbarkeitsbeiwertes $\beta_{D,UIC}$:

$$\beta_{D,UIC} = \frac{zul \Delta \sigma_{Be,\kappa}}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}} = \frac{7,4}{7,3} = 1,04$$

Der Gesamtschaden der Vergangenheit berechnet sich zu:

$$D_{Verg} = \alpha \cdot \rho_1 \cdot \rho_2 \cdot \rho_3 \cdot \rho_4 \cdot \left(\frac{1}{\beta_{D,UIC}} \right)^5 = 0,25 \cdot 0,98 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{1,04} \right)^5 = 0,20$$

Die Restnutzungsdauer ist dann:

$$R = \frac{1 - D_{Verg}}{0,01 + D_{Zuk}} - A = \frac{1 - D_{Verg}}{0,01 + 0,025 D_{Verg}} - A = \frac{1 - 0,20}{0,01 + 0,025 \cdot 0,20} - 13 = 40 \text{ Jahre}$$

Es kann also für den hier untersuchten Fall eine Restlebensdauer von 40 Jahren ermittelt werden.

Ergebnisse der Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen:

Wie bei den vorangegangenen Untersuchungen dieses Kapitels und bei den Berechnungen im Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*, kann man auch bei diesem Vergleich erkennen, dass erstens niedrige Stahlsorten bessere Ergebnisse (also eine höhere Restnutzungsdauer) liefern als hohe Stahlsorten, und zweitens schwere Lastenzüge im Vergleich zu leichteren Lastenzügen derselben Norm, eine höhere Restnutzungsdauer ergeben.

Die im Kapitel für Hauptträger auftretenden starken Schwankungen in Abhängigkeit von der Stützweite sind in diesem Kapitel natürlich kaum zu beobachten, da ja hier für den Längsträger nur Stützweiten zwischen 2 und 6 m untersucht werden, die Stützweite des Querträgers bleibt konstant.

Wie durch die vorangegangenen Berechnungen dieses Kapitels zu erwarten war, wird die erwünschte Restnutzungsdauer eher selten erhalten.

1. Längsträger (Annex C S 116-135):

Für das Feldmoment im Randfeld werden für einige Lastenzüge positive Werte für die Restnutzungsdauer erreicht. Hierzu zählen die Lastenzüge der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] für Brücken aus Schweißisen und aus Flusseisen, die Lastenzüge der BE 1934 [B 20] und die Lastenzüge (0) und (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2] für St 37. Großteils negative Werte erhält man für die Lastenzüge S und L der ÖNORM B 4003/1956 [B 1].

Die Ergebnisse für das Feldmoment im Innenfeld liegen ein wenig über jenen für das Randfeld.

Bei der Nachrechnung für das Stützmoment werden schlechtere Resultate erzielt, die besten Ergebnisse erhält man auch hier für die bereits beim Randfeld angegebenen Normen. Die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] ist bei dieser Berechnung ausgeschlossen, da nach dieser Norm Längsträger als Einfeldträger berechnet wurden.

2. Querträger (Annex C S 136-142):

Die Berechnung der Restlebensdauer für den Querträger unter Zugrundelegung der Wöhlerlinien der ONR 24008/2006 [B 28] für genietete Konstruktionen, liefert, außer für den österreichischen N-Zug aus dem Jahr 1926, durchgehend negative Werte.

5.2. Verknüpfung der Ergebnisse dieses Kapitels mit den Ergebnissen von Versuchen an Brücken in der Literatur und Schlussfolgerungen für die weiteren Untersuchungen

Versuche an Brückenteilen und Untersuchungen an bestehenden Brücken, bestätigen die Aussage dieses Kapitels, dass die Fahrbahnträger oft die kritischsten Elemente in Brücken darstellen und, dass die Ermüdungsfestigkeit einer genieteten Brücke häufig durch das Verhalten dieser Tragwerksteile bestimmt wird.

Al-Emrani [C 10] stellt fest, dass die Mehrheit der Ermüdungsschäden an genieteten Brücken durch Verformungen verursacht wird. Die Schäden entstehen durch sekundäre, nicht in der Kräfteebene wirkende Spannungen, die durch Verformungsbehinderung eines Teiles einer Brücke hervorgerufen werden. Es wurden jedoch auch schon Schadensfälle beobachtet, vor allem bei Fahrbahnträgern, in denen die Ermüdungsrisse durch eine Primärbelastung auftraten.

Versuche an sechs aus einer Brücke ausgebauten Längsträgern, ergaben, dass die Risse am wahrscheinlichsten im Bereich maximaler Momente bei der Stegnietverbindung auftreten und von einem Nietloch ausgehen. Ähnliche Versuche wurden auch von *Taras* und *Greiner* [C 31] an aus Brücken ausgebauten Längsträgern durchgeführt und auch hier entstanden die meisten Risse im Bereich maximaler Momente in den Winkeln des Untergurtes, sie gingen vom Nietloch aus und breiteten sich von dort zunächst in Richtung Bauteilaußenkante aus. Diese Aussage stimmt mit den Ergebnissen der rechnerischen Untersuchungen dieses Kapitels überein (und des Kapitels für Hauptträger), bei welchen festgestellt wurde, dass der Kerbfall genieteter Träger im Bereich des maximalen Momentes für einen Längsträger maßgebend ist. *Al-Emrani* konnte weiters eine langsame und gleichmäßige Rissausbreitungsgeschwindigkeit beobachten, sowie die Fähigkeit der Kraftumlagerung der zusammengesetzten, genieteten Träger in die unbeschädigten Teile. Bei diesen Versuchen wurde aber nicht die Verbindung der Längsträger mit den Querträgern untersucht, diese Verbindung war Ausgangspunkt weiterer Versuche von *Al-Emrani* [D 12] die schon weiter vorne besprochen wurden.

Unter der Voraussetzung, dass die Fahrbahn nicht mit dem Bauteil zusammenwirkt bzw., dass das unbeabsichtigte Zusammenwirken nur geringe Zusatzspannungen zu Folge hat, sind die kritischen Bereiche nicht die Anschlüsse der Fahrbahnträger sondern eher der Bereich der maximalen Momente. Hier ist besonders auf Stellen zu achten wo es zu Steifigkeitssprüngen (Querschnittssprünge oder Querschnittsänderungen) kommt.

Probleme in den Anschlüssen sind vor allem dann zu erwarten wenn Zwängungsspannungen auftreten oder bei geometrischen Fehlstellen.

Schäden aus Zwängungen:

- bei Untersuchungen von *Helmerich* [A 28] wurden Risse entdeckt, wenn die Längsträger sehr knapp neben den Hauptträgern liegen (hierbei wird die Bedingung zur Vernachlässigung des Zusammenwirkens verletzt, siehe ÖNORM B 4603/1964). Dies führt durch die daraus resultierenden hohen Schubbeanspruchungen zu Problemen im Stegbereich der Querträger.

- Große Zwängungsspannungen treten auch dort auf, wo die Längsträger nur über ihre Stege mit den Querträgern verbunden werden (wie dies schon am Anfang im Kapitel 5.1 *Fahrbahnträger (Längs- und Querträger)* erläutert wurde, Versuche von *Al-Emrani* [D 12], siehe Abbildung 5.7) und führen zu Rissen in den Anschlusswinkeln.

Schäden bei geometrischen „Fehlstellen“:

- Bei Untersuchungen wurden Risse bei Ausklinkungen am Anschluss Querträger/Hauptträger (*Helmerich* [A 28]) oder Längsträger/Querträger (*Roeder* [D 13]) entdeckt
- oder Risse bei nicht verstärkten Durchlässen im Querträger (*Helmerich* [A 28]). Nicht verstärkte Durchlässe können im Zugbereich liegen, wenn sich die neutrale Faser wegen Mitwirkens der Fahrbahn am Lastabtrag nach oben verschiebt und damit einen Kerbfall wie Ausklinkungen ergeben.

Mögliche Verstärkungsmaßnahmen sind:

- Austauschen der Niete gegen vorgespannte Schrauben bei der Gefahr des Abscherens der Niete
- Austausch einzelner Teile also z.B. der Austausch von Anschlusswinkeln
- Aufbohren der Risspitze aufgefundener Ermüdungsrisse um das Weiterwachsen zeitweilig aufzuhalten
- Vorbeugendes Verstärken unverstärkter Durchlässe
- Austauschen der gesamten Fahrbahn (dies setzt eine ausreichende Tragfähigkeit der Hauptträger voraus).

Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass Fahrbahnträger oft die kritischsten Elemente einer Brücke darstellen, die Gründe dafür sind:

- Lastenzüge der alten Normen liefern für kurze Stützweiten im Vergleich zum LM 71 zu kleine Schnittkräfte
- Fahrbahnträger sind häufigeren Lastwechseln unterworfen als Hauptträger
- Fahrbahnträger unterliegen vielfach Zwängungsspannungen.

Im Hinblick auf die Zwängungsspannungen ist bei der Untersuchung eines bestehenden Tragwerkes besonders auf die Konstruktion der Fahrbahn zu achten, die Höhe der Zusatzspannungen in den Fahrbahnträgern hängt in erster Linie von folgenden Faktoren ab (aus Skriptum [E 11]):

- Lage der Fahrbahn in Bezug auf die Nulllinie der Hauptträger
- Seitliche Biegesteifigkeit der Querträger
- Abstand der Längsträger zu den Hauptträgern
- Abstand vom festen Punkt (Bremsverband)
- Verlauf der Momentenfläche (Einfluss bei Durchlaufträgern kleiner).

Einige Resultate dieses Kapitels stimmen mit den Ergebnissen des Kapitels für Hauptträger überein, z.B. in Bezug auf die Stahlsorte (höhere Stahlsorte führt zu schlechteren Ergebnissen). Genauso führen auch die bereits im Kapitel Hauptträger gestellten Fragen (z.B. Kann bei einer bruchmechanischen Berechnung ein zufriedenstellendes Betriebszeitintervall festgestellt werden?) zu einer Untersuchung der Fahrbahnträger im Kapitel 6 *Bruchmechanik*.

6. Bruchmechanik

In diesem Kapitel werden die Grundbegriffe der Bruchmechanik erläutert, um dann mit Hilfe bruchmechanischer Berechnungen für ein Bauteil mit Riss die Lebensdauer, bzw. ein sicheres Betriebszeitintervall bestimmen zu können.

Am Anfang dieses Kapitels (6.1) werden die Grundlagen der Bruchmechanik erklärt, dazu gehört die linear elastische Bruchmechanik (LEBM). Ein besonders wichtiger Parameter der LEBM ist der Spannungsintensitätsfaktor K_I , der die Stärke der Spannungssingularität an der Rissfront beschreibt (Bei Rissöffnungsart I: Zugbeanspruchung senkrecht zur Rissebene). Weiters wird auf die Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors mit FEM und unter zu Hilfenahme von Handbuchlösungen für die wichtigsten Grundfälle eingegangen.

Es folgt ein Abschnitt, der sich mit dem Risswachstum von Ermüdungsrissen beschäftigt. Hierbei wird die Paris-Erdogan Gleichung erörtert (diese beschreibt die Risswachstumsgeschwindigkeit im Bereich stabilen Risswachstums) und die Einflussfaktoren auf diese Gleichung.

Als Bruchkriterium der LEBM wird der Beginn der instabilen Rissausbreitung definiert, diese erfolgt bei Erreichen eines kritischen Wertes des Spannungsintensitätsfaktors. Dieser Wert $K_{I,c}$ wird mit Bruch- oder Risszähigkeit bezeichnet. Hierbei handelt es sich um eine Werkstoffkenngröße, deren Bestimmung (und die Bestimmung anderer bruchmechanischer Kennwerte) im Kapitel 6.2 beschrieben wird. Das darauf folgende Kapitel 6.3 beschäftigt sich mit dem bruchmechanischen Nachweis und stellt in diesem Zusammenhang das Failure Assessment Diagramm (FAD) vor. Es folgt ein Abschnitt (6.4) der sich mit den Einflussfaktoren auf die Interaktionskurve des FAD beschäftigt und hierzu Parameterstudien enthält.

Das nächste Kapitel (6.5) beschäftigt sich mit den bruchmechanischen Kennwerten alter Stahlsorten und dem Einfluss dieser auf die bruchmechanischen Nachweise. Es folgt die Erläuterung der bruchmechanischen Rechenansätze z.B. in den Regelwerken (Kapitel 6.6) und die Empfehlung zur Vorgehensweise bei der bruchmechanischen Untersuchung alter Brückenbauwerke (Kapitel 6.7). Den Abschluss bildet das Kapitel 6.8, das die Anwendung der Bruchmechanik auf die Untersuchungen dieser Arbeit enthält. Das heißt es werden Betriebszeitintervallrechnungen für die maßgebenden Querschnitte bestehender Tragwerke durchgeführt.

6.1. Grundlagen der Bruchmechanik

Das Ziel der Bruchmechanik besteht in der Definition von Bruchkriterien für Bauteile mit Rissen.

6.1.1. Linear elastische Bruchmechanik (LEBM)

Das LEBM-Konzept ermöglicht die quantitative Erfassung des Bruchverhaltens unter Annahme einer linear-elastischen Verformung bis zum Bruch [Blumenauer, Pusch A 18].

Da man den Riss als Grenzfall eines Kerbs für den Kerbradius $\rho \approx 0$ betrachtet, ist es zweckmäßig, bei der Analyse der Spannungsverteilung am Riss von den Grundlagen

der Kerbspannungslehre auszugehen (siehe hierzu z.B. *Blumenauer, Pusch* [A 18], *Radaj, Vormwald* [A 26]). Wie in der folgenden Abbildung 6.1 zu sehen, tritt an einem Korb eine Spannungserhöhung auf, die durch die Beziehung $\sigma_{\max} = \alpha_k \cdot \sigma_N$ beschrieben werden kann.

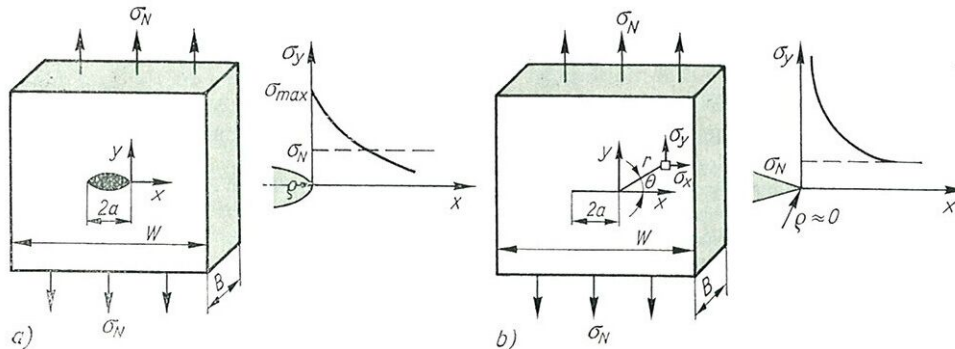


Abbildung 6.1 aus *Blumenauer, Pusch* [A 18]

Es sind σ_{\max} die Maximalspannung, σ_N die aus der Äußeren Spannung und dem beanspruchten Querschnitt zu berechnende fiktive Nennspannung und α_k die von der Korb- bzw. Bauteilform abhängige Formzahl. Für einen elliptischen Korb ist

$$\sigma_{\max} = \sigma_N \left[1 + 2 \left(\frac{a}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

a ... große Halbachse

ρ ... Kerbradius

bzw. $\sigma_{\max} \approx 2\sigma_N \left(\frac{a}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}}$ für $a \gg \rho$.

Mit dem Übergang vom Korb zum ideal scharfen Riss ($\rho \rightarrow 0$) ergibt sich $\sigma_{\max} \rightarrow \infty$, d.h. an der Risspitze liegt eine mathematische Singularität vor. Damit sind aber die Beziehungen der Kerbspannungslehre nicht mehr für Risse anwendbar.

Durch die Einführung einer Spannungsintensität [*Sneddon, Irwin, Westergaard*] als Grenzwert der elastischen Korbwirkung gelang es, das Spannungs- bzw. Verformungsfeld an der Risspitze mathematisch durch die Beziehung

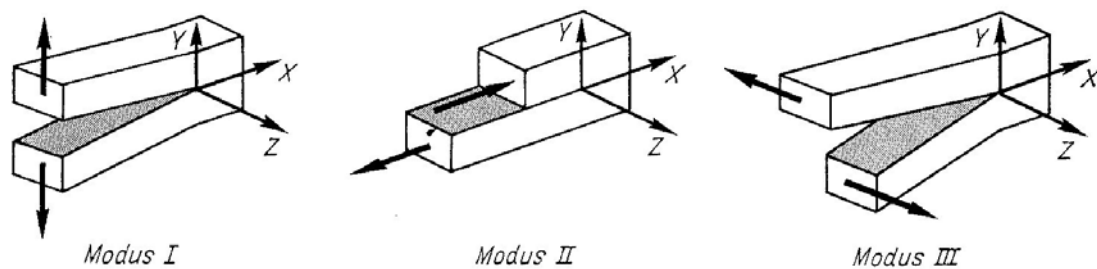
$$\sigma_{ij} = \frac{1}{\sqrt{2\pi \cdot r}} \left[K_I f_{ij}^I + K_{II} f_{ij}^{II} + K_{III} f_{ij}^{III} \right]$$

zu beschreiben.

Die von den Polarkoordinaten r, θ unabhängigen Größen K_I, K_{II} und K_{III} sind ein Maß für die Intensität des Spannungsanstieges an der Spitze eines beliebigen Risses. Die Funktionen f_{ij} sind dimensionslos und nur von θ abhängig [*Blumenauer, Pusch* A 18].

Die bei elastischem Werkstoff an der Risspitze auftretende Spannungssingularität lässt sich aus drei Grundbeanspruchungsarten superponieren, Zugbeanspruchung senkrecht zur Rissebene (Modus I), Schubbeanspruchung senkrecht zur Rissfront

(Modus II) und Schubbeanspruchung längs der Rissfront (Modus III). Zugeordnet sind die Spannungsintensitätsfaktoren K_I , K_{II} und K_{III} (siehe Abbildung 6.2). Der gewichtigste Parameter der angewandten linearelastischen Bruchmechanik ist der Spannungsintensitätsfaktor K_I , der die Stärke der Spannungssingularität an der Rissfront bei Zugbeanspruchung senkrecht zur Rissebene kennzeichnet. Die vielfach mögliche Beschränkung auf den Rissbeanspruchungsmodus I hinsichtlich des Rissfortschrittes ist darin begründet, dass der fortschreitende Riss erfahrungsgemäß eine Richtung einschlägt, die ihn im Bereich der Rissfront unter Zugbeanspruchung senkrecht zur Rissebene bringt. Außerdem ist der Rissfortschritt unter Modus II oder Modus III durch die wechselseitige Reibung der Rissoberflächen gehemmt [Radaj, Vormwald A 26].



Rißöffnungsarten

- Modus I (einfache Rißöffnung) – Eine Zugspannung führt zum symmetrischen Abheben der Rißufer
 Modus II (Längsscherung) – Ebener Schub bewirkt ein Abgleiten der Rißoberflächen in der Rißebe
 Modus III (Querscherrung) – Nichtebarer Schub führt zu einer Verschiebung der Rißoberflächen quer zur Rißrichtung

Abbildung 6.2 aus Blumenauer, Pusch [A 18]

Für die Rissöffnungsart I ergibt sich

$$\sigma_{ij} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r}} f_{ij}(\theta) + T_{ij}.$$

σ_{ij} ist der Spannungstensor an einem infinitesimalen Element, dessen Position durch die Polarkoordination r und θ gegeben ist (siehe Abbildung 6.3). Der Faktor T_{ij} beschreibt eine konstante Spannung parallel zur Rissrichtung (transversal, deshalb wird sie als T-Spannung bezeichnet), diese weist für $r \rightarrow 0$ keine Singularität auf und bleibt deswegen meist unberücksichtigt. Es handelt sich hierbei um eine Grundbeanspruchungskomponente, die durch den Riss nicht gestört wird und nur bei Kurzrissen Beachtung findet.

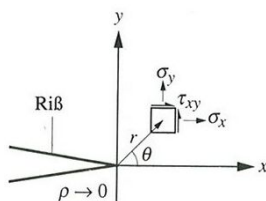


Abbildung 6.3

In der unmittelbaren Umgebung des Rissendes berechnet sich der singuläre Spannungszustand σ_x , σ_y und τ_{xy} in Polarkoordinaten zu

$$\sigma_x = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right)$$

$$\sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right)$$

$$\tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r}} \cos \frac{\theta}{2} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2}$$

und die Verschiebungskomponenten u und v zu

$$u = \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - 2\kappa + \sin^2 \frac{\theta}{2} \right)$$

$$v = \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin \frac{\theta}{2} \left(2 - 2\kappa - \cos^2 \frac{\theta}{2} \right)$$

G ... Schubmodul

κ steht für: ebener Spannungszustand (ESZ): $\kappa = \mu / (1 + \mu)$

Ebener Verzerrungszustand (EVZ): $\kappa = \mu$

μ ... Querdehnzahl.

In Verlängerung der Risslinie ($\theta = 0$) betragen die Spannungen:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r}}, \quad \tau_{xy} = 0$$

6.1.1.1. LEBM mit Kleinbereichsfließen

Die bisherigen Betrachtungen der LEBM stellen insofern eine Idealisierung dar, als auch bei makroskopisch sprödem Bruchverhalten die Spannungsüberhöhung vor der Risspitze zu plastischen Verformungen, d.h. zur Ausbildung einer plastischen Zone führt. Formal lassen sich nicht zu große plastische Zonen durch die Annahme einer effektiven Risslänge $a_{\text{eff}} = a + r_{\text{pl}}$ (r_{pl} ... Radius der plastischen Zone) bei der Ermittlung der Spannungsintensitätsfaktoren berücksichtigen. Die theoretische Basis dieser Erweiterung der LEBM auf das Kleinbereichsfließen ist darin zu sehen, dass die Vorgänge in der plastischen Zone eindeutig von der umgebenden K-dominanten (siehe Abbildung 6.4) Region, in der die Gleichungen des vorangegangenen Kapitels 6.1.1 Gültigkeit haben, bestimmt werden.

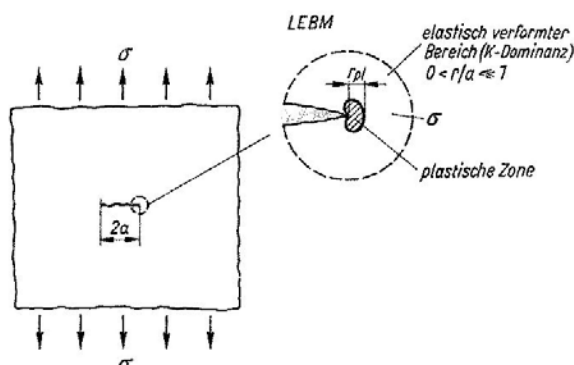


Abbildung 6.4 aus Blumenauer, Pusch [A 18]

Geht man nach Irwin von der Hypothese aus, dass der sich nach der Elastizitätstheorie ergebende Zustand im unmittelbaren Umfeld der Risspitze auch bei Plastizierung gültig bleibt, spricht man von „Kleinbereichsfließen“. Berechnet man die Spannungen für die Rissöffnungsrate I folgt:

$$\sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot x}}$$

$$\sigma_y = f_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi \cdot r_{pl}}}$$

$$r_{pl} = \frac{K_I^2}{2\pi \cdot f_y^2}$$

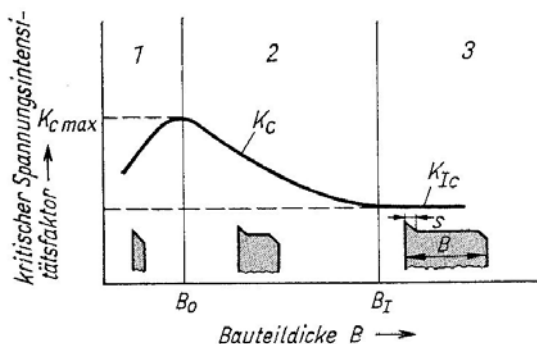
Für $K_I = K_{Ic}$ (K_{Ic} ... Bruchzähigkeit, siehe nachfolgende Erläuterungen) erreicht r_{pl} den höchsten Wert:

$$r_{pl} = \frac{K_{Ic}^2}{2\pi \cdot f_y^2} \text{ für den ESZ}$$

$$r_{pl} = \frac{K_{Ic}^2}{2\pi \cdot f_y^2} (1 - 2\mu)^2 \text{ für den EVZ}$$

Als Bruchkriterium der LEBM ist der Beginn der instabilen Rissausbreitung eines zunächst ruhenden Risses (Risseinleitung) beim Erreichen eines kritischen Wertes des Spannungsintensitätsfaktors unter den Bedingungen des ebenen Dehnungszustandes definiert. Diese kritischen Werte K_{Ic} , K_{IIc} und K_{IIIc} werden als Bruch- oder Risszähigkeit bezeichnet. Es sind charakteristische Werkstoffkenngrößen für die jeweilige Rissöffnungsart, deren experimentelle Ermittlung im Kapitel 6.2 Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte beschrieben wird.

Da ein ebener Dehnungszustand nur in dicken Bauteilen bzw. Proben erreicht werden kann, ergibt sich eine Abhängigkeit des kritischen Spannungsintensitätsfaktors von der Bauteil- bzw. Probendicke. Hiernach ist der für den ebenen Spannungszustand geltende kritische Wert K_c (siehe Abbildung 6.5) dickenabhängig, während K_{Ic} die untere Grenze der Bruchzähigkeit eines Werkstoffs angibt und als geometrieunabhängige Werkstoffkenngröße zu betrachten ist [Blumenauer, Pusch A 18].



Abhängigkeit des kritischen Spannungsintensitätsfaktors von der Bauteildicke

- 1 ebener Spannungszustand (Scherbruch)
- 2 gemischter Spannungszustand (Scher- und Normalspannungsbruchanteile)
- 3 ebener Dehnungszustand (Normalspannungsbruch)

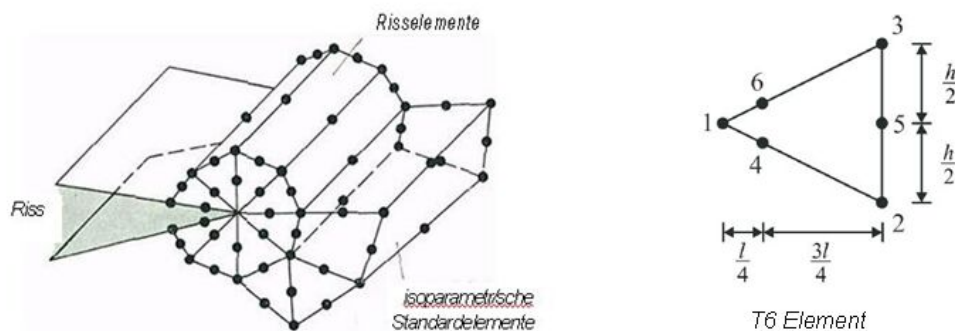
Abbildung 6.5 aus Blumenauer, Pusch [A 18]

6.1.1.2. Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors mit FEM

Bei den ersten Anwendungen der FEM in der Bruchmechanik wurden die in der Festigkeitsberechnung üblichen finiten Elemente (Dreieckselement für zwei-dimensionale oder Tetraederelement für dreidimensionale Berechnungen) benutzt, wobei die Nachbildung des singulären Verhaltens an der Risspitze eine beträchtliche Verfeinerung des Elementnetzes erforderlich machte.

Wesentlich effektiver ist die Anwendung spezieller finiter Elemente, welche die Risspitze enthalten bzw. umschließen. Als besonders geeignet haben sich knoten-distordierte isoparametrische Elemente erwiesen, da hierbei durch eine Verschiebung der Seitenmittenknoten in die $\frac{1}{4}$ -Position eine

Spannungssingularität ($r^{-\frac{1}{2}}$) erzeugt wird. Die Einbettung einer Rissfront in spezielle Risselemente mit dem Anschluss an isoparametrische Standardelemente zeigt die Abbildung 6.6.



a)

Abbildung 6.6 aus Blumenauer, Pusch [A 18]

a) Einbettung einer Rissfront in isoparametrische Elemente (3D)

b) T6 Element, $\frac{1}{4}$ -point elements (2D)

Die Berechnung des Spannungsintensitätsfaktors (SIF) aus den Ergebnissen der FEM kann auf vielfältige Arten erfolgen, es werden hier drei der gebräuchlichsten Verfahren vorgestellt:

- Feldanpassungsverfahren [Displacement correlation method (DC)]
- Energiefreisetzungsratenverfahren [Crack closure integral method (CCI)]
- J-Integral Methode [J-Integral method]

Die Methoden zur Bestimmung der SIFs können in zwei Kategorien eingeteilt werden, die Kategorie der direkten Ansätze, hierbei wird eine direkte Korrelation zwischen den SIFs und den Ergebnissen der FEM hergestellt, und die Kategorie der „Energie“ Ansätze, hierbei wird zuerst die Energiefreisetzungsraten bestimmt. Im Allgemeinen führen die Energiemethoden zu genaueren Ergebnissen und sollten vorzugsweise benutzt werden. Die direkten Ansätze sind vor allem deswegen nützlich, weil ihre Anwendung sehr einfach ist und die Spannungsintensitätsfaktoren auch per Hand

bestimmt werden können, so ist es möglich, die Ergebnisse der Energieansätze zu kontrollieren.

Die drei in diesem Kapitel beschriebenen Verfahren können auch bei der Bestimmung der SIFs mit dem Programm FRANC [F 1] angewendet werden (DC, CCI, J- Integral method). An Hand des Feldanpassungsverfahrens, des am leichtesten anzuwendenden Verfahrens, wird die genaue Vorgangsweise an Hand eines Beispielles erläutert.

Feldanpassungsverfahren(DC)

Das Feldanpassungsverfahren ist eine der einfachsten und historisch gesehen eine der ersten Methoden um die Spannungsintensitätsfaktoren aus den FE Resultaten zu erhalten. Es wird hierbei ein direkter Ansatz verwendet.

In der einfachsten Form können die Verschiebungen eines Punktes aus dem Netz der FE Rechnung - nach Abzug der Verschiebung der Risspitze - direkt in den analytischen Ausdruck für den Verschiebungszustand in unmittelbarer Umgebung der Risspitze eingesetzt werden. Üblicherweise ist dies ein Punkt an der Rissoberfläche wo die Verschiebungen am größten sind, und so erwartet werden kann, dass der relative Fehler am kleinsten ist.

Die in Kapitel 6.1.1 Linear elastische Bruchmechanik (LEBM) angegebenen Formeln für den Verschiebungszustand in unmittelbarer Umgebung der Risspitze werden hier für den Spannungsintensitätsfaktor K_{II} erweitert.

Die folgenden Formeln stammen aus dem Skriptum „Engineering Fracture Mechanics“ von *Ingraffea* [E 9].

Verschiebungszustand:

$$u = \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - 2\kappa + \sin^2 \frac{\theta}{2} \right)$$

$$v = \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin \frac{\theta}{2} \left(2 - 2\kappa - \cos^2 \frac{\theta}{2} \right)$$

$$u = \frac{K_{II}}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin \frac{\theta}{2} \left(2 - 2\kappa + \cos^2 \frac{\theta}{2} \right)$$

$$v = \frac{K_{II}}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \cos \frac{\theta}{2} \left(-1 + 2\kappa + \sin^2 \frac{\theta}{2} \right)$$

u... Verschiebung in Richtung der x_1 -Achse

v... Verschiebung in Richtung der x_2 -Achse

- Anwendung des Feldanpassungsverfahrens bei nicht singulären Elementen (Abbildung 6.7):

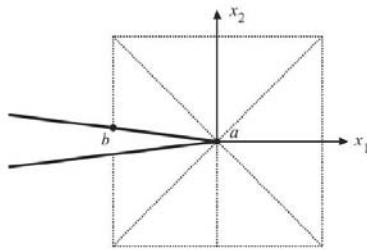


Abbildung 6.7 Nicht singuläre Finite Elemente aus *Ingraffea* [E 9]

Für nicht singuläre Finite Elemente ergibt sich für $r = r_{a-b}$ und $\theta = 180^\circ$:

$$v_b - v_a = \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r_{a-b}}{2\pi}} (2 - 2\kappa) \quad \text{daraus folgt} \quad K_I = \frac{G\sqrt{2\pi} (v_b - v_a)}{\sqrt{r} (2 - 2\kappa)}$$

$$u_b - u_a = \frac{K_{II}}{G} \sqrt{\frac{r_{a-b}}{2\pi}} (2 - 2\kappa) \quad \text{daraus folgt} \quad K_{II} = \frac{G\sqrt{2\pi} (u_b - u_a)}{\sqrt{r} (2 - 2\kappa)}$$

- Anwendung des Feldanpassungsverfahrens bei singulären Elementen (Abbildung 6.8):

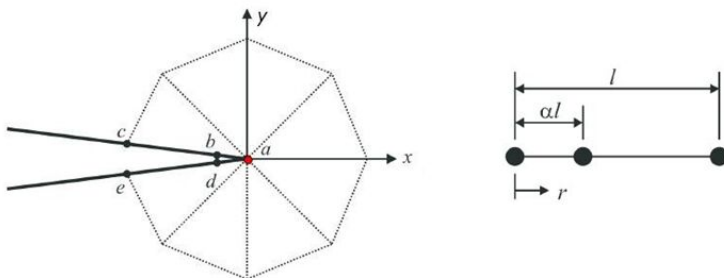


Abbildung 6.8 aus *Ingraffea* [E 9]

Für die Verschiebungskoordinaten für $\frac{1}{4}$ -Punkt Elemente ergibt sich eine nicht-polynomiale Interpolation:

$$v_{oben} = v_a + (-3v_a + 4v_b - v_c) \sqrt{\frac{r}{l}} + (2v_a - 4v_b + 2v_c) \frac{r}{l}$$

$$v_{unten} = v_a + (-3v_a + 4v_d - v_e) \sqrt{\frac{r}{l}} + (2v_a - 4v_d + 2v_e) \frac{r}{l}$$

v_{oben} ... Verschiebung eines Punktes auf der Geraden für $\theta = 180^\circ$ zwischen a und c (r_{a-b-c})

v_{unten} ... Verschiebung eines Punktes auf der Geraden für $\theta = -180^\circ$ zwischen a und e (r_{a-d-e})

Daraus kann $v_{oben} - v_{unten}$ berechnet werden:

$$v_{oben} - v_{unten} = [4(v_b - v_d) + v_e - v_c] \sqrt{\frac{r}{l}} + [4(v_d - v_b) + 2(v_c - v_e)] \frac{r}{l}$$

Bei Einsetzen des Quadratwurzelterms ($v_{oben} - v_{unten} = [4(v_b - v_d) + v_e - v_c] \sqrt{\frac{r}{l}}$) dieser Gleichung in die analytische Gleichung für den Verschiebungszustand ($v = \frac{K_I}{G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \sin \frac{\theta}{2} \left(2 - 2\kappa - \cos^2 \frac{\theta}{2} \right)$) erhält man für $\theta = 180^\circ$:

$$K_I = \frac{G\sqrt{2\pi}}{\sqrt{r_{a-b-c}} (2 - 2\kappa)} [4(v_b - v_d) + v_e - v_c]$$

und analog:

$$K_{II} = \frac{G\sqrt{2\pi}}{\sqrt{r_{a-b-c}} (2 - 2\kappa)} [4(u_b - u_d) + u_e - u_c]$$

Die Vorteile dieser Methode sind die Einfachheit und die ihr innewohnende Trennung der Spannungsintensitätsfaktoren für die Rissöffnungsarten (Modus I und II), d.h. es kann der Faktor K_I aus der horizontalen Verschiebung u und der Faktor K_{II} aus der vertikalen Verschiebung v bestimmt werden. (Diese Trennung tritt bei Anwendung der Spannungen anstatt der Verschiebungen nicht auf.)

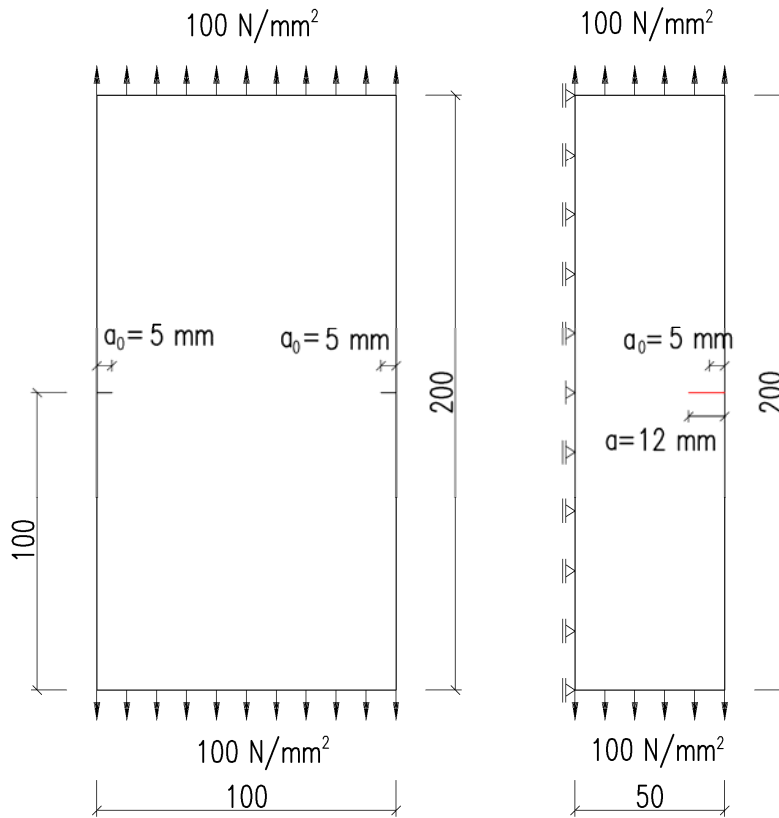
Nachteilig ist, dass, um korrekte Ergebnisse zu erhalten, einerseits der Korrelationspunkt mit größter Sorgfalt gewählt werden muss, und andererseits, die Netzfeinheit sehr hoch gewählt werden muss.

Bei der Wahl des Korrelationspunktes ist darauf zu achten, dass dieser in der K-dominanten Region liegen muss, und nicht in der plastischen Zone. Eine gängige Möglichkeit ist das Ermitteln der Spannungsintensitätsfaktoren mehrerer Punkte die sich der Rissöffnung nähern, um dann durch diese Punkte eine Kurve zu legen und die Werte für $r \rightarrow 0$ zu extrapolieren.

Zur Bestimmung der Spannungsintensitätsfaktoren mit FEM wird auf die Arbeiten von Ingraffea verwiesen (z.B.: [E 9] Ingraffea, A. R.: Engineering Fracture Mechanics, Class Notes, 2007).

Beispiel zur Bestimmung der Spannungsintensitätsfaktoren mit dem Feldanpassungsverfahren; Symmetrischer Randriss einer zugbeanspruchten Scheibe:

Die Geometrie der Platte, ihre Belastung und die Rissgrößen (Anfangsrissgröße und Rissgröße bei welcher der Spannungsintensitätsfaktor bestimmt wird) können der folgenden Abbildung entnommen werden.



a)

Abbildung 6.9 a) Symmetrischer Randriss einer zugbeanspruchten Scheibe

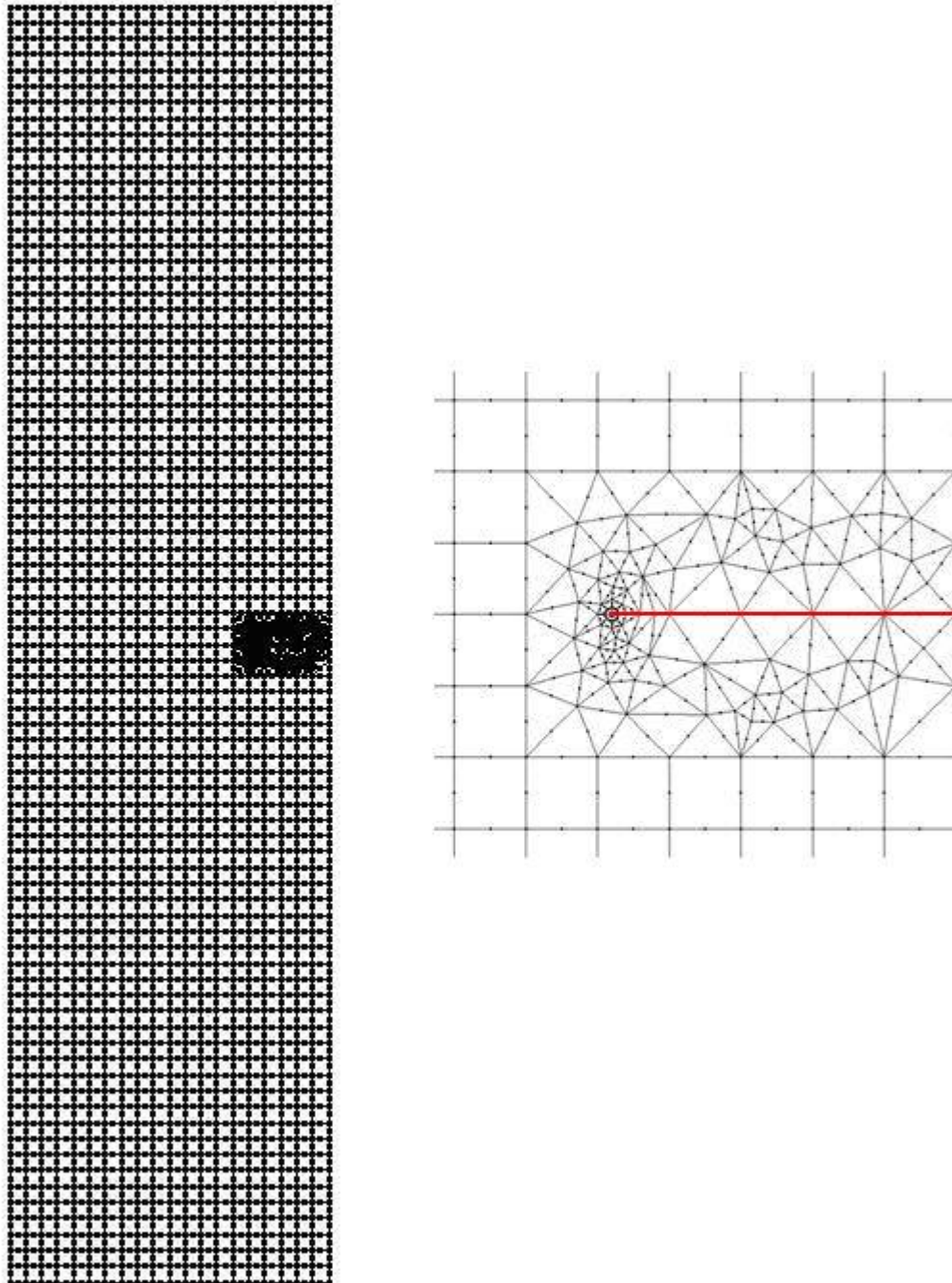
b)

b) Symmetrischer Randriss einer zugbeanspruchten Scheibe unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften

Um die Rechenzeit zu verkürzen werden die Symmetrieeigenschaften des Bauteiles ausgenützt.

Es werden die Programme CASCA und FRANC2D/L [F 1] benutzt. Mit CASCA können zweidimensionale Finite-Element-Netze aufgebaut werden, mit FRANC wird die Berechnung durchgeführt und die Ergebnisse visualisiert. In diesem Beispiel wird aber der Spannungsintensitätsfaktor nicht nur direkt dem Programm FRANC entnommen, sondern er wird mit dem Feldanpassungsverfahren aus den Verschiebungen bestimmt und mit den Werten aus FRANC verglichen. Es wird in diesem Beispiel das Programm FRANC angewendet um eine Kontrolle durchführen zu können, die hier aufgezeigte Vorgehensweise ist aber genauso für andere FE Programme anzuwenden.

Die Abbildung 6.10 zeigt das FE Netz am Bauteil mit Riss, in Rissumgebung kann man die zuvor beschriebenen $\frac{1}{4}$ -Punkt Elemente (T6 Elemente) sehen, im übrigen Bereich werden Q8 Elemente (8-knotige 2-D Plattenelemente) verwendet.



a) b)
Abbildung 6.10 a) FE Netz der gesamten Scheibe aus FRANC
b) FE Netz in Rissumgebung aus FRANC, der Riss wird rot dargestellt

Der zweidimensionalen Geometrie werden die folgenden Materialkennwerte und die Tiefe zugewiesen:

E-Modul [N/m ²]	Querkontraktionszahl	Bruchzähigkeit K_{Ic}	Dichte [kg/m ³]	Tiefe [m]
2,1E11	0,3	50,6E6 [Pa m ^{1/2}] $\triangleq 1600^{1)}$ [N/mm ^{3/2}]	7850	0,01

1) Dies ist ein für alte Baustähle gebräuchlicher Wert, siehe Tabelle 6.18
Tabelle 6.1

Da es sich um ein dünnwandiges Bauteil handelt, das in seiner Ebene belastet wird, kann ein ebener Spannungszustand vorausgesetzt werden.

Nach erfolgter Berechnung, können für die Knoten entlang der Rissoberfläche (von der Risspitze bis zum Rand) die nötigen Knoteninformationen, die Koordinaten der Knoten und die Verschiebungen, entnommen werden. Aus diesen Daten werden für jeden Knoten die Spannungsintensitätsfaktoren bestimmt. Die Knoteninformationen und die Spannungsintensitätsfaktoren sind in den folgenden Tabellen aufgelistet:

	X	Y	u	v	r_{a-b-c}	K_I aus v [Pa m ^{1/2}]
Risspitze a	0,038000003	0,1000023	2,41E-06	2,13E-09		
Knoten b	0,038062505	0,1000025	2,39E-06	1,30E-06	2,50E-04	4,34E+07
Knoten c	0,03825	0,1000030	2,34E-06	2,58E-06		
Knoten d	0,038062502	0,1000018	2,39E-06	-1,30E-06		
Knoten e	0,038249999	0,1000005	2,34E-06	-2,58E-06		

Tabelle 6.2 Knoten des singulären Elements wie in Abbildung 6.8

	X	Y	u	v	$v_i; i=1...8-v_a$	$r_{a-i}; i=1...8$	K_I aus v [Pa m ^{1/2}]
Risspitze a	0,038000003	0,1000023	2,41E-06	2,13E-09			
Knoten 1	0,0385	0,09999878	2,25E-06	3,62E-06	3,61E-06	5,00E-04	2,13E+07
Knoten 2	0,039	0,0999978	2,15E-06	5,08E-06	5,08E-06	1,00E-03	2,11E+07
Knoten 3	0,039500002	0,1000026	2,07E-06	6,20E-06	6,20E-06	1,50E-03	2,11E+07
Knoten 4	0,039999999	0,1000025	1,96E-06	7,16E-06	7,16E-06	2,00E-03	2,11E+07
Knoten 5	0,0425	0,1000025	1,48E-06	1,04E-05	1,04E-05	4,50E-03	2,04E+07
Knoten 6	0,045000002	0,099997498	1,14E-06	1,27E-05	1,27E-05	7,00E-03	1,99E+07
Knoten 7	0,047499999	0,099997498	9,72E-07	1,45E-05	1,45E-05	9,50E-03	1,96E+07
Knoten 8	0,05000001	0,099997498	9,50E-07	1,63E-05	1,63E-05	1,20E-02	1,96E+07

Tabelle 6.3 Knoten außerhalb des singulären Elements, entlang der Rissoberfläche

Für den Knoten 1 wird die Berechnung von r_{a-i} und K_I näher angeführt:

$$r_{a-i} = \sqrt{(x_1 - x_a)^2 + (y_1 - y_a)^2} = 5,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$K_I = \frac{G\sqrt{2\pi}(v_1 - v_a)}{\sqrt{r_{a-1}}(2 - 2\kappa)} = \frac{8,07 \cdot 10^{10} \cdot \sqrt{2\pi} \cdot 3,61 \cdot 10^{-6}}{\sqrt{5,00 \cdot 10^{-4}} \cdot \left(2 - 2 \cdot \frac{0,3}{1 + 0,3}\right)} = 2,13 \cdot 10^7 \text{ [Pa m}^{1/2}\text{]}$$

$$2,13 \cdot 10^7 \text{ [Pa m}^{1/2}\text{]} = 21,3 \text{ [MPa m}^{1/2}\text{]} = 673 \text{ [N/mm}^{3/2}\text{]}$$

Es wird nur die Berechnung von K_I erläutert, die Berechnung von K_{II} erfolgt analog. Der Faktor K_{II} ist in diesem Beispiel allerdings von untergeordneter Bedeutung, da er wesentlich kleiner als K_I ist.

Die mit dem Programm FRANC erhaltenen Werte sind:

$$K_I = 2,17 \cdot 10^7 \text{ [Pa m}^{1/2}\text{]}$$

$$K_{II} = -4,12 \cdot 10^4 \text{ [Pa m}^{1/2}\text{]}$$

Der maximale Radius der plastischen Zone berechnet sich mit K_{Ic} zu:

$$r_{pl,max} = \frac{K_{Ic}^2}{2\pi \cdot f_y^2} = \frac{1600^2 \text{ [N/mm}^{3/2}\text{]}}{2\pi \cdot 235^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}} = 7,4 \text{ mm}$$

Wenn man für K_I als Näherung des zu erwartenden Spannungsintensitätsfaktors an der Rissspitze den Spannungsintensitätsfaktor des Punktes 1 einsetzt erhält man:

$$r_{pl} = \frac{K_{I,1}^2}{2\pi \cdot f_y^2} = \frac{673^2 \text{ [N/mm}^{3/2}\text{]}}{2\pi \cdot 235^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}} = 1,3 \text{ mm}$$

Zur Berechnung von K_I an der Rissspitze wird durch die Werte für die Spannungsintensitätsfaktoren der Knoten außerhalb des plastischen Bereiches eine Kurve gelegt, und dann für $r \rightarrow 0$ extrapoliert. Es werden um den Einfluss der plastischen Zone zu untersuchen, unterschiedlich viele Knoten zur Extrapolation herangezogen.

Im Bereich außerhalb von $r_{pl,max}$ liegen nur drei Knoten (in der Tabelle 6.3 grün markiert), im Bereich außerhalb vom zu erwartenden r_{pl} liegen drei weitere Knoten (in der Tabelle 6.3 blau markiert). In der nachfolgenden Tabelle werden die Ergebnisse des Spannungsintensitätsfaktors bei Verwendung der Knoten außerhalb von $r_{pl,max}$, außerhalb von r_{pl} und bei Verwendung aller Knoten dargestellt. Die Extrapolation aus sechs Punkten wird in den folgenden Abbildungen (Abbildung 6.11 bis Abbildung 6.13) aufgezeigt.

Spannungsintensitätsfaktor K_I [Pa m ^{1/2}] für $r \rightarrow 0$	Extrapolation aus drei Punkten außerhalb der maximalen plastischen Zone (grün markiert)	Extrapolation aus sechs Punkten außerhalb der plastischen Zone bei $K_{I,1}$ (blau und grün markiert)	Extrapolation aus allen Punkten der Tabelle 6.3 (zwei Punkte liegen in der plastischen Zone, außerhalb des singulären Elementes)
Polynomische Funktion	2,24E+07	2,16E+07	2,15E+07
Lineare Funktion	2,03E+07	2,12E+07	2,13E+07
Exponentielle Funktion	2,03E+07	2,12E+07	2,13E+07

Tabelle 6.4

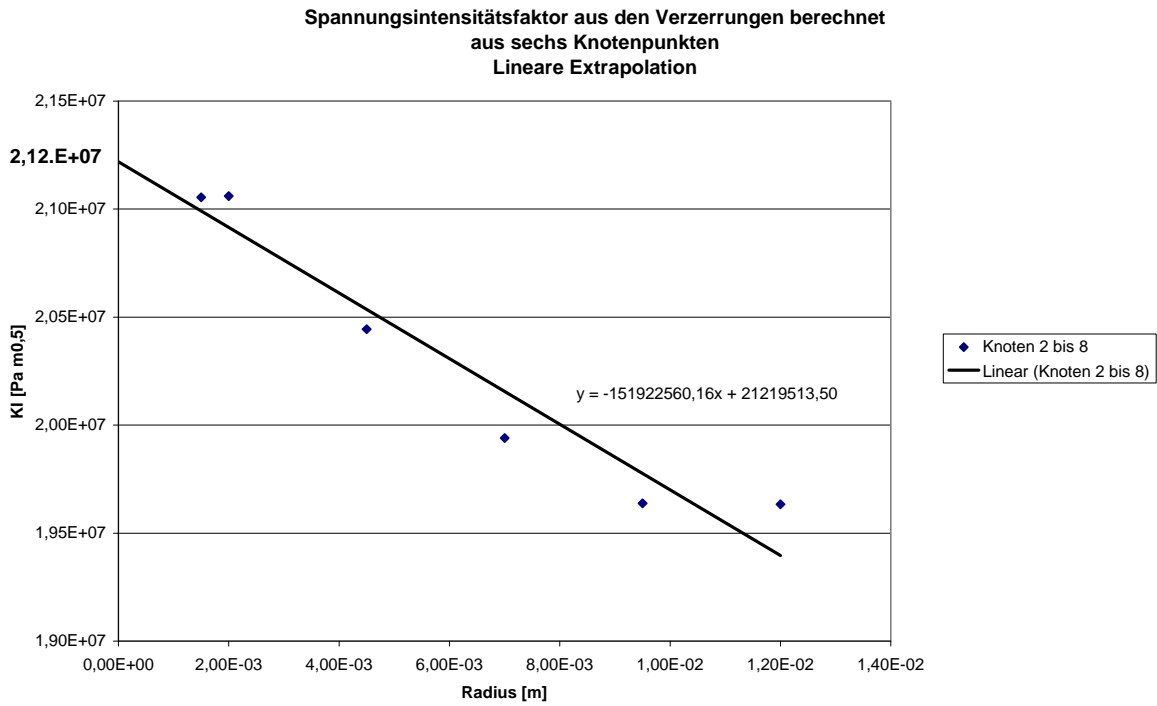


Abbildung 6.11

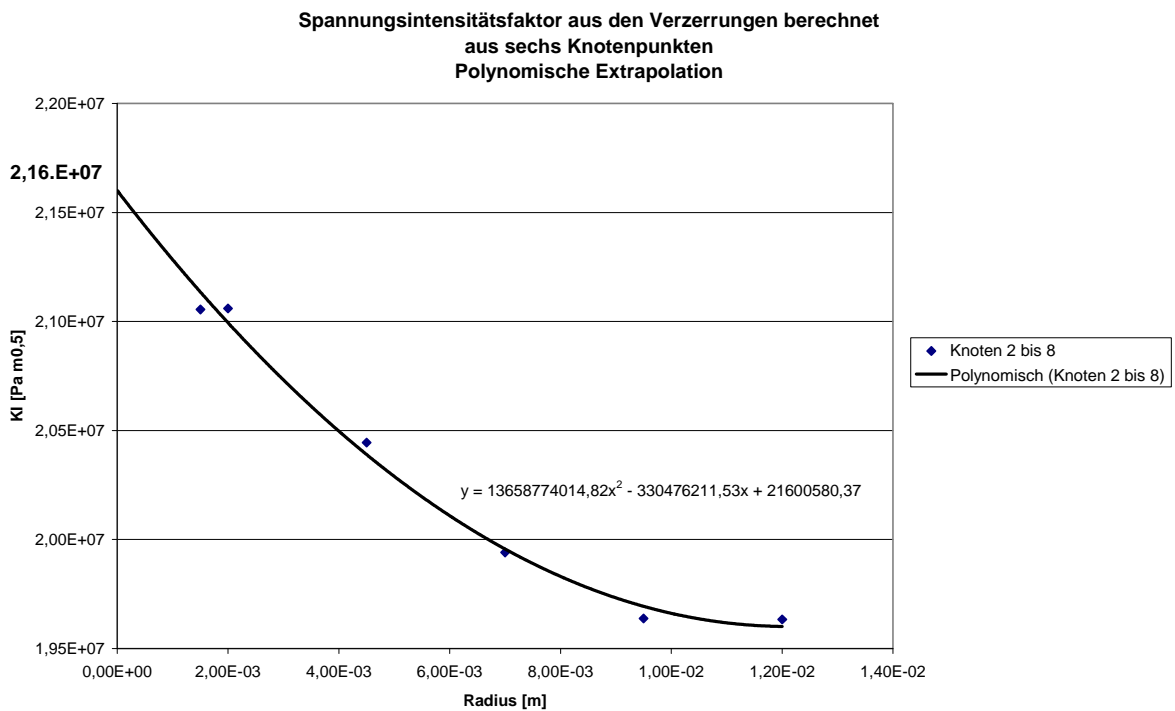


Abbildung 6.12

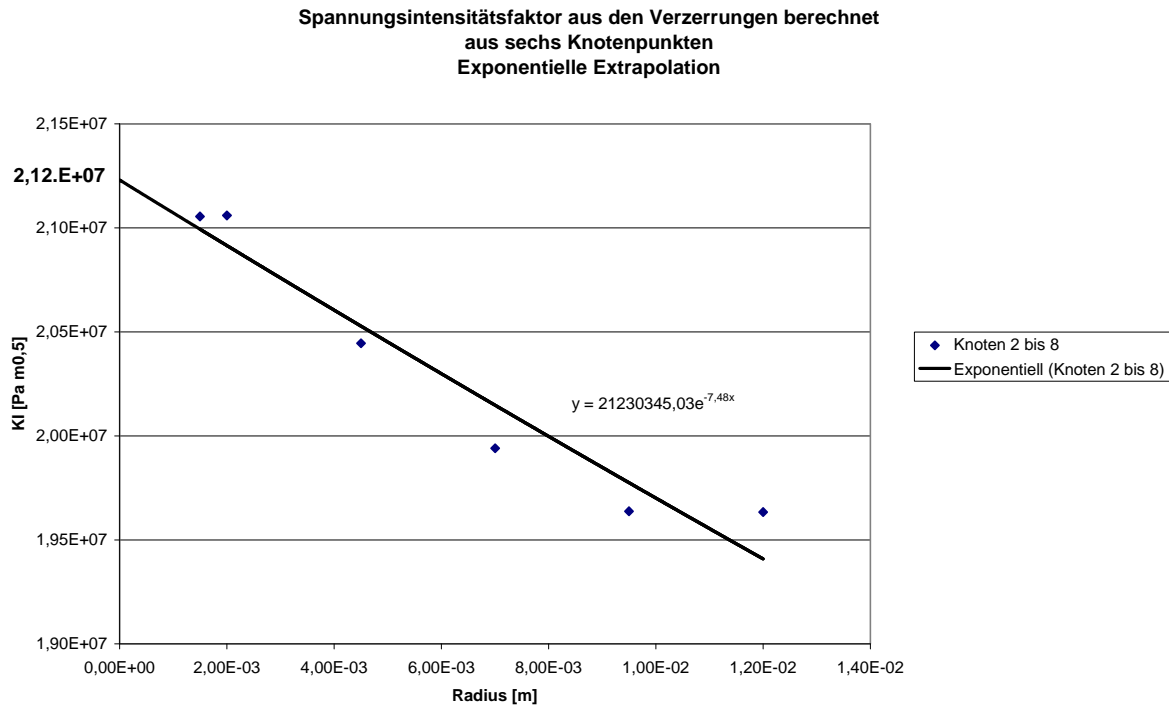


Abbildung 6.13

Anhand der Tabelle 6.4 kann man erkennen, dass die Werte für den Spannungsintensitätsfaktor K_I je nach verwendeter Extrapolation schwanken, jedoch sind die Unterschiede nicht allzu groß. Wenn man von dem mit dem Programm FRANC erhaltenen Wert von $K_I = 2,17 \cdot 10^7$ [Pa m^{1/2}] ausgeht, liegen die Werte der Tabelle 6.4 in einer Bandbreite von 94 bis 103 %.

Der zur Berechnung von r_{pl} herangezogene Wert $K_{I,1}$ stimmt gut mit dem ermittelten Wert überein, daher muss keine neue Extrapolation durchgeführt werden. Der im singulären Element ermittelte Spannungsintensitätsfaktor (siehe Tabelle 6.2) liegt weit über dem extrapolierten Ergebnis, da das singuläre Element in der plastischen Zone liegt ($r_{a-b-c} < r_{pl}$) und daher nicht zur Ermittlung der SIFs herangezogen werden darf.

Energiefreisetzungsratenverfahren (CCI)

Beim Energiefreisetzungsratenverfahren von Irwin wird die Veränderung der globalen Formänderungsenergie W bei einer kleinen aber endlichen koplanaren⁵ Vergrößerung der Risslänge a (in einer Scheibe der Dicke 1) unter fixierten Randbedingungen zur Bestimmung der Energiefreisetzungsrates G ausgewertet (siehe Abbildung 6.14):

$$G(=J) = -\frac{\Delta W}{\Delta a}$$

Nach Irwin wird das im Umkehrschluss über Δa gebildete Risschließintegral für $\Delta a \rightarrow 0$ ausgewertet [Radaj, Vormwald A 26].

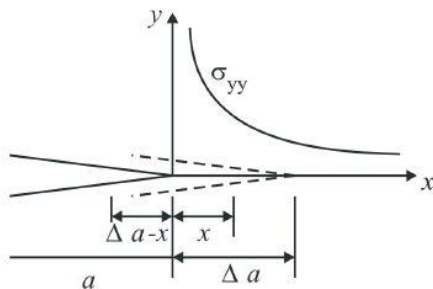


Abbildung 6.14 aus *Ingraffea* [E 9]

Der SIF folgt aus $K_I = \sqrt{G_I E}$ und $K_{II} = \sqrt{G_{II} E}$.

J-Integral Methode

Das Konjunkturintegral J (siehe Kapitel 6.1.2 *Fließbruchmechanik*) lässt sich ebenfalls mit K_I in Verbindung setzen. Unter Annahme von linear elastischem Materialverhalten kann das J-Integral der Energiefreisetzungsrates G gleichgesetzt werden ($J \equiv G$) [Radaj, Vormwald A 26].

Das J-Integral kann unter Voraussetzung von elastischem Materialverhalten, auf beliebigem, rechenstechnisch günstig gewähltem Integrationspfad um die Risspitze bestimmt werden. Diese Wegunabhängigkeit ist von großer Bedeutung, da sie die Wahl eines ausreichend von der Risspitze entfernten Integrationsweges erlaubt, siehe Abbildung 6.21.

⁵ Eine endliche Menge von dreikomponentigen (räumlichen) Vektoren heißt koplanar, wenn alle ihre Elemente, als Ortsvektoren aufgefasst, in einer Ebene liegen. Das ist genau dann der Fall, wenn die Menge linear abhängig ist.

Es kann statt des Integrationsweges auch ein Integrationsfeld (siehe Abbildung 6.15) bestimmt werden, dies führt zu höherer Genauigkeit.

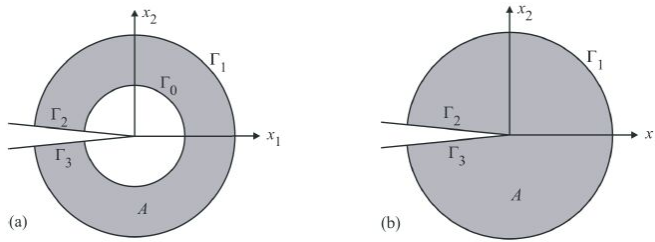
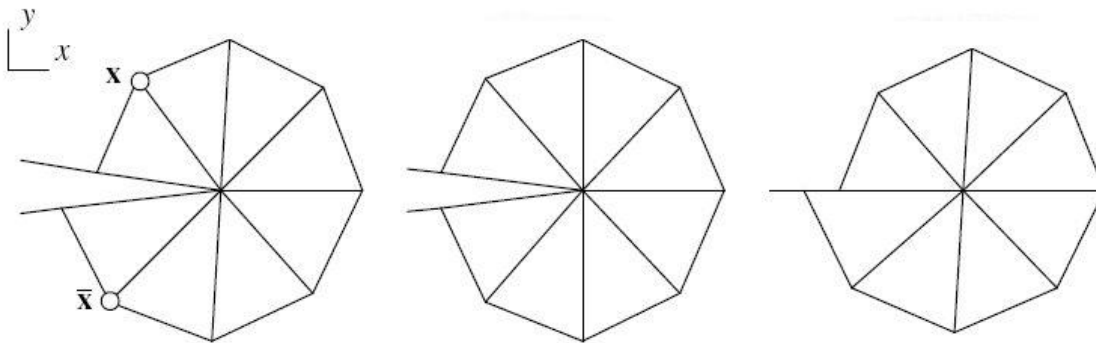


Abbildung 6.15 Flächenintegration aus *Ingraftea* [E 9]

Im allgemeinen Fall der Rissbeanspruchung im gemischten Modus I und II bleibt allerdings der Anteil von K_I und K_{II} offen, $K^2 = K_I^2 + K_{II}^2$. Die Modi können durch Teilung der rissspitzennahen Verschiebung in ein - in Bezug auf den Riss - symmetrisches und ein antisymmetrisches Verschiebungsfeld getrennt werden (Abbildung 6.16).



$$u = u_{sym} + u_{anti-sym}$$

$$u_{sym} = \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} u + \bar{u} \\ v - \bar{v} \end{Bmatrix}$$

$$u_{anti-sym} = \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} u - \bar{u} \\ v + \bar{v} \end{Bmatrix}$$

a) gesamte Formänderung b) symmetrische Formänderung c) antisymmetrische Formänderung

Abbildung 6.16 aus *Ingraftea* [E 9]

Erläuterung: $u, v \dots$ Verschiebungen von x

$\bar{u}, \bar{v} \dots$ Verschiebungen von \bar{x}

G_I und G_{II} können dann wie folgt bestimmt werden:

$$G_I = J_I = J(u_{sym}, \sigma_{sym})$$

$$G_{II} = J_{II} = J(u_{anti-sym}, \sigma_{anti-sym})$$

6.1.1.3. Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$

Der Spannungsintensitätsfaktor K_I ist ein Maß für die „Intensität“ der Spannungssingularität an der Risspitze für Mode I und setzt sich aus der kombinierten Wirkung von Spannung σ und Risslänge a zusammen. Das vorangegangene Kapitel hat sich unter anderem mit der Bestimmung der SIFs aus FE Lösungen beschäftigt. Für die wichtigsten Grundfälle kann K_I aber auch mit Hilfe des Formfaktors $Y(a)$, der über Handbuchlösungen ermittelt werden kann (z.B. Werte von Irwin aus *Stötzl* [E 7], Werte von Broek aus *Kurz* [E 8], *Petersen* [A 8], *Sedlacek* [E 5], *Hirt* [A 6], *Haibach* [A 27], Werte von Tada aus *Hensen* [E 6]), bestimmt werden. Andererseits kann natürlich auch bei komplizierten Geometrien oder Belastungen, der Formfaktor aus dem über FE- Rechnungen bestimmten Spannungsintensitätsfaktor ermittelt werden.

$$K = \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma \cdot Y(a) \text{ bzw.}$$

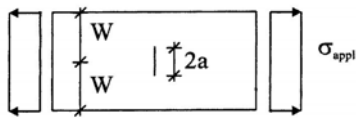
$$\Delta K = \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \Delta \sigma \cdot Y(a)$$

$Y(a)$... Formfaktor

σ bzw. $\Delta \sigma$ Spannungen am Bauteil ohne Riss (bezogen auf Bruttoquerschnittsfläche)

Analytische Formeln zur Berechnung des Formfaktors haben den Vorteil, dass sie eine rasche ebenfalls analytische Berechnung der Lastwechselzahl bei Fortschreiten des Risses ermöglichen, und so verhelfen sie zu einer schnellen, effizienten Berechnung des Betriebszeitintervalls für Standardgeometrien im Stahlbrückenbau (siehe nachfolgende Kapitel).

Zusammenstellung der wichtigsten in der Literatur angegebenen analytischen Formeln für Formfaktoren im zweidimensionalen Fall:

Mittenriss einer zugbeanspruchten Scheibe 	nach Irwin [E 7]	$Y = \frac{1 - 0,5 \cdot \left(\frac{a}{W}\right) + 0,37 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^2 - 0,044 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^3}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)}}$
	nach Hirt [A 6]	$Y = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi \cdot a}{2W}}}$
	nach Sedlacek [E 5]	$Y = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi \cdot a}{2W}}}$
	nach Haibach [A 27]	$Y = \frac{1 - 0,025 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^2 + 0,06 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^4}{\sqrt{\cos \left(\frac{\pi \cdot a}{2W}\right)}}$
	nach Tada [E 6]	$Y = \frac{1 - 0,5 \cdot \left(\frac{a}{W}\right) + 0,37 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^2 - 0,044 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^3}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)}}$

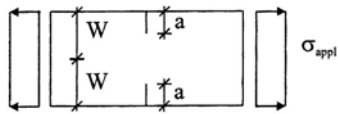
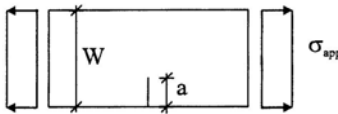
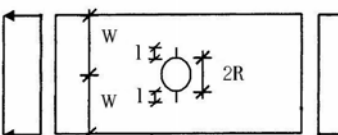
<p>Symmetrischer Randsriss einer zugbeanspruchten Scheibe</p> 	nach Irwin [E 7]	$Y = \frac{1,122 - 0,561 \cdot \left(\frac{a}{W}\right) - 0,015 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^2 + 0,091 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)}}$
	nach Tada [E 6]	$Y = \frac{1,122 - 0,561 \cdot \left(\frac{a}{W}\right) - 0,015 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)^2 + 0,091 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)}}$
<p>Einseitiger Randsriss einer zugbeanspruchten Scheibe</p> 	nach Irwin [E 7]	$Y = 0,265 \left(1 - \frac{a}{W}\right)^4 + \frac{0,857 + 0,265 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)^3}}$
	nach Hirt [A 6]	$Y = \frac{1}{\sqrt{0,8 - 0,52 \left(\frac{a}{W}\right) - 0,28 \left(\frac{a}{W}\right)^2}}$
	nach Sedlacek [E 5]	$Y = 1,12 - 0,231 \left(\frac{a}{W}\right) + 10,55 \left(\frac{a}{W}\right)^2 - 21,72 \left(\frac{a}{W}\right)^3 + 30,39 \left(\frac{a}{W}\right)^4$
	nach Tada [E 6]	$Y = 0,265 \left(1 - \frac{a}{W}\right)^4 + \frac{0,857 + 0,265 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)^3}}$
	nach Petersen [A 8]	$Y = 0,265 \left(1 - \frac{a}{W}\right)^4 + \frac{0,857 + 0,265 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)^3}}$
<p>Beiderseitiger Riss an einem Loch</p> 	nach Rooke [D 10]	<p>Für die unendlich ausgedehnte Scheibe: $l/R < 0,15$:</p> $Y^* = 1,12 \frac{R}{l} \left\{ 1 + \frac{l}{R} - \frac{1}{2} \left(\frac{R}{R+l} \right) \left[1 + \left(\frac{R}{R+l} \right)^2 \right] \right\}$ <p>$l/R \geq 0,15$:</p> $Y^* = \sqrt{\frac{R+l}{l}}$ <p>Zur Umrechnung auf die endliche Scheibe wird der Korrekturfaktor für die Plattenabmessung nach Hirt [A 6] verwendet:</p> $Y_f = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi \cdot a}{2W}}}$ <p>Die Korrekturfaktoren werden kombiniert:</p> $Y = Y^* \cdot Y_f$

Tabelle 6.5

Analytische Formeln zur Berechnung des Formfaktors für das in alten Brücken häufig vorkommende Rissbild des beiderseitigen Risses an einem Nietloch (siehe Tabelle 6.5) sind im Artikel „Simple Methods of Determining Stress Intensity Factors“ von Rooke et al. [D 10] enthalten. Ab einem Verhältnis von $l/R \geq 0,15$ stimmt der Formfaktor mit jenem des Mittenrisses an einer unendlichen Scheibe ($Y=1$), überein. Der in der Tabelle angegebene Faktor $Y^* = \sqrt{\frac{R+l}{l}}$ ist eine Umrechnung von der bei diesem Rissbild angenommenen Risslänge l zur bei Mittenriss vorausgesetzten Risslänge $(R+l) \hat{=} a$.

Da der Riss an einem Nietloch über den Nietkopfrand hinauswachsen muss um entdeckt werden zu können, muss für die Anfangsrislänge $2l$ mindestens die Differenz aus Nietkopfdurchmesser und Nietlochdurchmesser angenommen werden. Unter Zugrundelegung der Abmessungen der im Stahlbau verwendeten Niete ist die Voraussetzung zur Anwendung des Rissbildes Mittenriss, nämlich das Verhältnis $l/R \geq 0,15$ immer gegeben. Z.B. ist bei einem Nietlochdurchmesser von 20 mm der Nietkopfdurchmesser 30 mm, das Verhältnis l/R errechnet sich dann zu $(30 - 20) / 20 = 0,5 > 0,15$.

Es kann also bei bruchmechanischen Berechnungen an genieteten Stahlkonstruktionen für doppelsymmetrische Risse am Nietlochrand das Rissbild Mittenriss verwendet werden.

Nachfolgend werden die der Literatur entnommenen Formfaktoren für die Geometrien Mittenriss, einseitiger Randriss und symmetrischer Randriss von zugbeanspruchten Scheiben gegenübergestellt und an Hand der FE Berechnungen mit dem Programm FRANC verifiziert. Hierbei werden für die beschriebenen Rissbilder in Abhängigkeit von einer einwirkenden Spannung die Spannungsintensitätsfaktoren K_I ermittelt und der Formfaktor über die Formel $K = \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma \cdot Y(a)$ bestimmt.

- Mittenriss einer zugbeanspruchten Scheibe:

Aus der Abbildung 6.17 kann man ersehen, dass alle Werte sehr gut übereinstimmen außer den Werten von Broek ($Y = \sqrt{\cos\left(\frac{W}{\pi \cdot a}\right)}$), hierbei dürfte es sich um einen

Fehler in der Literaturangabe von Kurz [E 8] halten.

Diese Quelle wurde trotz Fehler nicht aus dem Diagramm herausgenommen um auf die Fehleranfälligkeit bei der Übernahme von Handbuchlösungen zur bruchmechanischen Berechnung aufmerksam zu machen. Daher sollten immer Kontrollen durch FE-Berechnungen oder Kontrollen mit Lösungen aus anderen Büchern vorgenommen werden. Bei der Studie zu dieser Arbeit wurden bei den Angaben von sieben Autoren, drei offensichtliche Fehler in den Formfaktoren gefunden.

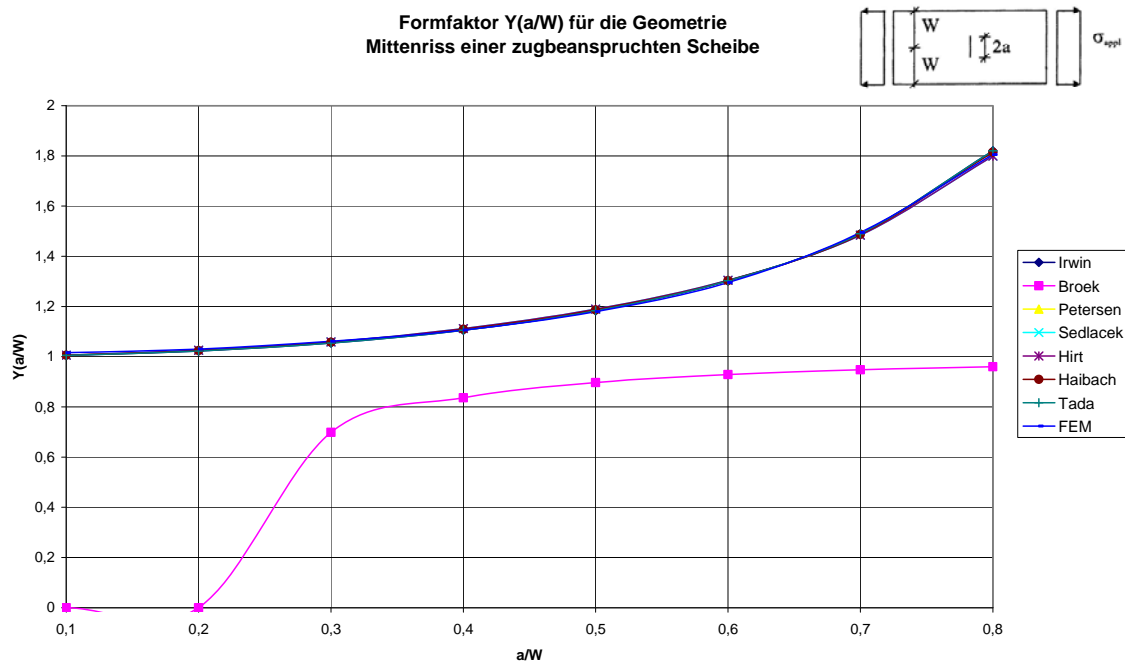


Abbildung 6.17

- Symmetrischer Randschliss einer zugbeanspruchten Scheibe:

Beim symmetrischen Randschliss sind in der Literatur weniger Angaben enthalten als für die beiden anderen Geometrien, diese stimmen aber mit der FE Rechnung gut überein (siehe Abbildung 6.18).

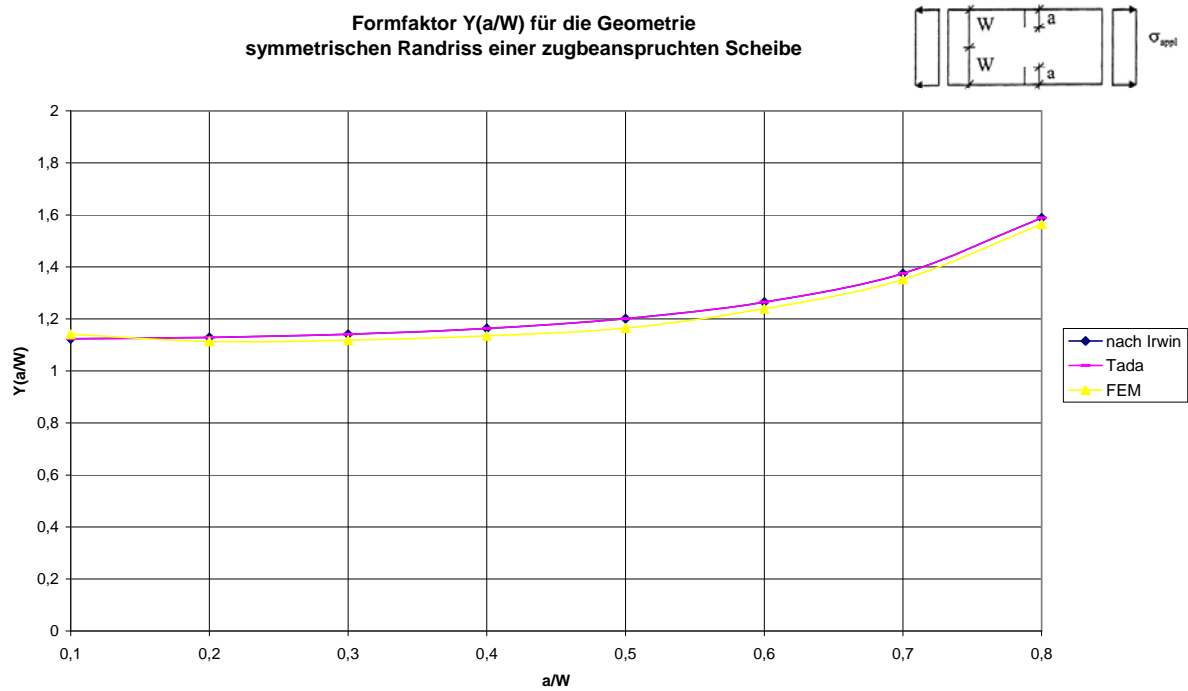


Abbildung 6.18

- Einseitiger Randschliss einer zugbeanspruchten Scheibe:

Beim einseitigen Randschliss streuen die Werte für den Formfaktor stark, die Unterschiede werden bei zunehmender Rissgröße immer beträchtlicher. Bei einem Verhältnis von $a/W = 0,8$ liegen die Y Werte zwischen 1,8 und 16. Die niedrigsten Werte wurden bei der FE Berechnung erhalten, sie stimmen weitgehend mit den Angaben von Hirt [A 6] überein (siehe Abbildung 6.19).

Diese stark streuenden Formfaktoren haben eine große Auswirkung auf die Lastwechselzahl bei der Berechnung des Rissfortschrittes (siehe Kapitel 6.1.3 *Risswachstum*), dies kann am folgenden Beispiel gezeigt werden.

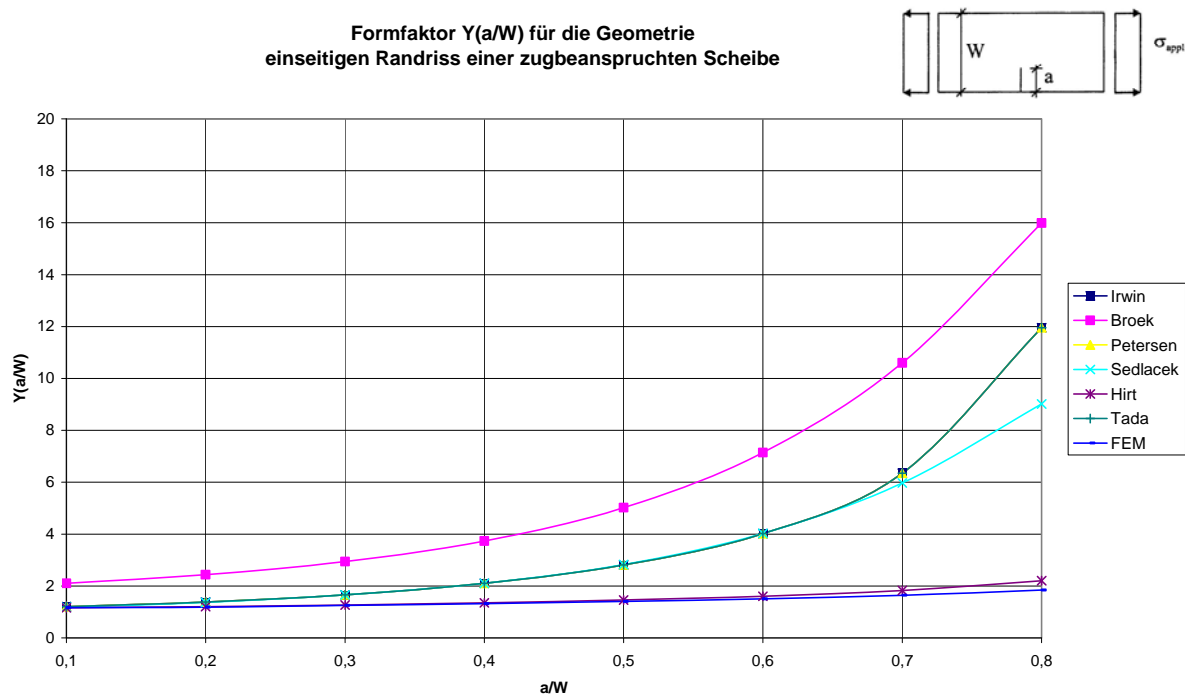


Abbildung 6.19

Beispiel Fischbachbrücke:

Als Beispiel wird hier die kritische Lastwechselzahl bei einem einseitigen Randschliss an der Untergurtlamelle⁶ der Fischbachbrücke einerseits mit dem Formfaktor nach Irwin und andererseits nach Hirt berechnet und die Ergebnisse verglichen.

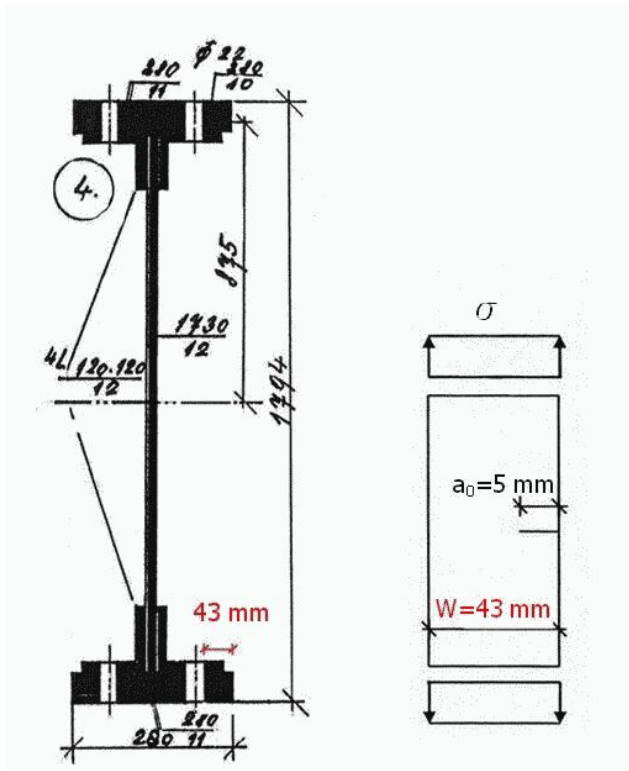


Abbildung 6.20 Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte und Rissbild

Bei der Fischbachbrücke handelt es sich um eine Einfeldträgerbrücke mit einer Stützweite von 18,79 m, ausgeführt als Blechträgerbrücke mit unmittelbarer Schwelenauflagerung. Die zwei Hauptträger sind genietete Querschnitte, die Abbildung 6.20 zeigt den Querschnitt in Feldmitte. In diesem Beispiel wird das bruchmechanische Verhalten einer Untergurtlamelle untersucht, dabei wird dieser Lamelle gedanklich ein Stück mit einem Blechrandriss entnommen.

Den folgenden Tabellen können die Werkstoffkennwerte und die einwirkenden Lasten entnommen werden.

⁶ Bei einer bruchmechanischen Untersuchung des Tragwerkes muss zusätzlich der Riss beginnend beim Nietloch in einem Winkel untersucht werden. Hier soll aber nur der Einfluss der Formfaktoren aufgezeigt werden und nicht das maßgebende Rissbild gefunden werden.

Einwirkungen:	Stützweite			
	18 m	20 m	18,79 m	
Momente zufolge LM 71, $\alpha = 1$, ϕ_2 nach EN 1991-2/2004 [B 4] [kNm]	5967	7032	6387	siehe Kapitel Einwirkungen, Dynamischer Beiwert
Momente zufolge Eigengewicht einer Brücke ohne Schotterbett nach Herzog [kNm]	871	1107	964	siehe Kapitel Einwirkungen, Eigengewicht

Tabelle 6.6

Werkstoffkennwerte:		
f_{yk} [N/mm ²] Flusseisen	235	siehe Kapitel Widerstände
$\gamma_{M0,1}$	1,15	
K_{Ic} [N/mm ^{3/2}]	1500	siehe Tabelle 6.18
ΔK_{th} [N/mm ^{3/2}]	60	siehe Tabelle 6.18
$\gamma_{Mf,1}$	1,1	siehe Tabelle 6.28
Rissfortschrittsparameter:		
m	3	siehe Tabelle 6.28
C	$4 \cdot 10^{-13}$	siehe Tabelle 6.28
$\gamma_{Mf,2}$	1,0	siehe Tabelle 6.28

Tabelle 6.7

Spannungen:		
σ_g [N/mm ²]	18,3	
$\Delta\sigma_p = \sigma_p$ [N/mm ²]	120,9	(Kontrolle: Bei der Berechnung der Spannungen über den Vergleich der alten und neuen Normen ohne Kenntnis der Querschnittswerte wird $\sigma_p = 120,7$ N/mm ² erhalten) siehe Kapitel 6.8.1.1 Untersuchung des Winkels
γ_{Ff}	1	siehe Tabelle 6.28
Querschnittsparameter:		
Widerstandsmoment [cm ³]	26 409	
W [mm]	43	siehe Abbildung 6.20
a_0 [mm]	5	siehe Abbildung 6.20

Tabelle 6.8

Zur Berechnung der kritischen Risslänge wird die Versagenskurve $f_{2,mod}(L_r) = 1 / \sqrt{1 + \frac{L_r^2}{2}}$ nach Kapitel 6.3.2 *Failure Assessment Diagram (FAD)* angewendet.

Hierbei beschreibt L_r das plastische Materialversagen. Mit Hilfe von Spannungen wird L_r wie folgt berechnet:

$$L_r = \frac{\sigma_{brutto}}{f_{yd}} \cdot \frac{W}{W-a}$$

$$\sigma_{brutto} = \sigma_g + \sigma_p$$

Das bruchmechanische Versagen wird durch $K_{r,6}$ beschrieben:

$$K_{r,6} = \frac{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma_{brutto+} \cdot Y(a)}{K_{Ic,d}}$$

$\sigma_{brutto+} = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_{eigen} \dots$ in diesem Beispiel wird ohne Eigenspannungen gerechnet

Die Berechnung von L_r und $K_{r,6}$ erfolgt schrittweise von $a = a_0$ bis $a = a_{krit}$, wobei a_{krit} erreicht wird, wenn $K_{r,6} = f_{2,mod}(L_r)$.

	Einseitiger Randriss, Y(a) nach Irwin				Einseitiger Randriss, Y(a) nach Hirt			
a [mm]	Y nach Irwin	$K_{r6}=K_I/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{krit} [mm]	Y nach Hirt	$K_{r6}=K_I/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{krit} [mm]
5	1,20	0,49	0,88		1,16	0,47	0,88	
6	1,22	0,54	0,88		1,16	0,52	0,88	
...								
9	1,46	0,83	0,85		1,23	0,70	0,85	
10	1,52	0,91	0,84	10	1,24	0,74	0,84	
11					1,26	0,79	0,83	
12					1,27	0,83	0,82	12

Anmerkung: Bei der Berechnung von a_{krit} in [mm] werden keine Nachkommastellen berücksichtigt.

Tabelle 6.9

Die Bestimmung der Tabellenwerte der Spalte 3 und 4 wird im Folgenden erläutert:

$$K_{r,6}(a = 5 \text{ mm}) = \frac{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma_{brutto+} \cdot Y(a)}{K_{Ic,d}} = \frac{\sqrt{\pi \cdot 5} \cdot (120,9 + 18,3) \cdot 1,20}{1500/1,1} = 0,49$$

$$L_r = \frac{\sigma_{brutto}}{f_{yd}} \cdot \frac{W}{W-a} = \frac{(120,9 + 18,3)}{235/1,15} \cdot \frac{43}{43-5} = 0,77$$

$$f_{2,mod}(L_r) = 1 / \sqrt{1 + \frac{L_r^2}{2}} = 0,88$$

Die Berechnung der Lebensdauer erfolgt wie in Kapitel 6.1.3 *Risswachstum*

beschrieben mit der Formel $N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta \sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right]$; mit $\alpha = \frac{m}{2} - 1$.

$Y(a)$ ist variabel in Abhängigkeit von der Rissgröße a , N_{ij} wird also schrittweise mit den entsprechenden Werten von $Y(a)$ berechnet. Als Schrittgröße wird hier $\Delta a = 0,5 \text{ mm}$ gewählt. Die Überprüfung ob diese Schrittweite ausreichend genau ist,

kann durch eine Wiederholungs- oder Feinrechnung erfolgen, in dem die Schrittweite halbiert wird und die relative Abweichung zwischen Grob- und Feinrechnung z.B. (laut *Haibach* [A 27]) auf 1/1000 begrenzt wird.

Einseitiger Randsriss, $Y(a)$ nach Irwin					
a [mm]	5	5,5	6	...	10
$Y(a_j)$	1,19951339	1,21098594	1,22318155		1,34871005
$[Y(a_j)+Y(a_i)]/2$		1,20524966	1,21708374		1,33941847
N_{ij}		6040	5116		1737
ΣN_{ij}		6040	11157		33874

Einseitiger Randsriss, $Y(a)$ nach Hirt					
a [mm]	5	5,5	6	...	12
$Y(a_j)$	1,15512316	1,15924412	1,1634473		1,22113205
$[Y(a_j)+Y(a_i)]/2$		1,15718364	1,16134571		1,21844445
N_{ij}		6825	5889		1744
ΣN_{ij}		6825	12713		49152

Tabelle 6.10

Die Bestimmung der Tabellenwerte der Spalte für $a = 5,5 \text{ mm}$ und den Formfaktor nach Irwin wird im Folgenden erläutert:

$$Y(a = 5 \text{ mm}; W = 47 \text{ mm}) = 0,265 \left(1 - \frac{a}{W}\right)^4 + \frac{0,857 + 0,265 \cdot \left(\frac{a}{W}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{W}\right)^3}} = 1,19951339$$

$$Y(a = 5,5 \text{ mm}; W = 47 \text{ mm}) = 1,21098594$$

$$[Y(a = 5 \text{ mm}) + Y(a = 5,5 \text{ mm})] / 2 = 1,20524966$$

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta \sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j}\right)^\alpha \right]; \text{ mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1 = 0,5$$

$$N_{ij} = \frac{1}{4 \cdot 10^{-13} \cdot 0,5 \cdot \pi^{3/2} \cdot 1,20524966^3 \cdot 120,9^3 \cdot 5^{0,5}} \left[1 - \left(\frac{5}{5,5}\right)^{0,5} \right] = 6040$$

Bei Verwendung des Formfaktors $Y(a)$ nach Hirt ergibt sich eine um 42 % höhere Lebensdauer gegenüber der Berechnung mit dem Formfaktor nach Irwin.

6.1.2. Fließbruchmechanik

Das Konzept der LEBM verliert seine Gültigkeit, wenn vor der Risspitze ausgedehnte Fließbereiche auftreten und somit der Radius der plastischen Zone nicht mehr klein ist im Verhältnis zur Risslänge und den Bauteil- bzw. Probenabmessungen. Die für eine umfassende Nutzung der Bruchmechanik in der Technik sehr wichtige Erweiterung auf Versagensfälle, die durch größere plastische Verformungen vor dem Bruch gekennzeichnet sind, wurde mit der Fließbruchmechanik (FBM) erreicht. Die praktische Bedeutung der Fließbruchmechanik findet in zwei unterschiedlichen Zielstellungen ihren Ausdruck:

1. Die FBM erlaubt die Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte außerhalb der Gültigkeitsgrenzen der LEBM, d.h., es genügen Proben mit relativ kleinen Abmessungen.
2. Die FBM findet Anwendung in Form eigenständiger Bruchkriterien für elastisch- plastisches Werkstoffverhalten.

[Blumenauer, Pusch A 18]

Die zwei wichtigsten Konzepte der FBM sind das COD- und das J-Integral Konzept. Beide Verfahren sind auch bei linear-elastischem Verhalten anwendbar, in dem Fall besteht ein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Spannungsintensitätsfaktor K_I und COD, bzw. zwischen K_I und J.

COD-Konzept (COD=crack opening displacement)

Dieses Konzept beruht auf der Annahme, dass bei duktilem Werkstoffverhalten der Bruchvorgang nicht von einer kritischen Spannungsintensität, sondern von einer kritischen plastischen Verformung an der Risspitze kontrolliert wird. Ein Maß dafür ist die Aufweitung an der Risspitze, die als Risspitzenverschiebung oder Rissöffnung δ bezeichnet wird.

J-Integral-Konzept

Eine wesentliche Erweiterung der Fließbruchmechanik bei Umgehung der experimentellen Schwierigkeiten des COD Konzeptes konnte mit der Einführung des J-Integrals in die Bruchmechanik erreicht werden. Das J-Integral ist als wegunabhängiges Linienintegral um die gegebenenfalls abgestumpfte Risspitze darstellbar, gültig auch bei einsinnig elastisch-plastischer Beanspruchung (siehe Abbildung 6.21). Es ist für nichtlinear-elastisches Werkstoffverhalten definiert als

$$J = \int_{\Gamma} W_e dy - \sigma \frac{du}{dx} ds$$

W_e ... elastische Formänderungsenergiedichte

σ ... Spannungsvektor

u ... Verschiebungsvektor

ds ... Wegelement

Γ ... geschlossener Integrationsweg, der das untere mit dem oberen Rissufer verbindet

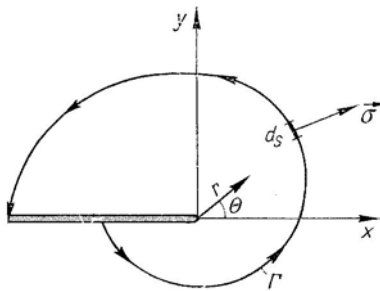


Abbildung 6.21 aus Blumenauer, Pusch [A 18]

Das J-Integral bei elastischer Verformung ist als Änderung der potentiellen Energie U bei der Rissausbreitung definiert.

$$J = -\frac{1}{B} \frac{dU}{da} \quad (\text{B... Bauteil- bzw. Probendicke})$$

Innerhalb der Gültigkeitsgrenzen der LEBM ist das energetisch interpretierte J-Integral mit der Energiefreisetzungsrate G identisch, so dass sich für die Rissöffnungsart I die einfachen Zusammenhänge

$$J_I \equiv G = \frac{K^2}{E} \quad \text{für ESZ (typisch für den Durchriss in dünner Scheibe)}$$

$$J_I \equiv G = \frac{1-\mu^2}{E} K^2 \quad \text{für EDZ (typisch für den Durchriss in dicker Scheibe)}$$

ergeben.

Das J-Integral ist jedoch auf zyklische Beanspruchung (siehe Kapitel 6.1.3 *Risswachstum*) nicht direkt übertragbar, weil diese Beanspruchung nicht einsinnig erfolgt. Damit wird die Eigenschaft der Wegunabhängigkeit des Integrals verletzt, die wiederum Voraussetzung für das eindeutige Kennzeichen der Beanspruchung an der Risspitze ist [Radaj, Vormwald A 26].

Einige Autoren die sich mit der Bruchmechanik im Bauwesen beschäftigen, verwenden bei Anwendung der LEBM als Kennwert das J-Integral, eine einfache Umrechnung zwischen J_c und K_c ist möglich. So ist in der Tabelle 6.17 zu erkennen, dass die meisten Autoren bei Ihren Versuchen den J_c Wert bestimmt haben. Aber für die Anwendung der Paris-Erdogan Gleichung, und somit für die Bestimmung der Lastspielzahl bis zum Versagen, ist der Grenzwert K_c nötig (siehe Kapitel 6.1.3 *Risswachstum*).

6.1.3. Risswachstum

Bei schwingender Beanspruchung wird das Wachstum von Ermüdungsrissen durch die Risswachstumsgeschwindigkeit da/dN (N Schwingungszahl) charakterisiert (siehe Abbildung 6.22).

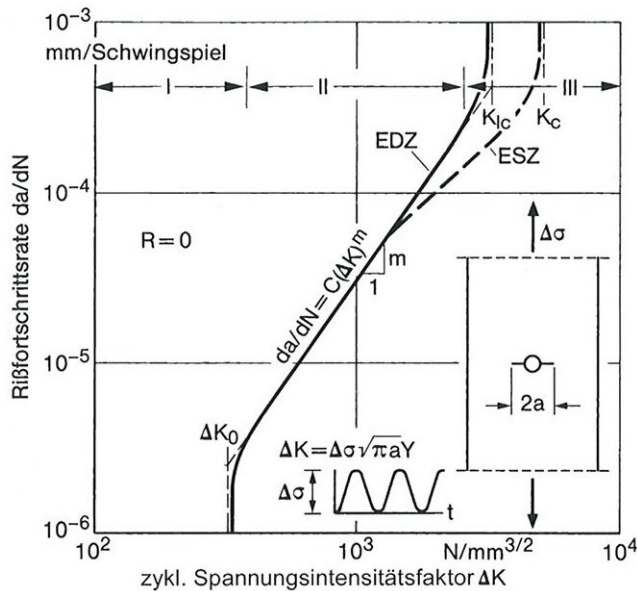


Abbildung 6.22 aus Radaj, Vormwald [A 26]

Im Bereich I (Schwellenwertbereich) kleiner Werte ΔK (nach LEBM) nähert sich die Kurve einem unteren Schwellenwert ΔK_o (oder auch ΔK_{th} ... bruchmechanischer Schwellenwert) an, unterhalb dessen ein vorhandener Anriss nicht mehr ausbreitungsfähig ist. In diesem Bereich haben das Gefüge, die Mittelspannung (Art der Schwingbeanspruchung) und das umgebende Medium einen starken Einfluss. Im Bereich II mittlerer Werte ΔK findet ein stabiles Risswachstum statt, hier kann die Kurve durch die Paris-Erdogan Gleichung beschrieben werden.

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m$$

modifizierte Form mit Berücksichtigung des Schwellenwertes $\frac{da}{dN} = C \cdot (\Delta K^m - \Delta K_{th}^m)$

(C, m ... Materialkonstanten für den Rissfortschritt)

Im Bereich II ist der Einfluss von Mikrostruktur, Mittelspannung, Umgebungsmedien und Bauteildicke gering.

Mit entsprechend hohen ΔK Werten (Bereich III, Bruchbereich) erfolgt eine Annäherung an das statische Bruchverhalten. Beim Erreichen der kritischen Spannungsintensität K_{Ic} (überwiegend ebener Dehnungszustand dicker Proben) bzw. K_c (überwiegend ebener Spannungszustand dünner Proben) tritt zunächst stabiles Reißen und dann der Rest- oder Gewaltbruch ein. Das Abzweigen der Kurve zu K_{Ic}

erklärt sich daraus, dass bei höherem Spannungsintensitätsfaktor der bei hinreichender Probendicke anfänglich ebene Dehnungszustand durch Scherlippenbildung abgebaut wird.

In diesem Bereich ist der Einfluss von Mikrostruktur, Mittelspannung, und Bauteildicke wieder groß, der Einfluss der Umgebungsmedien gering.

6.1.3.1. Einfluss der Mittelspannung

Bisher ist die reine Schwellbeanspruchung am Riss betrachtet worden (Spannungsverhältnis $\kappa (\hat{=} R) = 0^7$). Der Einfluss des Spannungsverhältnisses ist in folgender Abbildung dargestellt.

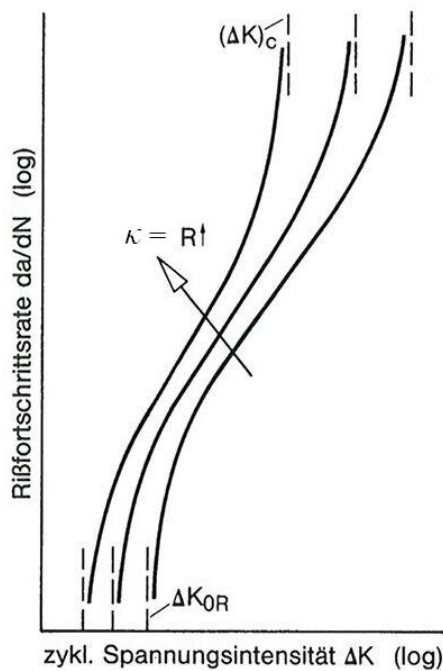


Abbildung 6.23 aus *Radaj, Vormwald* [A 26]

Die Kurve verschiebt sich mit wachsendem κ -Wert nach links. Die Rissfortschrittsgeschwindigkeit nimmt dabei zu. Entsprechend verringert sich der Schwellenwert $\Delta K_{th,\kappa} (\hat{=} \Delta K_{0R})$ in Abhängigkeit von κ .

Als vereinfachte und auf der sicheren Seite liegende Annahme für bestehend Brücken, bei welchen keine Materialuntersuchung durchgeführt wurde, wird in der

⁷ Definition und Berechnung von κ wie in Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*, oder über das Verhältnis der Spannungsintensitätsfaktoren.

$$\kappa = \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \frac{K_u}{K_o}, \quad \sigma_u \dots \text{untere bzw. betragsmäßig kleiner Spannung eines Schwingspieles}$$

$$\sigma_o \dots \text{obere bzw. betragsmäßig größere Spannung eines Schwingspieles}$$

Literatur (*Kühn* [A 30]) ein von κ unabhängiger unterer Grenzwert (5 % Fraktile) $\Delta K_{th} = 63 \text{ N/mm}^{3/2}$ empfohlen.

Der British Standard BS PD 6493 gibt ΔK_{th} für moderne Stahlsorten⁸ in Abhängigkeit von κ an:

$$\Delta K_{th} = 170 - 214\kappa \left[\text{N/mm}^{3/2} \right] \text{ für } \kappa \leq 0,5$$

$$\Delta K_{th} = 63 \left[\text{N/mm}^{3/2} \right] \text{ für } \kappa > 0,5$$

Ebenso wie der Schwellenwert ΔK_{th} ist die den Restbruch auslösende Schwingbreite $(\Delta K)_c$ des Spannungsintensitätsfaktors von κ abhängig (anstelle von K_c kann auch K_{Ic} treten):

$$(\Delta K)_c = (1 - \kappa) K_c$$

Die Rissfortschrittsrate in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis unter Einbeziehung des Bereiches I kann unter Verwendung von κ unabhängigen Werkstoffkennwerten C' und m nach *Erdogan et al.* wie folgt berechnet werden:

$$\frac{da}{dN} = \frac{C' \left[\Delta K^m - \Delta K_{th,\kappa}^m \right]}{(1 - \kappa) K_c - \Delta K}$$

Bei $\Delta K_{th,\kappa} \ll \Delta K \ll (1 - R) K_c$ gilt

$$\frac{da}{dN} = \frac{C \cdot \Delta K^m}{(1 - \kappa)}$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Rissfortschrittsrate stellen empirische Näherungen dar, die sich experimentell nur mit teilweise erheblichen Abweichungen belegen lassen [*Radaj, Vormwald* A 26].

Untersuchungen von *Fisher et al.* [aus *Kühn* A 30] haben ergeben, dass der Einfluss des Spannungsverhältnisses auf den Bereich II relativ klein ist. *Fisher* empfiehlt die Verwendung eines reduzierten effektiven ΔK aber nur in Bereichen wo Zugeigenspannungen ausgeschlossen werden können.

Einen ähnlichen Ansatz verwendet auch *Geißler* [aus *Kühn* A 30]. Auch er empfiehlt zur Berücksichtigung der Mittelspannung die Berechnung mit einer „effektiven“ Spannungsintensität, da besonders bei wechselnder Belastung an der Rissstelle nicht

⁸ Für alte Stahlsorten gibt es eine derartige Regelung nicht. Schwellenwerte für alte Stahlsorten und deren Auswirkungen werden in Kapitel 6.2.6 *Zusammenstellung einiger bruchmechanischer Kennwerte aus der Literatur* und 6.5 *Werkstoffe alter Brückenbauwerke und deren Einfluss auf die bruchmechanischen Nachweise* erläutert.

die gesamte Schwingbreite des Spannungsintensitätsfaktors zum Risswachstum beiträgt.

$$\Delta K_{eff} = \begin{cases} \Delta K & \text{für } \kappa > 0 \text{ und } \sigma_{max} > 0 \\ (\Delta K) \cdot 10^{0,25\kappa} & \text{für } -1,5 < \kappa \leq 0 \\ K_{max} & \text{für } \kappa \leq -1,5 \\ 0 & \text{für } \kappa > 0 \text{ und } \sigma_{max} \leq 0 \end{cases}$$

(σ_{max} ist hier die mathematisch größere Spannung)

Somit kann aufgrund der numerischen Methodik die Mittelspannung für jedes Spannungsspiel Berücksichtigung finden, was aber nur dann sinnvoll ist, wenn bei geschweißten Bauteilen – bzw. auch bei der verspannten Nietkonstruktion – eine zutreffende Annahme für die Größe der Eigenspannungen an der zu betrachtenden Stelle getroffen wird. Es ergeben sich dann in Zugeigenspannungsbereichen größere κ Werte, womit $\Delta K_{eff} = \Delta K$ wird.

Die folgende Abbildung zeigt die Tabelle von *Geißler* für positive Mittelspannung (Zug) in einer Graphik dargestellt, es gilt $\Delta K_{eff} = \Delta K \cdot f(\kappa)$:

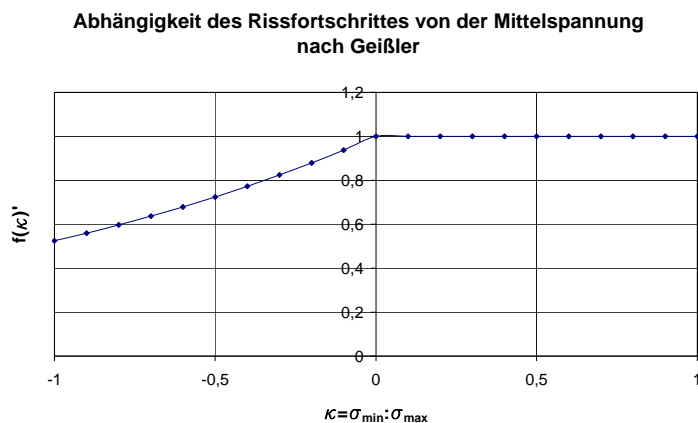


Abbildung 6.24

6.1.3.2. Einfluss der Eigenspannungen auf den Rissfortschritt

Das Rissfortschrittsverhalten wird von Eigenspannungen in erheblichem Maße beeinflusst. Besonders ausgeprägte Eigenspannungsfelder entstehen beim thermischen Fügen (insbesondere beim Schweißen) sowie bei der thermischen Oberflächenverfestigung. Sie erreichen mit ihren Maximalwerten die Fließgrenze, sind also bei hochfesten Werkstoffen bedeutsamer als bei niedrigfesten Werkstoffen. Maßgebend für die Eigenspannungsausbildung ist die örtliche und zeitliche Konzentration der Wärmeeinbringung. Der Eigenspannungseinfluss ist bei geringer zyklischer Last relativ groß, bei hoher zyklischer Last dagegen relativ klein. Im letzteren Fall relaxieren die Eigenspannungen bevor sie zyklisch wirksam werden können [Radaj, Vormwald A 26].

Die Rissfortschrittsrate wird hauptsächlich durch das veränderte Rissöffnungsniveau bestimmt. Zugeigenspannungen senkrecht zu den Rissflanken lassen den Riss bei zyklischer Beanspruchung geöffnet, während Druckeigenspannungen das Riss schließen begünstigen. Die Rissfortschrittslebensdauer wird daher durch Zugeigenspannungen erniedrigt, durch Druckeigenspannungen erhöht.

Dies führt zum Problem der Bestimmung der Eigenspannungen. Verfahren zur Messung und Berechnung sind aufwendig und führen nicht immer zu einem aussagefähigen Ergebnis. Meist müssen begründete Schätzungen genügen, für genietete Konstruktionen kann angenommen werden, dass die Eigenspannungen wesentlich geringer sind als für geschweißte Konstruktionen. Einige Quellen zu den Eigenspannungen in genieteten Konstruktionen werden im Folgenden zitiert:

Sedlacek [A 13] stellt fest, dass geeignete Annahmen für die Eigenspannungen getroffen werden müssen. So nimmt z.B. *Stötzel* [E 7] in seiner Dissertation (Begutachter Sedlacek) Eigenspannungen in der Höhe von 10 % der Fließgrenze an.

Brühwiler et al. weisen darauf hin, dass die Eigenspannungen in Nietkonstruktionen deutlich kleiner sein dürften als in einer geschweißten Verbindung, es wird aber keine Annahme über deren Größe getroffen [*Brühwiler et al.* C 17].

Valtinat [A 14] ist der Meinung, dass das Ermüdungsverhalten von Nietverbindungen begünstigt wird durch die erhebliche Vorspannung, die warmgeschlagene Niete auf die Bauteile ausüben, es wird gewissermaßen eine Schutzzone um die Kerbe „Nietloch“ aufgebaut, die ähnlich wie bei vorgespannten gleitfesten Verbindungen die Schwingfestigkeit der Nietverbindung erhöht. Schwingfestigkeitsuntersuchungen hierzu an Stahlverbindungen mit gestanzten Löchern und hochfesten vorgespannten Schrauben haben die Wirksamkeit solcher Schutzzonen um das Loch herum bereits gezeigt.

In den meisten Literaturquellen, die sich mit Eigenspannungen in genieteten Konstruktionen befassen, wird empfohlen eine geeignete Annahme für die Eigenspannung zur bruchmechanischen Berechnung zu treffen, jedoch ist die einzige mir bekannte Literaturquelle in der auch tatsächlich eine Annahme getroffen wird, die Dissertation von *Stötzel* [E 7]. Zum Umgang mit den unbekanntem Eigenspannungen in genieteten Konstruktionen ist es meines Erachtens sinnvoll, verschiedene Größen für die Eigenspannungen anzusetzen und so deren Einfluss auf das Rissfortschrittsverhalten zu testen (siehe hierzu auch 6.4.2 *Einflussgrößen auf das Risswachstum*).

6.1.3.3. Crack Closure Effekte

Bei zyklischer Belastung öffnen und schließen sich Risse zyklisch, d.h. sie schließen sich in den Momenten, in denen σ_{\min} bzw. K_{\min} vorliegt. Ein Grund für Crack Closure ist z.B. Plastizieren im Bereich der Risspitze, wodurch Druckeigenspannungen entstehen. Da sich Risse bei Crack Closure Effekten langsamer ausbreiten, ergeben sich nach der Paris-Gleichung ohne Crack Closure Ergebnisse auf der sicheren Seite.

6.1.3.4. Rissfortschritt bei konstanter Schwingbreite der Spannung-Berechnung der Lebensdauer mit numerischer Integration

Für ein Bauteil mit vorhandenem Anfangsriss der Größe a_0 ist die ertragbare Schwingspielzahl N bestimmt durch den Rissfortschritt bis zu einer kritischen Rissgröße a_{krit} , bei der das endgültige Bauteilversagen eintritt. Diese Schwingspielzahl lässt sich aus Rissfortschritts-Daten und unter Ansatz der bruchmechanischen Modellgesetze des Rissfortschrittes berechnen, gegebenenfalls unter Beachtung des Reihenfolgeinflusses (siehe hierzu z.B. [Haibach A 27]).

Für den Fall einer Schwingbeanspruchung mit konstanter Schwingbreite $\Delta\sigma$ kann die ertragbare Schwingzielzahl N aus der Paris-Gleichung durch Integration über die Risslänge wie folgt bestimmt werden:

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{C \cdot \Delta K^m} da$$

Für ΔK wird folgende Gleichung eingesetzt: $\Delta K = \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \Delta\sigma \cdot Y(a)$

Im Allgemeinen ist numerisch zu integrieren, außer wenn der Korrekturfaktor Y als konstant angenommen wird. Es ergibt sich dann folgender Ausdruck (für $m \neq 2$):

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta\sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right]$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1$$

Die Anwendung dieser Gleichung wird in den Beispielrechnungen dieses Kapitels gezeigt, also z.B. in Kapitel 6.1.1.3 *Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$* und in Kapitel 6.7 *Empfehlung zur Vorgehensweise bei der bruchmechanischen Untersuchung alter Brückenbauwerke*.

6.1.3.5. Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors

Im Bereich I niedriger zyklischer Spannungsintensität ist der Langriss nicht oder kaum fortschrittsfähig:

$$\frac{da}{dN} = 0 \quad (\Delta K \leq \Delta K_{th})$$

Dabei ist ΔK_{th} der Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors, ab dem Rissfortschritt nachweisbar ist. Die experimentelle Bestimmung von ΔK_{th} ist zeitaufwendig, denn der Nachweis erfordert bei passender Beanspruchungsamplitude etwa 10^7 Schwingspiele. Der Beseitigung möglicher Eigenspannungen ist besonderer Beachtung zu schenken.

Für eine größere Gruppe von Stählen wird von *Romaniv et al.* [aus *Radaj, Vormwald A 26*] eine Abhängigkeit des Schwellenwertes ΔK_{th} von der Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ermittelt (für $\kappa = 0$, ΔK_{th} in $\text{N}/\text{mm}^{3/2}$, $\Delta\sigma_D$ in N/mm^2):

$$\Delta K_{th} = \frac{3,48 \cdot 10^3}{\sqrt{\Delta\sigma_D}}$$

Die Berücksichtigung des Schwellenwertes ΔK_{th} kann bei der Rissfortschrittsberechnung mit den Ergebnissen $(n_i, \Delta\sigma_i)$ erfolgen. Alle nichtschadensrelevanten Spannungsspiele mit $\Delta K_i \leq \Delta K_{th}$ werden herausgefiltert. Es ist dabei zu berücksichtigen, dass sich bei gleichem $\Delta\sigma_i$ -Wert infolge unterschiedlicher Rissgrößen unterschiedliche ΔK -Werte ergeben. Das heißt, dass ein $\Delta\sigma_i$ -Wert der bei Beginn der Rissfortschrittsberechnung noch nicht zum Schaden beiträgt, im Verlauf der Rissfortschrittsberechnung schadensrelevant werden kann, d.h., dass Reihenfolgeeffekte eine Rolle spielen können [Stötzel E 7].

Aus dem Schwellenwert ΔK_{th} und einer Anfangsrissgröße kann eine Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_D^*$ ohne Auswirkung auf das Risswachstum ermittelt werden. Es findet kein Risswachstum statt, wenn für den zyklischen Spannungsintensitätsfaktor im Nettoquerschnitt ΔK_{net} gilt:

$$\Delta K_{net} \leq \Delta K_{th}$$

Mit $\Delta K_{net} = \Delta\sigma_D^* \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y(a) \cdot \frac{A_{netto}}{A_{brutto}}$ kann das Ausschlusskriterium für weiteres

Risswachstum definiert werden. Danach darf der bruchmechanische Sicherheitsnachweis für ein Bauteil mit der Anfangsrissgröße $a = a_0$ entfallen, wenn die maximale Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{netto,max}$ im Nettoquerschnitt des Bauteils folgende Bedingung erfüllt:

$$\Delta\sigma_{netto,max} \leq \Delta\sigma_D^* = \frac{\Delta K_{th}}{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot Y(a) \cdot (A_{netto}/A_{brutto})}$$

Die Schwellenspannung $\Delta\sigma_D^*$ ist also abhängig von κ , der Blechbreite, der Größe des Anfangsrisses und von ΔK_{th} .

6.1.3.6. Rissfortschritt bei veränderlicher Schwingbreite der Spannung und der Zusammenhang mit der Miner-Regel

Bei Brückenbauten treten unregelmäßige Spannungs-Zeit-Verläufe auf, die mit Hilfe von Zählverfahren, wie z.B. dem Rainflow- oder Reservoir-Verfahren (siehe Abbildung 6.25), ausgewertet werden können.

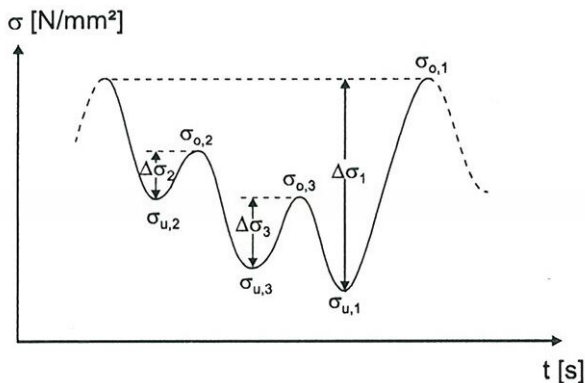


Abbildung 6.25 aus Stötzel [E 7]
Auswertung von Spannungs-Zeitverläufen nach dem Reservoir-Verfahren

Das Ergebnis der Auswertung eines Spannungs-Zeitverlaufs ($\Delta\sigma_i, n_i$) kann dann für die Ermittlung der sicheren Restnutzungsdauer auf mehrere unterschiedliche Weisen weiterverwendet werden:

1. Berechnung mittels Miner-Regel:

Dies ist die einfachste Möglichkeit. Wie bereits in Kapitel 4.1.2 *Betriebsfestigkeit* erläutert, wird hierbei ein schadensäquivalentes Einstufenkollektiv mit der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_e$ und $N_e = \sum_{i=1}^n n_i$ gebildet (siehe Abbildung 6.26).

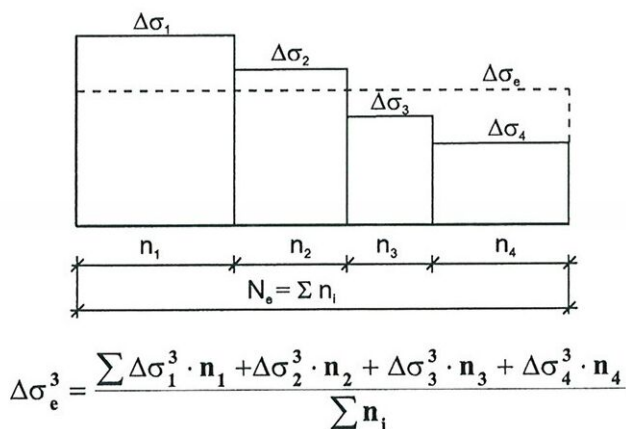


Abbildung 6.26 aus Stötzel [E 7]
Ermittlung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives für $m=3$

Die folgenden Ausführungen werden darlegen, dass eine solche Miner-Rechnung mit der nachstehend beschriebenen, schwingspielweisen Berechnung des Rissfortschritts

gleichwertig ist, da Reihenfolgeeinflüsse in beiden Fällen außer Betracht bleiben [*Haibach A 27*].

2. Blockweise Berechnung:

Für einen Lastablauf mit blockweise veränderlicher Schwingbreite der Spannung kann die Berechnung des Rissfortschritts auch blockweise wie bei konstanter Schwingbreite ausgeführt werden. Die Größe des Endrisses a_e , die sich für die Beanspruchung aus einem solchen Block ergibt, bedeutet sodann die Größe des Anfangsrisses a_0 für den folgenden Block. Da die Größe des Endrisses in den betreffenden Formeln des Kapitels 6.1.3.4 *Rissfortschritt bei konstanter Schwingbreite der Spannung-Berechnung der Lebensdauer mit numerischer Integration* jedoch nicht als Bestimmungsgröße, sondern als obere Integrationsgröße erscheint, lässt sie sich nur durch abschnittsweise Integration und Iteration bestimmen.

3. Schwingspielweise Integration [*Haibach A 27*]:

Die naheliegendste, aber auch rechnerisch aufwendigste Möglichkeit einer Rissfortschrittsberechnung, die selbst bei einer von Schwingspiel zu Schwingspiel veränderlichen Schwingbreite der Spannung anwendbar ist, besteht in einer numerischen Integration der Differentialgleichung für a und n , die sich aus

$$\frac{da}{dn} = \frac{da}{dn}(\Delta K),$$

$$\Delta K = \Delta K(a, \Delta\sigma)$$

und bei einer unter Umständen auch noch schwingspielabhängigen Schwingbreite

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma(n)$$

ergibt als

$$\frac{da}{dn} = f(a, \Delta\sigma, n)$$

mit der Anfangsbedingung $a = a_0$ für $n = n_0 = 0$.

Die einfachste numerische Lösung einer derartigen Anfangswertaufgabe bietet das Verfahren nach Euler-Cauchy, wobei hier eine Schrittweite für die Schwingspielzahl N von $h=1$ zutrifft:

$$a_1 = a_0 + f(a = a_0, \Delta\sigma = \Delta\sigma_1, n = 1) \cdot h; n = 1,$$

$$a_2 = a_1 + f(a = a_1, \Delta\sigma = \Delta\sigma_2, n = 2) \cdot h; n = 2 \text{ usw.}$$

Die nachstehende Ableitung verdeutlicht, dass bei der eben beschriebenen schwingspielweisen Berechnung des Rissfortschrittes das gleiche Ergebnis wie bei einer Miner-Rechnung zustande kommt, und zwar bei einer Rechnung mit $\Delta K_{ih} = 0$ auch noch unbeeinflusst davon, in welcher Reihenfolge die einzelnen Schwingspiele berücksichtigt werden. Der Aufwand einer Rissfortschrittsberechnung ist jedoch erheblich größer als der einer Miner-Rechnung.

Um einen Rissfortschritt von a_1 auf a_3 auf den beiden Spannungshorizonten $\Delta\sigma_1$ und $\Delta\sigma_2$ zu berechnen, kann die Gleichung zur numerischen Integration aus Kapitel

6.1.3.4 Rissfortschritt bei konstanter Spannung-Berechnung der Lebensdauer mit numerischer Integration

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta \sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right] = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta \sigma^m} \left[\frac{a_j^\alpha - a_i^\alpha}{a_i^\alpha \cdot a_j^\alpha} \right]$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1$$

auch vereinfacht (unter Zuhilfenahme der Konstanten A und p) geschrieben werden als

$$N_1 = A \cdot \Delta \sigma_1^{-m} \cdot [a_1^p - a_3^p]$$

$$N_2 = A \cdot \Delta \sigma_2^{-m} \cdot [a_1^p - a_3^p]$$

$$\text{mit } p = 1 - \frac{m}{2}$$

$$A = \frac{1}{C \cdot p \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m}$$

Entsprechend gilt für einen Rissfortschritt von a_1 nach a_2 bei der Spannung $\Delta \sigma_1$

$$n_1 = A \cdot \Delta \sigma_1^{-m} \cdot [a_1^p - a_2^p]$$

und für einen Rissfortschritt von a_2 nach a_3 unter der Spannung $\Delta \sigma_2$

$$n_2 = A \cdot \Delta \sigma_2^{-m} \cdot [a_2^p - a_3^p]$$

Bei Division von n_1 / N_1 und n_2 / N_2 erhält man

$$(n_1 / N_1) \cdot [a_1^p - a_3^p] = [a_1^p - a_2^p]$$

$$(n_2 / N_2) \cdot [a_1^p - a_3^p] = [a_2^p - a_3^p]$$

Und bei Addition dieser Gleichungen erhält man die Miner-Regel

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} = 1$$

womit sich die anfangs gemachte Aussage bestätigt [Haibach A 27].

Beispiel Fischbachbrücke:

Zur Erläuterung der möglichen Vorgangsweisen für einen Lastablauf bei veränderlicher Schwingbreite der Spannung wird ein Beispiel angeführt. Es wird wie schon in Kapitel 6.1.1.3 *Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$* die Fischbachbrücke herangezogen. Es können die Daten nach Tabelle 6.7 und Tabelle 6.8 herangezogen werden, außer die Angaben zur Spannung $\Delta \sigma_p$, die der folgenden Tabelle entnommen werden können. Es wird eine Folge von drei Lastwechseln angenommen.

	$\Delta \sigma_i$ [N/mm ²]	n_i [LW]
1	100	10 000
2	120	5 000
3	140	10 000

Tabelle 6.11

Mit Hilfe der Miner-Regel kann das schadensäquivalente Einstufenkollektiv berechnet werden:

$$\Delta\sigma_e^3 = \frac{100^3 \cdot 10000 + 120^3 \cdot 5000 + 140^3 \cdot 10000}{(10000 + 5000 + 10000)} \rightarrow \Delta\sigma_e = 122,6 \text{ N/mm}^2$$

Für $\Delta\sigma_e = 122,6 \text{ N/mm}^2$, $N_e = 25000$ und $a_0 = 5 \text{ mm}$ erfolgt die Berechnung der Endrissgröße $a_{e,ges}$ mit Hilfe der Formel

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta\sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right] \quad \text{mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1$$

iterativ, wie in der folgenden Tabelle zu sehen (Der Formfaktor wird mit den Angaben von Irwin berechnet).

Einseitiger Randriss, Y(a) nach Irwin					
a [mm]	5	5,015	5,03	...	8,1145
Y(aj)	1,19951339	1,19984718	1,2001816		1,2830984
[Y(aj)+Y(ai)]/2		1,19968029	1,20001439		1,28294814
Nij		189	188		47
Σ Nij		189	377		25000

Tabelle 6.12

$$a_{e,ges} = 8,1145 \text{ mm}$$

Die Berechnung mit schwingenspielweiser Integration ist in den folgenden Tabellen zu sehen.

Für $\Delta\sigma_1 = 100 \text{ N/mm}^2$, $n_1 = 10000$ und $a_0 = 5 \text{ mm}$ erhält man eine Endrissgröße $a_{1,e}$:

Einseitiger Randriss, Y(a) nach Irwin					
a [mm]	5	5,01	5,02	...	5,4655
Y(aj)	1,19951339	1,19973585	1,19995858		1,21017126
[Y(aj)+Y(ai)]/2		1,19962462	1,19984722		1,21016537
Nij		232	231		10
Σ Nij		232	464		10000

Tabelle 6.13

$$a_{1,e} = a_{2,0} = 5,4655 \text{ mm}$$

Für $\Delta\sigma_2 = 120 \text{ N/mm}^2$, $n_2 = 5000$ und $a_{2,0} = 5,4655 \text{ mm}$ erhält man eine Endrissgröße $a_{2,e}$:

Einseitiger Randriss, Y(a) nach Irwin					
a [mm]	5,4655	5,47	5,48	...	5,9356
Y(aj)	1,21017126	1,21027733	1,21051324		1,2215697
[Y(aj)+Y(ai)]/2		1,2102243	1,21039529		1,2214999
Nij		52	114		55
Σ Nij		52	166		5000

Tabelle 6.14

$$a_{2,e} = a_{3,0} = 5,9356 \text{ mm}$$

Für $\Delta\sigma_3 = 140 \text{ N/mm}^2$, $n_3 = 10000$ und $a_{3,0} = 5,9356 \text{ mm}$ erhält man eine Endrissgröße $a_{3,e}$:

Einseitiger Randsriss, Y(a) nach Irwin					
a [mm]	5,9356	5,94	5,95	...	8,1159
Y(a _j)	1,2215697	1,22167943	1,22192905		1,28314271
[Y(a _j)+Y(a _i)]/2		1,22162457	1,22180424		1,28304936
N _{ij}		27	62		20
∑ N _{ij}		27	89		10000

Tabelle 6.15

$$a_{3,e} = 8,1159 \text{ mm}$$

Der Unterschied zwischen $a_{3,e}$ und $a_{e,ges}$ bei den hier verwendeten Integrationsschrittbreiten ist ungefähr 0,01 %. Dieses Beispiel zeigt deutlich, dass die Anwendung der Miner-Regel zur Bestimmung eines schadensäquivalenten Einstufenkollektives, mit welchem dann der Rissfortschritt berechnet wird, wesentlich einfacher ist, als die schrittweise Integration. Außerdem kann man erkennen, dass die Ergebnisse beider Verfahren übereinstimmen.

6.2. Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte

6.2.1. Einleitung

Bei einer bruchmechanischen Untersuchung einer alten Stahlbrücken können entweder statistisch abgesicherte Werkstoffdaten verwendet werden, oder es werden die Werkstoffkennwerte direkt aus Materialproben der zu untersuchenden Bauteile bestimmt. Da die Materialeigenschaften bei alten Brückenbauwerken oft sehr stark streuen, ist es erforderlich, die Materialeigenschaften an den kritischen Stellen direkt zu ermitteln.

Um zusätzliche Schwächungen der kritischen Bauteile zu vermeiden, müssen die Materialproben möglichst klein gehalten werden. Dadurch ergeben sich Abmessungen die in der Regel von den in den Prüfnormen angegebenen Abmessungen abweichen, das erfordert modifizierte Verfahren zur Bestimmung der Werkstoffkennwerte.

Die folgende Abbildung zeigt ein Verfahren der Probenentnahme zur Ermittlung von Werkstoffeigenschaften mit Kleinproben aus Bohrkernen nach *Stötzel* [E 7].

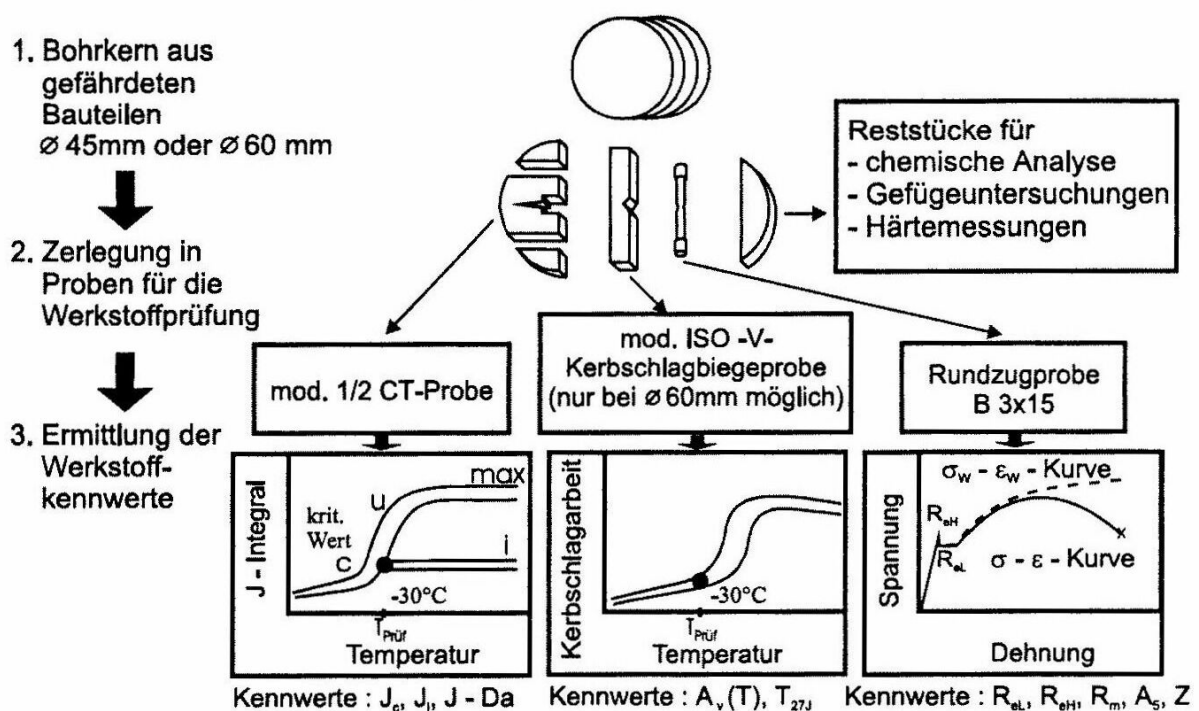


Abbildung 6.27 aus *Stötzel* [E 7]

Aus dem Zugversuch einer Rundzugprobe 3x15, wird die Fließgrenze (R_{eH} obere Fließgrenze, R_{eL} untere Fließgrenze) sowie die Zugfestigkeit R_m gewonnen. Weiters kann die Bruchdehnung A_5 (auch δ_5 genannt, für $L_0 = 5 \cdot d_0$) und die Brucheinschnürung $Z = (A_0 - A_{Bruch}) / A_0$ (wird auch als ψ bezeichnet) bestimmt werden. Die Bruchdehnung wird nach dem Bruch durch Zusammenfügen der beiden Probenteile ermittelt. Sie ist von der Messlänge abhängig (deswegen hier A_5). Die Brucheinschnürung wird ebenfalls nach dem Bruch ermittelt. A_{Bruch} ist die kleinste Querschnittsfläche der gebrochenen Probe.

Die folgende Abbildung zeigt die genormten Abmessungen eines Prüfstabes.

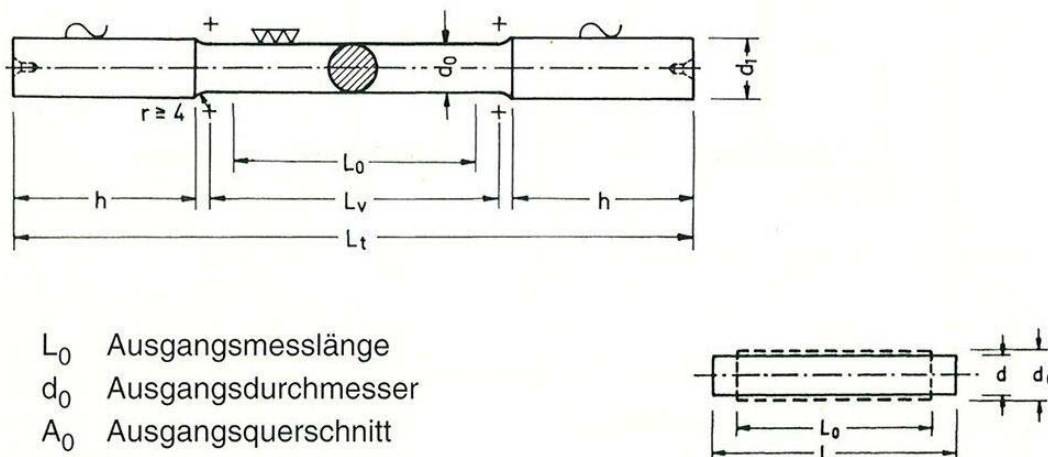


Abbildung 6.28 aus *Ramberger* [A 7]

Aus einer modifizierten $\frac{1}{2}$ CT-Probe werden die Materialkennwerte des J-Integrals J_{cI} , J_i in Abhängigkeit von der Temperatur ermittelt. Bei niedrigen Temperaturen liegen die J-Integral Werte in der Tieflage J_{cI} , wobei das Versagen der Probe als spröd zu bezeichnen ist. Bei höheren Temperaturen kommt es zu einem stabilen Risswachstum bevor der Bruch der Probe erfolgt, J_i . Bei der Sicherheitsanalyse alter Stahlbrücken wird die Reserve des stabilen Risswachstums jedoch nicht berücksichtigt. Als niedrigsten Grenzwert der Temperatur ist in Deutschland -30° Grad anzusetzen [*Hensen* E 6].

Das J-Da(gemeint ist die Rissverlängerung Δa)-Diagramm dient zur Ermittlung von J_{Ic} (siehe Kapitel 6.2.3 *Kennwerte für statische Risseinleitung nach dem J-Integral-Konzept*).

Aus dem Kerbschlagbiegeversuch wird die Kerbschlagarbeit A_v in Abhängigkeit von der Temperatur ermittelt. Insbesondere wird dabei die Temperatur T_{27J} als Vergleichsmaß herangezogen. T_{27J} ist die Temperatur, bei der die Kerbschlagarbeit der Kerbschlagbiegeprobe 27 Joule beträgt [*Stötzel*/E 7].

Die folgende Abbildung zeigt drei Beispiele einer Probenentnahme (nach *Hensen*). Die Durchmesser der Kernbohrungen sind 60 bzw. 45 mm, wodurch, hervorgerufen durch den Kopf des Fräasers der Bohrmaschine, ein Loch in die Konstruktion von 70 bzw. 55 mm entsteht. Bei mehrlamelligen Bauteilen ist darauf zu achten, dass die Probenentnahme durch alle Bauteile hindurchgeht. Bei der Entnahme einer Probe aus der äußeren Lamelle würde die innere Lamelle durch den Fräser angekerbt, wodurch im weiteren Nutzungsverlauf des Bauwerks Risse induziert werden können.

Findet die Entnahme der Kernbohrung direkt an den kritischen Stellen mit einer relativ hohen Spannungsausnutzung statt, so muss gewährleistet sein, dass die Schwächung des Querschnittes durch die Kernbohrung maximal der Schwächung die durch den Nietlochabzug hervorgerufen wird, entspricht.

Ist dies trotz Einsatz der kleineren Bohrungen nicht möglich, so muss bei der Probenentnahme auf Bereiche mit niedriger Spannungsbelastung ausgewichen

werden. Dies könnten zum Beispiel Auflagernahe Bereiche eines Vollwandbinders sein. Die Kernbohrung sollte jedoch so positioniert werden, dass man das kritische Querschnittsteil (z.B. den Winkel) erfasst, d.h. die Entnahmestelle und die kritische Stelle befinden sich an einem Stück.

Sehr wichtig bei der Probenentnahme ist die Kennzeichnung der Hauptbeanspruchungsrichtung (siehe Abbildung 6.29), damit die ermittelten Werkstoffkennwerte für diese Richtung gelten [Hensen E 6].

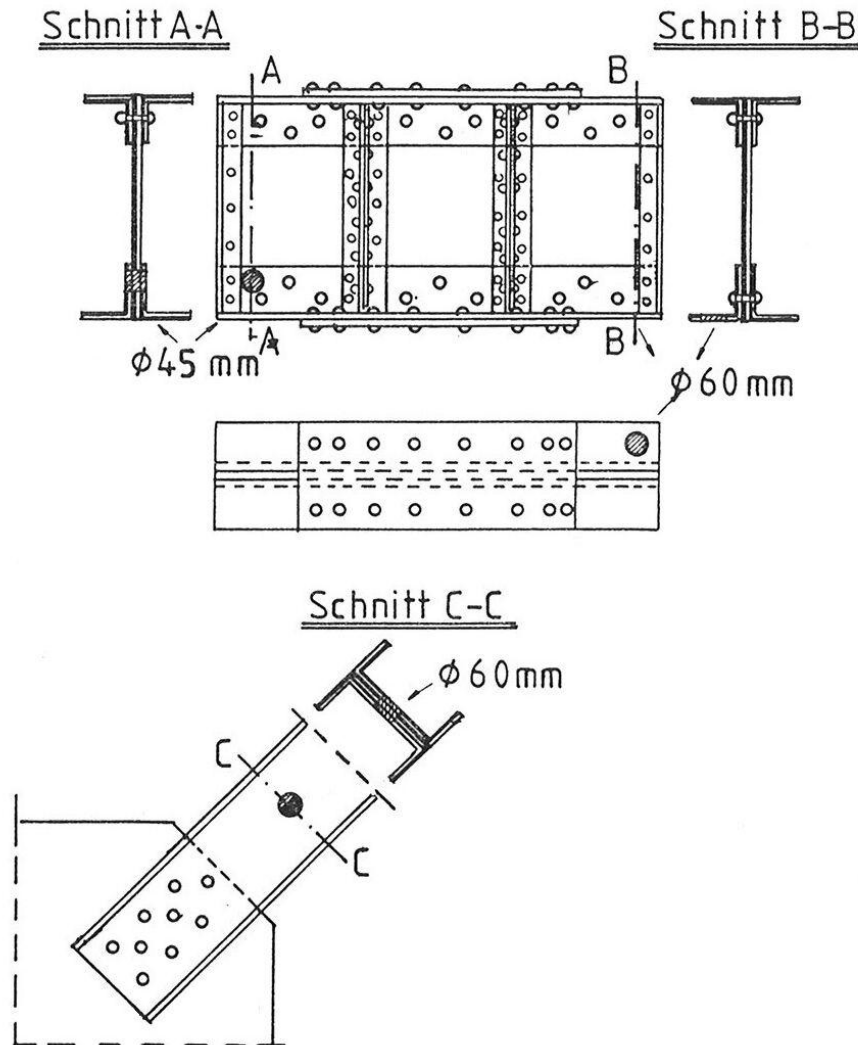


Abbildung 6.29 aus Hensen [E 6]

6.2.2. K_{Ic} - Ermittlung

Aus dem Konzept der LEBM und der damit verbundenen Forderung nach einem weitgehend linear-elastischen Werkstoffverhalten bis zum Bruch ergibt sich, dass bei der experimentellen Ermittlung der Bruchzähigkeit K_{Ic} folgende grundsätzliche Bedingungen einzuhalten sind:

- Die Probenabmessungen müssen unter den jeweiligen Prüfbedingungen wesentlich größer sein als die Ausdehnung der plastischen Zone an der Risspitze.

- Im Moment der instabilen Rissausbreitung müssen die Belastung der Probe und die kritische Risslänge exakt bestimmbar sein.
- Für die entsprechende Rissgeometrie muss die Bestimmungsgleichung, d.h. der Zusammenhang zwischen Spannungsintensitätsfaktor, Spannung und Risslänge bekannt sein.

[Blumenauer, Pusch A 18]

Die Ermittlung der K_{Ic} Werte erfolgt überwiegend entweder mit Dreipunkt-Biegeproben (3PB-Probe) oder mit Kompaktzug-Proben (CT-Probe, siehe nachfolgende Abbildung) mit definiertem Ermüdungsriss und Kerbe.

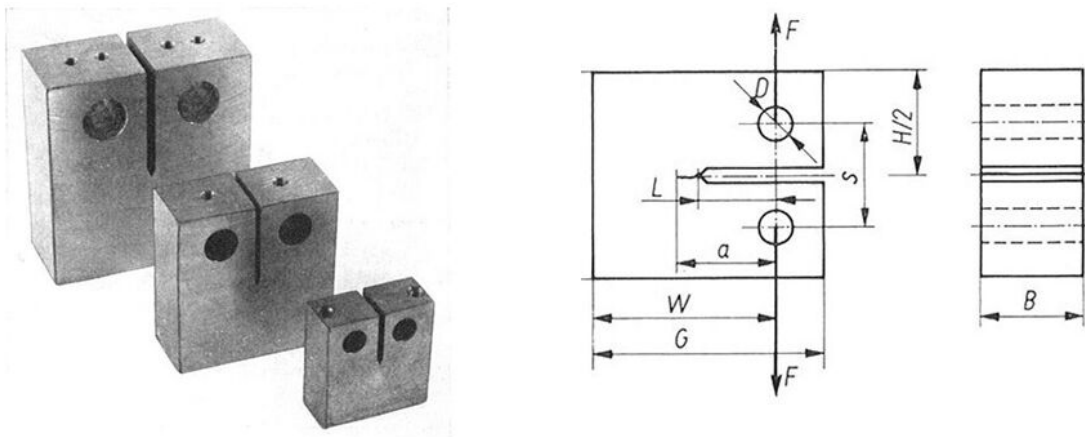
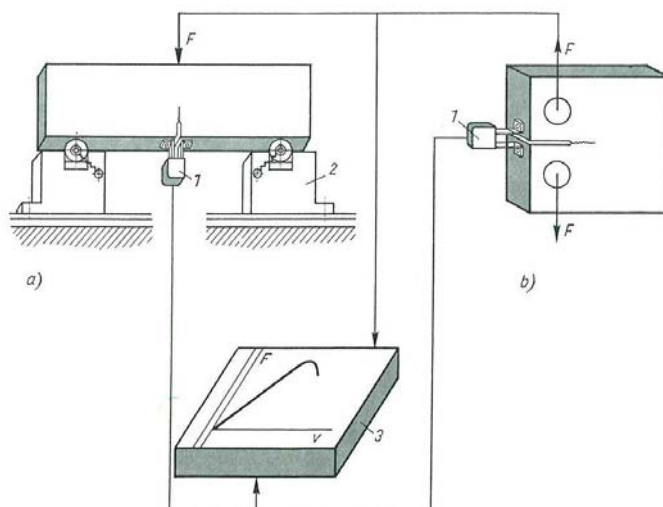


Abbildung 6.30 aus Blumenauer, Pusch [A 18] CT-Probe zur K_{Ic} Wert Bestimmung

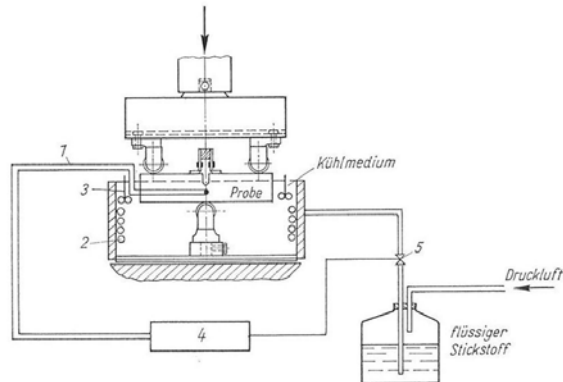
Hierbei werden die Proben in starren Maschinen bis zum Bruch geprüft, es wird die Kraft-Rissverschiebungsfunktion aufgezeichnet und die Anrisslänge bis zum Beginn des instabilen Bruchfortschrittes bestimmt (siehe Abbildung 6.31). Die gemessene Anrisslänge und die aus der Kraft-Kerbaufweitungskurve ermittelte Kraft können dann in eine Bestimmungsgleichung eingesetzt werden und liefern so den K_{Ic} Wert.



Prüfanordnung
 a) 3PB-Probe
 b) CT-Probe
 1 Wegaufnehmer; 2 Biegevorrichtung; 3 X-Y-Schreiber

Abbildung 6.31 aus Blumenauer, Pusch [A 18] Prüfanordnung zur K_{Ic} Wert Bestimmung

Häufig ist eine bruchmechanische Versuchsdurchführung bei tiefen Temperaturen erforderlich (siehe Abbildung 6.32).



Bruchmechanische Prüfung von 3PB-Proben bei tiefen Umgebungstemperaturen
1 Thermoelement; 2 Kühlschlange; 3 Rührer; 4 Temperaturregler; 5 Magnetventil

Abbildung 6.32 aus *Blumenauer, Pusch* [A 18] Prüfanordnung zur K_{Ic} Wert Bestimmung bei tiefen Temperaturen

Das genaue Vorgehen wird in der Norm ASTM E 399 (ASTM E399 - 06e2 Standard Test Method for Linear-Elastic Plane-Strain Fracture Toughness K_{Ic} of Metallic Materials) sowie in der Norm ASTM E 1820 (ASTM E1820 - 08 Standard Test Method for Measurement of Fracture Toughness) geregelt.

Die Bruchzähigkeit ist von folgenden Größen abhängig:

- Bauteildicke: Mit zunehmender Bauteildicke ist ein Abfall der Bruchzähigkeit zu beobachten. Bei dünnen Blechen wird über den Querschnitt, insbesondere in Dickenrichtung, ein ebener Spannungszustand erzeugt. Bei größeren Blechdicken ist im Inneren ein ebener Dehnungszustand vorhanden. Bei sehr dünnen Bauteilen oder lamellenartigem Werkstoffaufbau kommt es zu schichtweisen Einschnürungen, was einen Abfall der Bruchzähigkeit bewirkt (siehe Abbildung 6.5 aus *Blumenauer, Pusch* [A 18]).

Für die Ligamentlänge $W - a$ und die Probendicke B muss nach ASTM E 399 gelten

$$B, W - a \geq 2,5 \cdot \left(\frac{K_{Ic}}{f_y} \right)^2$$

Für S 235 ergibt sich für eine geschätzte Bruchzähigkeit von $K_{Ic} = 3500 \text{ N/mm}^{3/2}$:

$$B, W - a \geq 2,5 \cdot \left(\frac{3500}{235} \right)^2 \geq 555 \text{ mm} .$$

Munz [aus *Rossmannith* A 33] erscheint der Faktor 2,5 als willkürlich, es wird als Bedingung für eine ausreichende Probendicke

$$B \geq \frac{25(1 - \mu^2)}{E} \cdot \frac{K_{Ic}^2}{f_y} ;$$

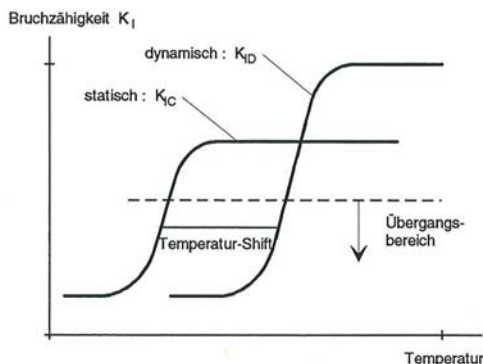
vorgeschlagen.

Für S 235 und Flusseisen erfolgt die Bestimmung der Probenabmessungen nach *Munz* in der folgenden Tabelle:

	S 235	Flusseisen
μ	0,3	0,3
Geschätztes K_{Ic} [N/mm ^{3/2}]	3500	1500
E [N/mm ²]	210 000	210 000
f_y [N/mm ²]	235	235
B [mm]	>5,65	>1,04

Tabelle 6.16

- Temperatur: Mit abnehmender Temperatur (ausgehend von der Raumtemperatur) nimmt auch die Bruchzähigkeit ab. Dabei wird zwischen Hoch- und Tieflage unterschieden. Dieser Verlauf der Bruchzähigkeit ist besser aus dem Kerbschlagversuche bekannt (siehe Abbildung 6.33 und Abbildung 6.39).
- Belastungsgeschwindigkeit: Mit abnehmender Belastungsgeschwindigkeit nimmt die Bruchzähigkeit im Übergangsbereich zwischen Tieflage und Steilanstieg zu (siehe Abbildung 6.33). Die Belastungsgeschwindigkeit bei Brückenelementen liegen im Bereich von $d\varepsilon/dt = 10^{-3}$ bis $5 \cdot 10^{-3} \text{ s}^{-1}$ und können als quasi statisch bezeichnet werden. Die dynamische Beanspruchung im Kerbschlagversuch ist ungefähr $d\varepsilon/dt = 100 \text{ s}^{-1}$, die quasi statische Beanspruchung im Zugversuch liegt bei $d\varepsilon/dt = 10^{-5} \text{ s}^{-1}$. [Kunz E 8]

Abbildung 6.33 aus *Kunz* [E 8]

Unter Einfluss korrosiver Medien kann der K_{Isc} Wert bestimmt werden (siehe Kapitel 7 *Korrosion*).

6.2.3. Kennwerte für statische Risseinleitung nach dem J-Integral-Konzept

Ermittlungen von J_{Ic} werden in den meisten Fällen durchgeführt, um mit kleinen Versuchsproben, bei denen LEBM nicht mehr anwendbar ist, indirekt die Risszähigkeit K_{Ic} zu erhalten (siehe Kapitel 6.1.2 *Fließbruchmechanik*).

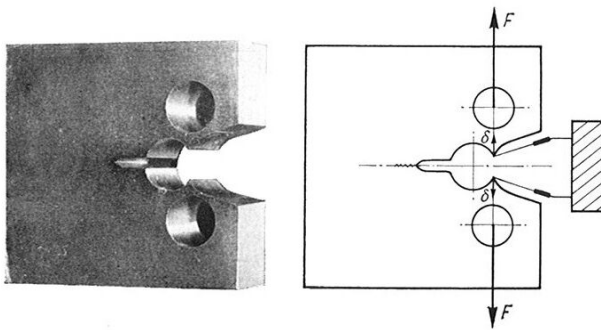


Abbildung 6.34 aus *Blumenauer, Pusch* [A 18] CT-Probe zur J_{Ic} Wert Bestimmung

Die Probenherstellung und die Anrissbedingungen sind ähnlich der K_{Ic} -Bestimmung. Das J-Integral wird aus der Verformungsenergie U bestimmt (siehe Kapitel 6.1.2 *Fließbruchmechanik*), dabei ist U gleich der Fläche unter der Kraft-Verlängerungs-Kurve, wobei die Verlängerung die Verschiebung der Kraftangriffspunkte (in Abbildung 6.34 als δ bezeichnet und in Abbildung 6.35 als v) darstellt. Daraus erhält man J in Abhängigkeit von a (Risslänge) und v (Verlängerung), den kritischen Wert J_{Ic} erhält man nach Messung der Verlängerung bei Beginn der instabilen Rissausbreitung.

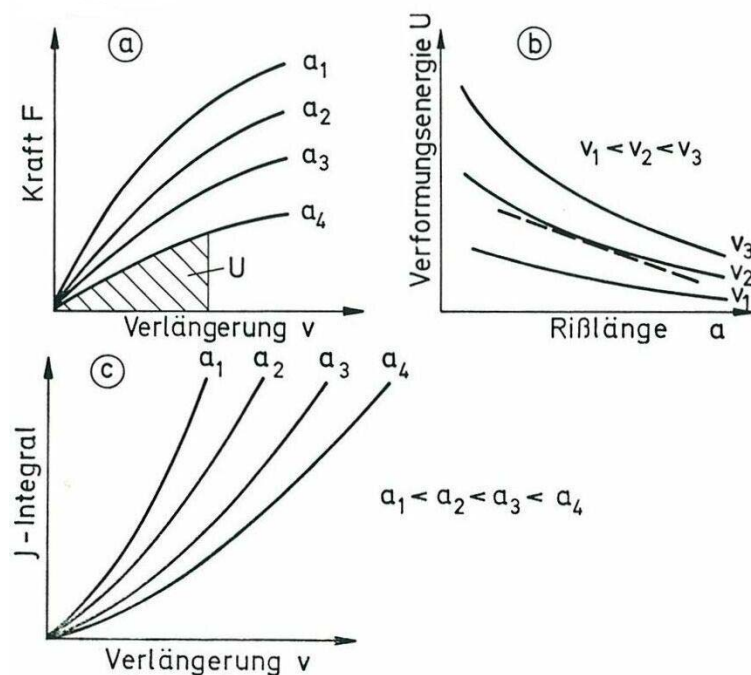


Abbildung 6.35 aus *Rossmannith* [A 33]

Der Beginn der instabilen Rissverlängerung ist allerdings nicht direkt aus einer Kraft-Verlängerungskurve zu entnehmen. Deshalb werden meist mehrere Proben mit nahezu identischen Risslängen unterschiedlich hoch belastet, entlastet und danach die bei der Belastung aufgetretene Rissverlängerung markiert. Für die Markierung des Bereiches der stabilen Rissausbreitung auf der Rissausbreitungsfläche der entlasteten Probe, kann entweder die Erzeugung einer zweiten Ermüdungsrissfläche mit einer höheren Oberlast oder das Glühen (heat-tinting⁹) zur Anwendung kommen. Die Rissverlängerung wird dann auf der Bruchfläche ausgemessen (siehe Abbildung 6.36).

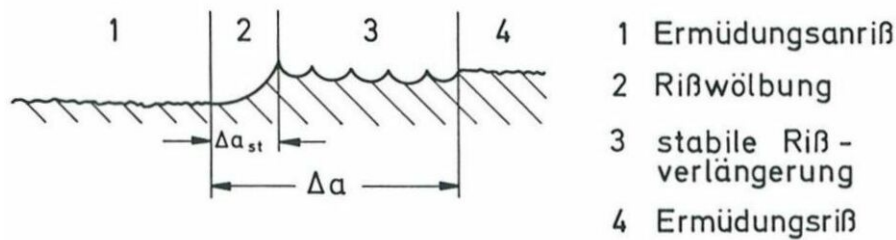


Abbildung 6.36 aus *Rossmannith* [A 33]

Querschnitt einer Bruchfläche zur Veranschaulichung der beiden Anteile der Rissverlängerung

Aus mehreren Proben kann dann eine J - Δa -Kurve aufgestellt werden, die bei vielen ferritischen Werkstoffen drei Bereiche aufweist (siehe Abbildung 6.37). Das Problem besteht dann in einer geeigneten Extrapolation auf den Beginn der Rissverlängerung.

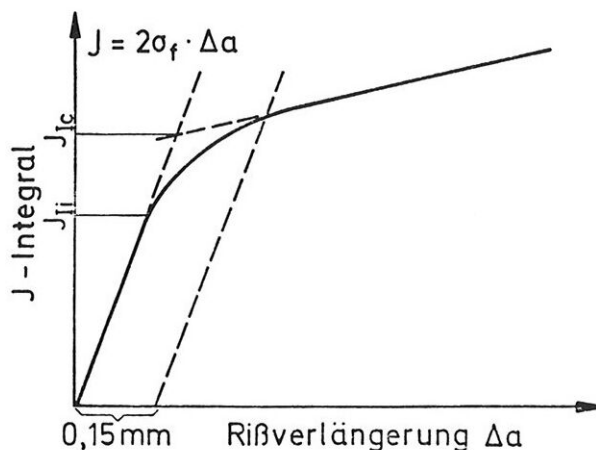


Abbildung 6.37 aus *Rossmannith* [A 33]

Ermittlung von J_{IIc} durch Extrapolation auf die Wölbungsgerade

Dieses Verfahren hat den Nachteil, dass Proben unterschiedlicher Risslänge notwendig sind. Mit der alternativen Methode der partiellen Entlastung (compliance¹⁰

⁹ Damit wird die Färbung einer Metalloberfläche durch Oxidation zur Offenbarung von Details der Mikrostruktur bezeichnet.

¹⁰ Compliance ist die Änderung der Nachgiebigkeit oder Steifigkeit im Rissnahbereich.

Methode) kann J_{Ic} mit einer einzigen Versuchsprobe bestimmt werden. Dazu wird während des Versuches wiederholt die Kraft um etwa 10 % abgesenkt und dann wieder belastet und der Anstieg der Entlastungskurve registriert (siehe Abbildung 6.38). Damit ist die mit der Rissausbreitung sich ändernde Compliance der Probe erkennbar [Munz, D. aus Rossmannith A 33 und Blumenauer, Pusch A 18].

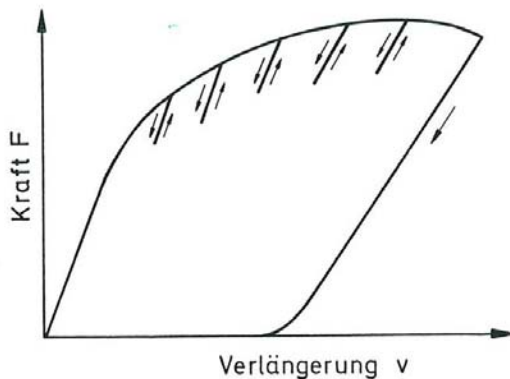


Abbildung 6.38 aus Rossmannith [A 33]
Methode der partiellen Entlastung zur J_{Ic} -Ermittlung

Vorgangsweisen zur Bestimmung von J_{Ic} werden in der Norm ASTM E 1820 (ASTM E1820 - 08 Standard Test Method for Measurement of Fracture Toughness) geregelt.

6.2.4. Kerbschlagzähigkeit - Charpy V-Notch Test (CVN)

Die Kerbschlagarbeit ist die Arbeit, die verbraucht wird, um einen genormten Prüfkörper schlagartig zum Bruch zu bringen. Im Allgemeinen wird die Kerbschlagarbeit nicht nur bei einer einzelnen Versuchstemperatur bestimmt, sondern es wird eine Kerbschlagarbeit-Temperatur-Kurve ermittelt (siehe Abbildung 6.39). Damit lässt sich eine Übergangstemperatur angeben, bei welcher die Kerbschlagarbeit einen definierten Wert erzielt, z.B. 27 J [E 5].

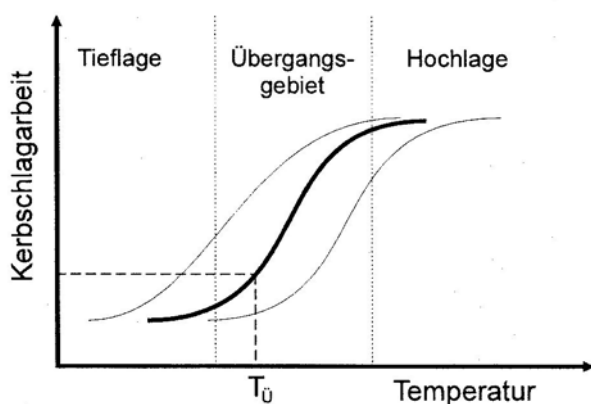


Abbildung 6.39 aus Sedlacek [E 5]

Neben der direkten Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte wurde immer wieder nach Korrelationen zwischen der Kerbschlagarbeit und der Bruchzähigkeit gesucht. Auch wenn für begrenzte Werkstoffgruppen oder Behandlungszustände empirische

Beziehungen möglich sind, kann es schon auf Grund der unterschiedlichen Energieanteile für die elastisch-plastische Verformung, Risseinleitung und Rissausbreitung, die mit der Kerbschlagarbeit integral erfasst werden, keinen allgemein gültigen Zusammenhang geben [D 9].

Im folgenden werden drei Korrelationsformeln entwickelt für moderne Stahlsorten mit $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, und für die Tieflage der Übergangskurve angegeben [aus *Petzek, Kosteas* und *Băncilă C 27*]:

- Barsom&Rolfe (B&R)- Formel (aus *Barsom* und *Rolfe* [D 8]):

$$K_c = 6,67 \cdot (CVN)^{0,75}$$

CVN... Kerbschlagzähigkeit in Joule (experimentell bestimmt)

$$K_c \dots \text{ in } MPam^{1/2} \quad (1 MPam^{1/2} = 31,6 \text{ N/mm}^{3/2})$$

- BS 7910:1999 (BS)- Formel:

$$K_{mat} = \frac{820\sqrt{CVN} - 1420}{B^{0,25}} + 630$$

K_{mat} ... Ermittlung der unteren Grenze der Risszähigkeit in $Nmm^{-3/2}$

Die Bezeichnung K_{mat} wird in der Literatur oft verwendet wenn die Bruchzähigkeit aus einem anderen Materialkennwert bestimmt wird (Nähere Erklärung siehe auch Kapitel 6.3.2 *Failure Assessment Diagramm (FAD)*).

B... Materialdicke für die Ermittlung von K_{mat}

- Roberts-Newton (R-N)- Formel:

$$K_c = 9,35 \cdot (CVN)^{0,63}$$

$$K_c \dots \text{ in } MPam^{1/2} \quad (1 MPam^{1/2} = 31,6 \text{ N/mm}^{3/2})$$

Die folgende Abbildung zeigt die Ergebnisse dieser drei Korrelationsformeln.

Zusammenhang CVN-K_c

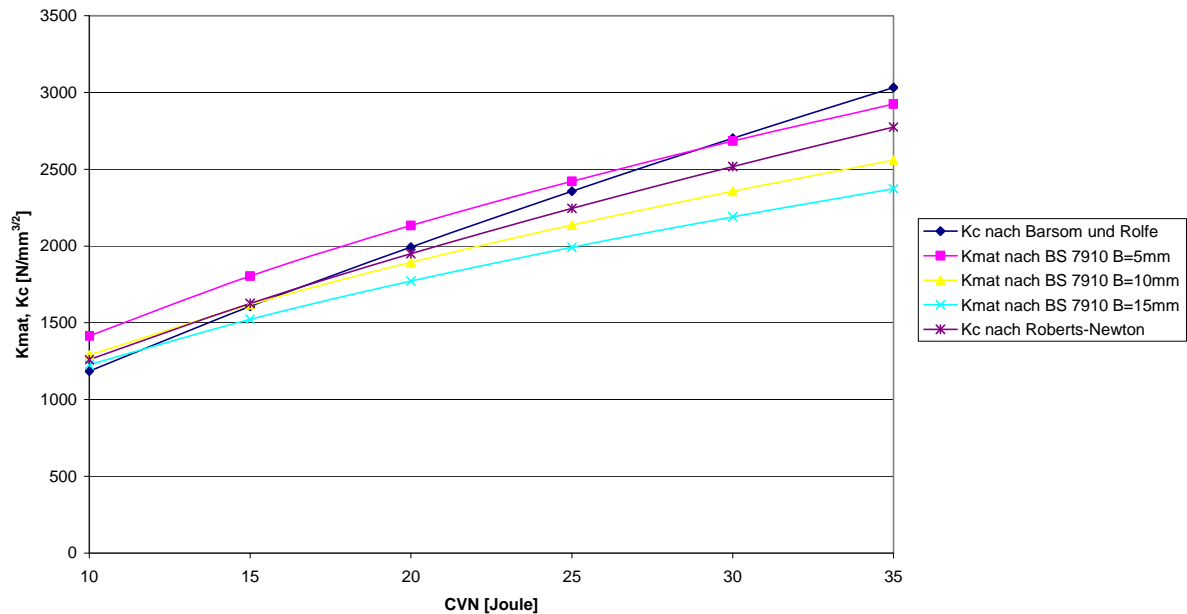


Abbildung 6.40

Das Finden von Korrelationsformeln für Schweißbeisen und Flusseisen ist Inhalt von zahlreichen Untersuchungen, von denen einige nachfolgend kurz vorgestellt werden.

Petzek et al. [C 27] vergleichen K_{Ic} -Werte aufgrund von bruchmechanischen Versuchen an mehreren Proben (in der Abbildung 6.41 als Interpretationszahl bezeichnet) mit den Korrelationen K_c -CVN-Energie für Flussstahl, um festzustellen ob die obigen Korrelationen die für moderne Stahlsorten entwickelt wurden, auch für Flussstahl gelten, siehe folgende Abbildung.

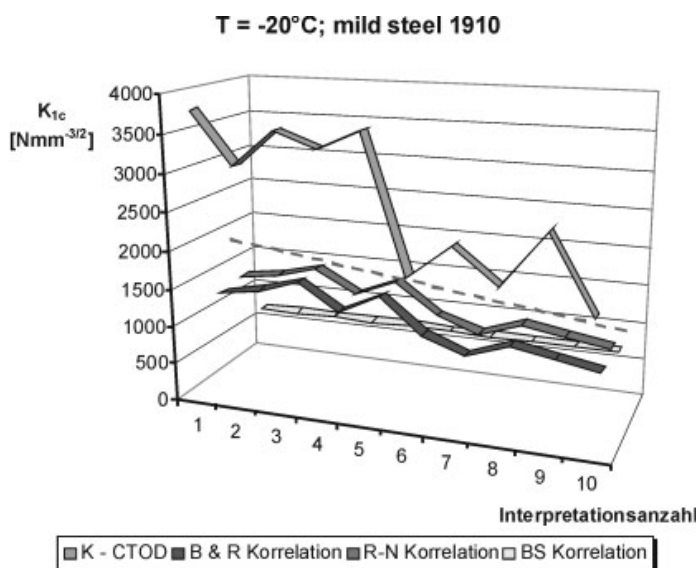


Abbildung 6.41 aus *Petzek et al.* [C 27] (mild steel... Flussstahl)

Dabei wird ersichtlich, dass K-Werte, die durch Umwandlung der experimentell ermittelten CTOD-Ergebnisse (CTOD- oder COD- Konzept siehe Kapitel 6.1.2 *Fließbruchmechanik*. Das COD-Konzept ist ein Konzept der Fließbruchmechanik wie auch das J-Integral, der Parameter hierbei ist die Rissspitzenöffnung δ .) entstanden sind, eine große Streuung zwischen 1000 und 3800 $Nmm^{-3/2}$ aufweisen. Das gilt jedoch nicht für die K_c -Werte, die mit Hilfe der Kerbschlagzähigkeit ermittelt wurden. Ein linearer Zusammenhang kann nicht festgestellt werden, die über die Kerbschlagarbeit ermittelten Werte liegen aber in allen Bereichen unter jenen die aus dem Parameter δ des COD-Konzeptes ermittelt wurden.

Brüning et al. [C 21] haben Versuche an einer Brücke aus dem Jahr 1908 durchgeführt und dabei festgestellt, dass sich in ihrem Fall keine formelmäßig beschreibbare Beziehung zwischen den gefundenen Bruchzähigkeiten und den stark streuenden Kerbschlagarbeiten herstellen ließ.

Auch in der Arbeit von *Hensen* [E 6] kann keine Korrelationsformel angegeben werden, die für alte Stahlbauwerke verwendet werden kann. *Hensen* weist darauf hin, dass eine solche Korrelation auf jeden Fall die Temperaturverschiebungen infolge der unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten der Kerbschlagbiegeversuche und der bruchmechanischen Versuche berücksichtigen muss.

Kühn et al. [C 29] stellen fest, dass Kerbschlagbiegeversuche an alten Stählen aufgrund der spezifischen Gefügestruktur nicht aussagekräftig sind. Der in den Versuchen ermittelte Übergangsbereich von der Tieflage mit überwiegend sprödem Werkstoffverhalten zur Hochlage mit überwiegend zähem Werkstoffverhalten liegt bei alten Stählen häufig bei +10°C oder noch höher, die gleichen Stäbe weisen aber in Bruchmechanikversuchen eine ausreichende Werkstoffzähigkeit aus.

Auch *Helmerich* [A 28] weist darauf hin, dass die Kerbschlagversuche, die als qualitative Prüfung für die Bewertung der Schweißignung entwickelt wurden, für die Bewertung alter Stähle, die geschraubte oder genietete Verbindungen haben, von untergeordneter Bedeutung sind. Wegen der für alte Stähle charakteristischen Tieflage der Kerbschlagergebnisse, müsste das Material grundsätzlich als zu unsicher eingestuft werden.

Auch *Brühwiler* [D 4, C 17] hat sich mit der Charpy Energie von Flusseisen und Schweißbeisen beschäftigt, und hat bei seinen Versuchen an Schweißbeisen eine Übergangstemperatur von ungefähr 60°C festgestellt, die damit wesentlich höher (um 50°C) als bei Flussstahl liegt. Daher sind Schweißbeisenelemente meistens sprödebruchempfindlicher als Stahlelemente unter denselben Voraussetzungen. Kritische Risslängen können also wesentlich kürzer sein als bei Flusseisen. Deswegen haben andere Faktoren, etwa Eigenspannungen, Geometrie und Belastung einen größeren Einfluss auf die Sicherheit von Konstruktionen aus Schweißbeisen als auf Konstruktionen aus Stahl.

Die Bruchzähigkeitskennwerte von Schweißbeisen sind außerdem durch das anisotrope Verhalten des Materials gekennzeichnet, es ergeben sich also unterschiedliche Ergebnisse für die Längs- und Querrichtung.

6.2.5. Rissfortschrittsversuche

An Proben mit künstlich eingebrachtem Riss quer zur Zugbeanspruchung [CT-Proben (CT=Compact Tension), an CCT oder MT-Proben (Center-Crack-Tension oder Mittenriss-Tension) oder an SENB3 Proben (Single-Edged-Notch-Bending)] erfolgt die schwingende Belastung mit konstanter Mittelspannung und konstanter Spannungsamplitude. Es wird die Risslänge a und die zugehörige Schwingenspielzahl N gemessen und die da/dN -Werte durch punktweises Differenzieren in Abhängigkeit vom zyklischen Spannungsintensitätsfaktor ΔK ermittelt. Es wird der zyklische Spannungsintensitätsfaktor $\Delta K = \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \Delta \sigma \cdot Y(a)$ berechnet, mit dem Formfaktor für die jeweilige Proben- und Rissgeometrie. Man erhält somit eine Risswachstumskurve aus der die Kennwerte der Paris-Erdogan Gleichung bestimmt werden können.

Die Versuchsdurchführung kann z.B. nach dem Entwurf der US-amerikanischen Standards ASTM E 647 (ASTM E 647-08: Standard Test Method for Measurement of Fatigue Crack Growth Rates) erfolgen, die Auswertung nach British Standard BS 6835:1988 (Method for determination of the rate of fatigue crack growth in metallic materials). Im Zusammenhang mit alten Bauwerken sollte die sogenannte „Ein-Proben-Methode“ angewendet werden. Bei dieser sollten zunächst relativ hohe zyklische Beanspruchungen auf die Kleinteilproben aufgebracht werden, um die Rissfortschrittskonstanten C und m für die Beschreibung des stabilen Risswachstum nach Paris zu bestimmen. Sind hierzu ausreichende Versuchsdaten gewonnen, kann die zyklische Beanspruchung stetig reduziert werden, um so im gleichen Versuch auch noch den Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} zu ermitteln. Wird dabei das Risswachstum kleiner als 10^{-8} mm pro Lastwechsel, ist der Schwellenwert ΔK_{th} gemäß einer Definition nach Taylor erreicht.

Für die zerstörende Probenentnahme gilt folgendes Prinzip: Probestücke so groß wie für die Materialuntersuchung nötig, aber so klein wie möglich.

Die folgende Abbildung zeigt ein Beispiel für die Ermittlung der Rissfortschrittsparameter an SENB3-Proben der Spreibrücke [Helmerich A 28].

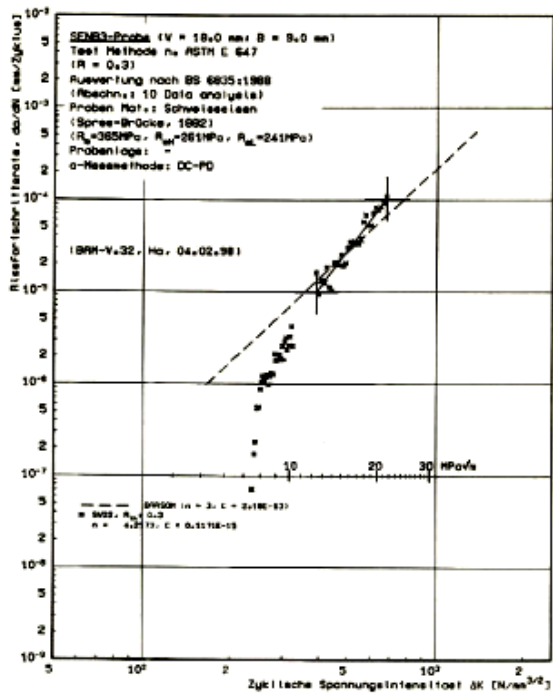


Abbildung 6.42 aus Helmerich [A 28] Abszisse: Zyklische Spannungsintensität ΔK [N/mm^{3/2}]
 Ordinate: Rissfortschrittsrate da/dN [mm/Zyklus]

6.2.6. Zusammenstellung einiger bruchmechanischer Kennwerte aus der Literatur

Bruchmechanische Kennwerte ermittelt an aus Brücken entnommenen Proben (aus der Literatur):

		Fließgrenze	Bruchzähigkeit		Materialkonstanten für Rissfortschritt		Bruchmechanischer Schwellenwert	Charpy V
		f_y [N/mm ²]	K_{Ic} bzw. $K_c^{10)}$ [N/mm ^{3/2}]	J_c [N/mm]	m	C	ΔK_{th} [N/mm ^{3/2}]	KV [J]
Schweißbeisen	Basler Wettsteinbrücke, 1870 [C 22]				3 für $\kappa = 0,3$	$6,62 \cdot 10^{-14}$ für $\kappa = 0,3$	180 für $\kappa = 0,3$ Geschätzt	
	Elbe Brücke 1876 [A 28]				4,6559 bis 7,3997 für $\kappa = 0,25$	$0,8976 \cdot 10^{-30}$ bis $0,2363 \cdot 10^{-17}$ für $\kappa = 0,25$	216 bis 272 für $\kappa = 0,25$	
					9,2786 für $\kappa = 0,5$	$0,5722 \cdot 10^{-28}$ für $\kappa = 0,5$	200 für $\kappa = 0,5$	
	Spreewerke Brücke, Berlin 1882 [A 28]				3,7991 bis 4,7501 für $\kappa = 0,3$	$0,4193 \cdot 10^{-17}$ bis $0,1564 \cdot 10^{-14}$ für $\kappa = 0,3$	224 bis 245 für $\kappa = 0,3$	
Eisenbahnbrücke 1886,1901 [D 11]	241 bis 252		43 bis 74 ⁷⁾	Wegen zu stark streuender Werte wurden keine Parameter ermittelt Graphik zeigt aber Steigung $m > 3$, hohen Grenzwert				

	Kieler Straße Berlin 1890 [A 28]				4,8360 bis 6,2619 für $\kappa = 0,1$	$0,1222 \cdot 10^{-22}$ bis $0,4983 \cdot 10^{-17}$ für $\kappa = 0,1$	307 bis 426 für $\kappa = 0,1$	
	Berner Kirchenfeld- brücke [C 22]				3	$1,4 \cdot 10^{-13}$		
	Versuche an schweißeisernen Brücken [C 17]							8 ⁵⁾ 11 ⁶⁾ 16 ⁷⁾
Flusseisen vor 1900	Berliner U-Bahn Brücke, 1899 [A 28]	200 ⁸⁾			3,23 für $\kappa = 0,3$	$4,2 \cdot 10^{-14}$ für $\kappa = 0,3$	196 für $\kappa = 0,3$	
Flusseisen nach 1900, Flussstahl	Berliner U-Bahn Brücke, 1902 [D 3]	240 ⁸⁾		100,4 ¹⁾²⁾ (7 bis 306)	3	$4 \cdot 10^{-13}$		
					Versuche von Sedlacek, Dahl, Hensen wird als oberer Grenzwert angegeben, keine Angabe von κ			
	Marshall Bridge, 1903 [D 6]							6 ⁵⁾ 12 ⁶⁾ 20 ⁷⁾
	Brücke am Dornheimer Weg, 1908 [C 21]	240 ⁸⁾		10 ⁸⁾	3	$4 \cdot 10^{-13}$		
					An 4 Proben getestet für $\kappa = 0,7$ und $\kappa = 0,1$ Liegen nahe bei den oben angegebenen Werten			
	Eisenbahnbrück e bei Arad, 1912 [C 27]	230 ⁹⁾		30 bis 160 ⁵⁾ 10 ⁹⁾				5 bis 15 ⁵⁾ 12 bis 58 ⁶⁾ 78 bis 130 ⁷⁾
	Eisenbahnbrück e bei Sag, 1912 [C 19]							14 bis 44 ⁵⁾ 22 bis 66 ⁶⁾ 32 bis 80 ⁷⁾
	Kühn [C 29]	229 ¹⁰⁾¹¹⁾			3,299	$5,7 \cdot 10^{-14}$	195 für $\kappa = 0,3$	

		Eisenbahnbrücke 1886, 1901 [D 11]				Nur Graphik vorhanden, Werte unterhalb der Geraden von Barsom ($m=3, C=2,2 \cdot 10^{-13}$) bei $\kappa = 0,1$			
Bau- stahl	St 37	Autobahnbrücke Lahnstein, 1946/47 [C 28]			50 bis 151 ¹⁾				
	St 52	Autobahnbrücke bei Dresden, 1937/38 [D 2]	330 ⁸⁾	1520 ⁴⁾ ($\Delta K_c = 1000^3$) für $\kappa = 0,5$)		3 für $\kappa = 0,5$ 3,2 für $\kappa = 0,1$	$4 \cdot 10^{-13}$ für $\kappa = 0,5$ $8 \cdot 10^{-14}$ für $\kappa = 0,1$	100	

1) -30°C

2) Mittelwert der Untersuchungsergebnisse an mehreren Kleinproben

3) K_c - bzw. ΔK_c - Werte4) $K_c^{(J)}$ (Experimentell wurde das J-Integral bestimmt.)

5) -20°C

6) 0°C

7) 20°C

8) 5% Fraktile

9) Mindestwerte

10) K_c ist dickenabhängig, $K_c > K_{Ic}$

Bei Verwendung von K_c als Grenzwert zur Bestimmung der kritischen Risslänge werden größere, also nicht auf der sicheren Seite liegende Werte erhalten, im Vergleich zur Verwendung von

K_{Ic} .

Tabelle 6.17

Bruchmechanische Kennwerte (aus der Literatur):

		Fließgrenze	Bruchzähigkeit	Materialkonstanten für Rissfortschritt		Bruchmechanischer Schwellenwert	Charpy V
		f_y [N/mm ²]	K_{Ic} bzw. K_c [N/mm ^{3/2}]	J_c [N/mm ²]	m	C	ΔK_{th} [N/mm ^{3/2}]
Schweißbeisen und Flusseisen vor 1900	Geißler [D 2]				3	$2 \cdot 10^{-13}$	60
	JRC Report [B 36]	203 ⁷⁾¹¹⁾			3	$4 \cdot 10^{-13}$	63 ⁷⁾
Flusseisen nach 1900, Flusstahl	Sedlacek [A 13]	280 ⁷⁾		10 ¹⁾⁷⁾			
	Sedlacek [D 3]				3	$4 \cdot 10^{-13}$	57,3
	Hensen [E 6]	240 ⁷⁾		10 ¹⁾⁷⁾ 25 ⁸⁾⁷⁾	3	$4 \cdot 10^{-13}$	57,3
	Sötzel [E 7]				3	$4 \cdot 10^{-13}$	170 – 214 κ für $\kappa \leq 0,5$ 63 für $\kappa > 0,5$ ⁹⁾
	JRC Report [B 36]	230 ⁷⁾¹¹⁾	(1889)	17 ¹⁾⁷⁾	3	$4 \cdot 10^{-13}$	63 ⁷⁾
	Muncke et al. [aus A 29]			17 ¹⁾⁷⁾ 30 ⁸⁾⁷⁾			
	Langenberg [aus A 29]			11 ¹⁾⁷⁾ 12 ⁸⁾⁷⁾			
Alte Baustähle	Geißler [D 2]				3	$4 \cdot 10^{-13}$	60 ³⁾
	Geißler [A 17], Quoos [C 9]		1500 bis 2000 ²⁾⁵⁾		3	$4 \cdot 10^{-13}$	70
Neue Baustähle	St 37	Petersen [A 8]	3000 bis 4000 ⁶⁾				
		Blumenauer [A 18]	3500 ⁴⁾⁵⁾				
		Hanel [aus A 26]			3,33 $\kappa = 0$	$1,37 \cdot 10^{-14}$	236 $\kappa = 0$

							$\kappa = 0$		
	St 52	Petersen [A 8]		4000 bis 5000 ⁶⁾					
		Blumenauer [A 18]		5500 ⁴⁾⁵⁾					
		Hanel [aus A 26]				3,18 $\kappa = 0$	$3,39 \cdot 10^{-14}$ $\kappa = 0$	245 $\kappa = 0$	

1) -30°C

2) Tiefe Temperaturen

3) Bei starker Zugschwellbeanspruchung (bei Wechselbeanspruchung deutlich höher)

4) -40°C 5) K_c - bzw. ΔK_c - Werte

6) Bei Raumtemperatur

7) 5% Fraktile

8) 0°C

9) Aus BS PD 6493

10) Mittelwerte

11) 10°C

Tabelle 6.18

6.2.7. Inspektionen und zerstörungsfreie Prüfverfahren

Art, Umfang und Zeitintervall der durchzuführenden Inspektionen von Brücken bzw. Bauwerksprüfungen richten sich im Allgemeinen nach den jeweils national vorhandenen Richtlinien und Normen der Baulastträger (Straßenbau- oder Eisenbahnbehörde, Land oder Gemeinde). International üblich ist ein Inspektionsintervall von fünf bis sechs Jahren in Form von Sichtprüfungen.

Neben den standardmäßig im Rahmen von Brückenprüfungen stattfindenden einfachen Sichtprüfungen wurden in den vergangenen Jahren im Bereich der zerstörungsfreien Prüfung (ZfP) Standardverfahren aus der Industrie auch für ihren Einsatz an Bauwerken weiterentwickelt, die derzeit vermehrt im Rahmen von objektbezogenen Schadensanalysen eingesetzt werden.

Die nachfolgende Tabelle enthält eine Zusammenstellung aktuell angewandter zerstörungsfreier Prüfverfahren [Kühn et al. C 29].

Methode	Auffindbare Rissart	Bemerkungen
Sichtprüfung	Oberflächenrisse	Mit Hilfe von Vergrößerungsgläsern und entsprechender Erfahrung: gute Ergebnisse und Zuverlässigkeit
Magnetpulverprüfung	Oberflächenrisse und oberflächennahe Risse	Nur für magnetisches Material
Farbeindringverfahren	Oberflächenrisse	Auch für nicht magnetisches Material geeignet
Durchstrahlungsprüfung	Oberflächenrisse und Riss im Bauteilinneren oder in verdeckten Profilen	Spezielle Prüfer mit spezieller Ausbildung und Zulassung erforderlich; bestimmte Schutzbereiche sind abzusperren
Ultraschallprüfung	Oberflächenrisse und Riss im Bauteilinneren, wobei nur unverdeckt liegende Profile untersucht werden können	Nicht anwendbar bei Schweißseisen
Wirbelstromprüfung	Riss an Nietlochwandungen	Bisher nur unter Laborbedingungen erprobt
Schallemissionsverfahren	Groblokalisierung aktiver Risse	Bisher nur unter Laborbedingungen erprobt; Zuverlässigkeit unbekannt

Tabelle 6.19 Zerstörungsfreie Prüfmethoden zur Feststellung eventuell vorhandener Ermüdungsschäden aus Kühn et al. [C 29]

6.3. Bruchmechanische Nachweise

6.3.1. K-Konzept, J-Konzept

Für einen bruchmechanischen Nachweis muss die Bedingung erfüllt sein, dass die vorliegende Beanspruchung die zulässige Beanspruchung mit ausreichender Sicherheit unterschreitet. Das K-Konzept stellt die einwirkenden Spannungsintensitäten K_{appl} den kritischen Spannungsintensitäten K_{crit} gegenüber. Dies gilt analog für die Anwendung des J-Konzepts.

$$K_{appl} \leq K_{crit} = K_{Ic}$$

$$J_{appl} \leq J_{crit} = J_{Ic}$$

Da sowohl K als auch J Funktionen der Risslänge sind, kann der Nachweis auch ausgedrückt werden:

$$a < a_{crit} \text{ Sedlacek [E 5].}$$

6.3.2. Failure Assessment Diagramm (FAD)

Oftmals kann nicht eindeutig zwischen dem Spanningskriterium und demjenigen der Bruchmechanik unterschieden werden, es kommt zu Versagensformen, die durch beide Kriterien teilweise erklärt werden können. Solche Fragen können mit der plastischen Bruchmechanik, mit nicht-linearen Finiten Elementen oder handlicher und rascher mit der R6-Methode (oder auch FAD genannt) angegangen werden. Das FAD ist eine Interaktionskurve, die bruchmechanisches Versagen sowie plastisches Materialversagen berücksichtigt, das Versagen wird erreicht sobald die Grenzfunktion erfüllt ist (siehe Abbildung 6.43).

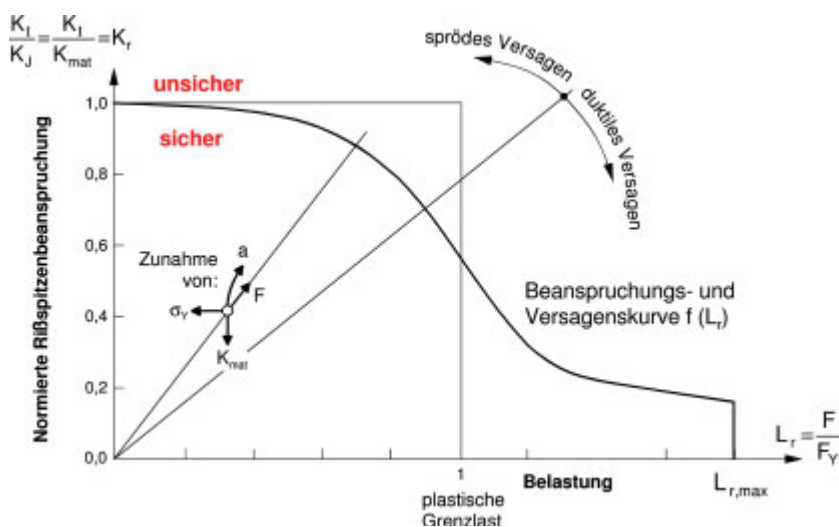


Abbildung 6.43 aus *Brüning* [C 21]

Bei elastisch-idealplastischem Werkstoffverhalten (Stähle mit Lüdersbereich) endet die Kurve bei $L_r = 1$, bei Werkstoffen mit Verfestigung geht sie über $L_r = 1$ bis $L_{r,max}$ hinaus. Um die Auswirkungen der Unstetigkeit in der Spannungs-Dehnungs-Kurve an der unteren Fließgrenze auf die Widerstandsfähigkeit gegenüber lokalen Spannungsüberhöhungen (vor Kerben) ausreichend zu berücksichtigen, wurde der sogenannte „Cut Off“ bei Erreichen der unteren Fließspannung festgesetzt (bei $L_r = 1$).

Die Funktion K_r (oder auch $K_{r,6}$) auf der Ordinate aufgetragen beschreibt das Kriterium zur Einschätzung der lokalen Spannungsüberhöhung vor der Risspitze. Auf der Abszisse wird das globale Fließkriterium für den Restquerschnitt definiert. Die hierbei verwendete Funktion L_r ist das Verhältnis der Lastgröße F zur plastischen Grenzlast F_y (*Brüning* [C 21]), oder mit Hilfe von Spannungen ausgedrückt, das Verhältnis der im Nettoquerschnitt vorliegenden Spannung zur Fließgrenze (*Geißler* [C 18]).

Mit Hilfe von Spannungen wird L_r wie folgt berechnet:

$$L_r = \frac{\sigma_{brutto}}{f_{yd}} \cdot \frac{W}{W - a}$$

$$\sigma_{brutto} = \sigma_g + \sigma_p$$

Das bruchmechanische Versagen wird durch $K_{r,6}$ beschrieben:

$$K_{r,6} = \frac{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma_{brutto+} \cdot Y(a)}{K_{Ic,d}}$$

$$\sigma_{brutto+} = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_{eigen}$$

$$K_{Ic,d} = K_{Ic} / \gamma_{Mf1} \quad (\text{Sicherheitsbeiwerte siehe Kapitel 6.6.3 Untersuchungen von Geißler})$$

Die Entwicklung der Versagenskurve des R6-Konzeptes hat zu mehreren Optionen geführt.

Bei Option 1 ist die Funktion

$$f_1(L_r) = (1 - 0,14 \cdot L_r^2) \cdot [0,3 + 0,7 \cdot \exp(-0,65 \cdot L_r^6)] \quad \text{Brüning [C 21]}$$

unabhängig vom Werkstoffgesetz und den Geometrieparametern des Bauteils. Diese dient als für die allgemeinen Baustähle auf der sicheren Seite liegende Versagensgrenze, wobei das plastische Verhalten vor der Risspitze Berücksichtigung findet.

Eine die Materialzähigkeit im Bereich hoher Beanspruchungen noch weiter ausnutzende Grenzkurve wird von Hensen als empirische Formulierung einer „sicheren Option 2 Kurve“ vorgeschlagen:

$$f_{2,\text{mod}}(L_r) = 1 / \sqrt{1 + \frac{L_r^2}{2}} \quad \text{Geißler [C 18]}$$

Der Einfluss der einzelnen Parameter auf das FAD wird im folgenden Kapitel 6.4 *Parameterstudie* beschrieben.

Im Hinblick auf die Materialkennwerte K_{mat} für Rissspitzenversagen kennt das R6-Konzept verschiedene Kategorien. Als niedrigster Kennwert ist die Bruchzähigkeit $K_{mat} = K_{Ic}$ zu nennen. Darüber liegen die Risszähigkeiten für Rissinitiierung, nämlich

$K_{mat} = \sqrt{J_i \cdot E'}$ mit $E' = E$ im ebenen Spannungszustand und $E' = \frac{E}{1-\nu^2}$ im ebenen Dehnungszustand und noch einmal darüber die Risszähigkeiten $K_{mat} = \sqrt{J(\Delta a) \cdot E'}$ für stabiles Risswachstum *Brüning* [C 21].

6.4. Parameterstudien

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem Einfluss der Eingangsparameter auf die mit Hilfe des FAD bestimmte kritische Rissgröße a_{krit} und auf die ertragbare Schwingenspielzahl N , die mit Hilfe der in Kapitel 6.1.3.4 *Rissfortschritt bei konstanter Schwingbreite der Spannung-Berechnung der Lebensdauer mit numerischer Integration* angegebenen Formel

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta\sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right] \quad \text{mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1$$

berechnet wird.

6.4.1. Einflussgrößen auf die Risslänge

Der Einfluss der Eingangsparameter auf die kritische Risslänge a_{krit} wird anhand der Tabelle 6.22 dargestellt und im Anschluss an die Tabelle näher erläutert. Untersucht wird hierbei eine zugbeanspruchte Scheibe ($W = 120 \text{ mm}$) mit einseitigem Randriss. Es wird von einem Anfangsriss von $a_0 = 5 \text{ mm}$ ausgegangen.

Es werden sowohl unterschiedliche Lastkombinationen als auch unterschiedliche Werkstoffe und somit verschiedene Bruchzähigkeitskennwerte und Fließgrenzen, sowie verschiedene Formfaktoren untersucht.

Die Berechnung erfolgt mit Hilfe des FAD, schrittweise von a_0 bis zur Erreichung von a_{krit} bei $K_{r,6} = f_{2,mod}(L_r)$, und wird hier für einen Wert (dieser ist grau hinterlegt) der Tabelle 6.22 (für Flusseisen, Lastkombination 1, Y nach Hirt) an Hand der Tabelle 6.20 und Tabelle 6.21 näher erläutert.

Eingangsparameter für den grau hinterlegten Wert der Tabelle 6.22:

Werkstoffkennwerte:	
$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$ Flusseisen	235
$\gamma_{M0,1}$	1,15
$K_{Ic} [N / mm^{3/2}]$	1500
$\Delta K_{th} [N / mm^{3/2}]$	60
$\gamma_{Mf,1}$	1,1
Spannungen:	
$\Delta\sigma_p = \sigma_p [\text{N/mm}^2]$	50
$\sigma_{brutto+} [\text{N/mm}^2]$	60
γ_{Ff}	1

Tabelle 6.20

Bestimmung von a_{krit} für den grau hinterlegten Wert der Tabelle 6.22 mit FAD:

Einseitiger Randschiss, Y(a) nach Hirt				
a [mm]	Y nach Hirt	$K_{r6}=K_l/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{krit} [mm]
5	1,13	0,20	0,98	
6	1,14	0,22	0,98	
...				
60	1,46	0,88	0,92	
61	1,47	0,89	0,92	
62	1,48	0,91	0,92	
63	1,49	0,92	0,92	62

Anmerkung: Bei der Berechnung von a_{krit} in [mm] werden keine Nachkommastellen berücksichtigt.

Tabelle 6.21

Die Bestimmung der Tabellenwerte der Tabelle 6.21 der Spalte 3 und 4 für $a = 5 \text{ mm}$ mit Hilfe der Formeln des FAD wird im Folgenden erläutert:

$$K_{r,6}(a = 5 \text{ mm}) = \frac{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma_{brutto+} \cdot Y(a)}{K_{Ic,d}} = \frac{\sqrt{\pi \cdot 5} \cdot 60 \cdot 1,13}{1500/1,1} = 0,20$$

$$L_r = \frac{\sigma_{brutto}}{f_{yd}} \cdot \frac{W}{W-a} = \frac{60}{235/1,15} \cdot \frac{120}{120-5} = 0,31$$

$$f_{2,mod}(L_r) = 1 / \sqrt{1 + \frac{L_r^2}{2}} = 0,98$$

Das in Tabelle 6.21 erhaltene Ergebnis $a_{krit} = 62 \text{ mm}$ entspricht dem grau hinterlegten Wert der Tabelle 6.22. Die Berechnung der anderen Werte in dieser Tabelle erfolgt analog.

Einfluss der Eingangsparameter auf die kritische Risslänge a_{krit} :

Platte unter Zugbeanspruchung mit einseitigem Randriss

$a_0 = 5 \text{ mm}$

$W = 120 \text{ mm}$

	Last- kombination	κ	$\Delta\sigma_Q$ [N/mm ²]	$\sigma_{brutto+}$ [N/mm ²]	a_{Krit} mit Y nach Irwin [mm]	a_{Krit} mit Y nach Hirt [mm]
Schweißeisen $f_y = 220 \text{ N/mm}^2$ $K_{Ic} = 1500 \text{ N/mm}^{3/2}$	1	0,17	50	60	42	61
	2	0,50	30	60	42	61
	3	0,10	90	100	24	30
	4	0,50	50	100	24	30
Flusseisen $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $K_{Ic} = 1500 \text{ N/mm}^{3/2}$	1	0,17	50	60	42	62
	2	0,50	30	60	42	62
	3	0,10	90	100	25	31
	4	0,50	50	100	25	31
St 37 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $K_{Ic} = 3500 \text{ N/mm}^{3/2}$	1	0,17	50	60	66	95
	2	0,50	30	60	66	95
	3	0,10	90	100	49	71
	4	0,50	50	100	49	71
St 52 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $K_{Ic} = 5500 \text{ N/mm}^{3/2}$	1	0,17	50	60	77	106
	2	0,50	30	60	77	106
	3	0,10	90	100	64	92
	4	0,50	50	100	64	92

Tabelle 6.22

- Spannung σ

Die maximale Spannung, hier $\sigma_{brutto+}$ ($\sigma_{brutto+} = \sigma_g + \sigma_q + \sigma_{eig}$) genannt, hat einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge. Die Größe des Anteiles der Verkehrslast an der Gesamlast (also jenes Anteiles der für den Rissfortschritt von großer Bedeutung ist) ist dabei unerheblich.

Für den Fall „duktilen Versagen“, also bei Bauteilversagen nach Nettoquerschnittsfließen (bei der Berechnung von L_r des FAD) darf generell mit den vorhandenen nominellen Spannungen gerechnet werden ($\sigma_{brutto} = \sigma_g + \sigma_q$), da bei dieser Versagensart mögliche Eigen- und Zwängungsspannungen bereits vor dem Versagen herausplastizieren.

Bei „sprödem“ Bauteilversagen (bei der Berechnung von $K_{r,6}$ des FAD), muss mit den vorhandenen wirklichen Spannungen aus äußeren Lasten, Eigenspannungen und Zwängungsspannungen ($\sigma_{brutto+}$) gerechnet werden.

Um festlegen zu können, ob bei dem untersuchten Bauteil duktilen oder sprödes Versagen auftritt (zur Anwendung des FAD), muss $\sigma_{brutto+}$ und σ_{brutto} bekannt sein. D.h. es müssen im Bauteil, das den Riss enthält, sowohl die Spannungen aus Eigengewicht und Verkehrslast als auch die Eigenspannungen bekannt sein.

Bei der Bestimmung der Spannungen aus Verkehrslast können Verformungsmessungen an den entsprechenden Bauteilen wertvolle Aufschlüsse geben.

Die Annahme von Eigenspannungen, verursacht durch den Walzvorgang und durch Umlagerungen in einem zusammengesetzten, genieteten Querschnitt, ist mit großen

Unsicherheiten behaftet (zur Bestimmung der Eigenspannung siehe auch Kapitel 6.1.3.2 Einfluss der Eigenspannungen auf den Rissfortschritt). Es empfiehlt sich also für die Eigenspannungen mehrere Annahmen zu treffen um den Einfluss auf a_{krit} und in weiterer Folge auf die Schwingspielzahl feststellen zu können. Bei *Stötzel* [E 7] wird (ohne nähere Begründung) die Eigenspannung für genietete Konstruktionen mit 10% der Fließgrenze angesetzt.

- Rissformfaktor $Y(a)$

Wie bereits im Kapitel 6.1.1.3 *Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$* zu ersehen ist, können Rissformfaktoren schon für viele Anwendungsfälle aus der Literatur entnommen werden, jedoch können diese, bei ein und demselben Rissbild, stark variieren. Der Einfluss auf die kritische Risslänge ist groß, bei der Berechnung mit dem Formfaktor nach Irwin wird gegenüber Hirt eine um bis zu 35 % kleinere Risslänge erhalten.

- Bruchzähigkeit K_{Ic}

Die Bruchzähigkeit und die Fließgrenze, und somit das verwendete Material, haben einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge. Für die Beurteilung ob das Bauteil duktil oder spröde versagt, ist die zuverlässige Bestimmung der bruchmechanischen Materialkennwerte (K_{Ic} -Wert) von großer Bedeutung. Je größer der K_{Ic} -Wert, umso kleiner ist der Wert für $K_{r,6}$ im FAD, und umso größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass das Bauteil duktil versagt.

- Anfangsrisslänge a_0

Die Anfangsrisslänge hat keinen Einfluss auf die kritische Risslänge.

6.4.2. Einflussgrößen auf das Risswachstum

Analog zum vorangegangenen Kapitel werden hier die Einflussgrößen auf das Risswachstum an einer zugbeanspruchten Scheibe ($W = 120 \text{ mm}$) mit einseitigem Randriss untersucht, und die Ergebnisse anhand mehrerer Abbildungen dargestellt. Es werden die Einflüsse der unterschiedlichen Werkstoffe und somit der unterschiedlichen Rissfortschrittsparameter, der Spannungsdifferenz und der Bruttospannung, des Formfaktors Y (nach unterschiedlichen Literaturquellen, konstant oder variierend) und der Anfangsrissgröße untersucht, in dem für den jeweils untersuchten Parameter mehrere Werte eingesetzt werden, während die anderen Parameter konstant gehalten werden. Als Ergebnis werden die ertragbaren Schwingspiele in Abhängigkeit von der Rissgröße a und dem variierenden Parameter erhalten, und in den folgenden Abbildungen (Abbildung 6.44 bis Abbildung 6.50) graphisch dargestellt.

Die Berechnung der kritischen Rissgröße a_{krit} erfolgt mit FAD, wie im Kapitel 6.3.2 *Failure Assessment Diagramm (FAD)* beschrieben, die Berechnung der

Schwingenspielzahl N wird mit numerischer Integration schrittweise von a_0 bis a_{krit} durchgeführt, und wird für eine Kurve der Abbildung 6.44 (blaue Kurve für $\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$) im Folgenden erläutert.

Eingangsparameter für die blaue Kurve der Abbildung 6.44:

Werkstoffkennwerte:	
$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$ Flusseisen	235
$\gamma_{M0,1}$	1,15
$K_{Ic} [N/mm^{3/2}]$	1500
$\Delta K_{th} [N/mm^{3/2}]$	60
$\gamma_{Mf,1}$	1,1
Spannungen:	
$\Delta\sigma_p = \sigma_p [\text{N/mm}^2]$	50
$\sigma_{brutto+} [\text{N/mm}^2]$	60
γ_{Ff}	1
Rissfortschrittsparameter:	
m	3
C	$4 \cdot 10^{-13}$
$\gamma_{Mf,2}$	1,0

Tabelle 6.23

Die Bestimmung von a_{krit} erfolgte bereits im vorangegangenen Kapitel und kann in Tabelle 6.21 abgelesen werden: $a_{krit} = 62 \text{ mm}$. Die Berechnung von N erfolgt nun von a_0 bis a_{krit} .

Bestimmung von N für die blaue Kurve der Abbildung 6.44:

Einseitiger Randriss, $Y(a)$ nach Hirt					
a [mm]	5	7	9	...	62
$Y(a_i)$	1,1338428	1,140558686	1,147512844		1,4799169
$[Y(a_j)+Y(a_i)]/2$		1,137200744	1,144035765		1,47452703
N_{ij}		338250,1918	214118,5801		2323,01623
ΣN_{ij}		338.250	552.368		1392878

Tabelle 6.24

Die Bestimmung der Tabellenwerte der Spalte für $a = 7 \text{ mm}$ wird im Folgenden erläutert:

$$Y(a = 5 \text{ mm}; W = 120 \text{ mm}) = \frac{1}{\sqrt{0,8 - 0,52\left(\frac{a}{W}\right) - 0,28\left(\frac{a}{W}\right)^2}} = 1,1338428$$

$$Y(a = 7 \text{ mm}; W = 120 \text{ mm}) = 1,140558686$$

$$[Y(a = 5 \text{ mm}) + Y(a = 7 \text{ mm})] / 2 = 1,137200744$$

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta\sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right]; \text{ mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1 = 0,5$$

$$N_{ij} = \frac{1}{4 \cdot 10^{-13} \cdot 0,5 \cdot \pi^{3/2} \cdot 1,137200744^3 \cdot 50^3 \cdot 5^{0,5}} \left[1 - \left(\frac{5}{7} \right)^{0,5} \right] = 338250$$

- Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ (Abbildung 6.44)

Um den Einfluss der Spannungsdifferenz darzustellen werden die ertragbaren Spannungsspiele für drei verschiedene Werte von $\Delta\sigma$ berechnet, die anderen Eingangparameter werden konstant gehalten. Die kritische Risslänge ist konstant, da die Spannungsdifferenz bei konstantem σ_{max} keinen Einfluss auf diese hat.

Für den hier angenommenen Schwellenwert des Risswachstums für Flusseisen nach Geißler $\Delta K_{th} = 60 \text{ N/mm}^{3/2}$ und eine Anfangsrisslänge von $a_0 = 5 \text{ mm}$ tritt bei der Spannungsdifferenz von $\Delta\sigma = 10 \text{ N/mm}^2$ kein Risswachstum auf, diese Spannungsdifferenz kann also unendlich oft aufgebracht werden. Das kann wie folgt berechnet werden:

$$\Delta K = \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \Delta\sigma \cdot Y(a)$$

$$\Delta K(a_0 = 5 \text{ mm}) = \sqrt{\pi \cdot 5} \cdot 10 \cdot 1,14055 = 45 \text{ N/mm}^{3/2} < \Delta K_{th} = 60 \text{ N/mm}^{3/2}$$

Weiters zeigt sich, dass die untersuchte Scheibe bei einer Spannungsdifferenz $\Delta\sigma = 30 \text{ N/mm}^2$ mehr als vier mal so viele Spannungswechsel erträgt als bei $\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$, bevor der Riss die kritische Länge erreicht.

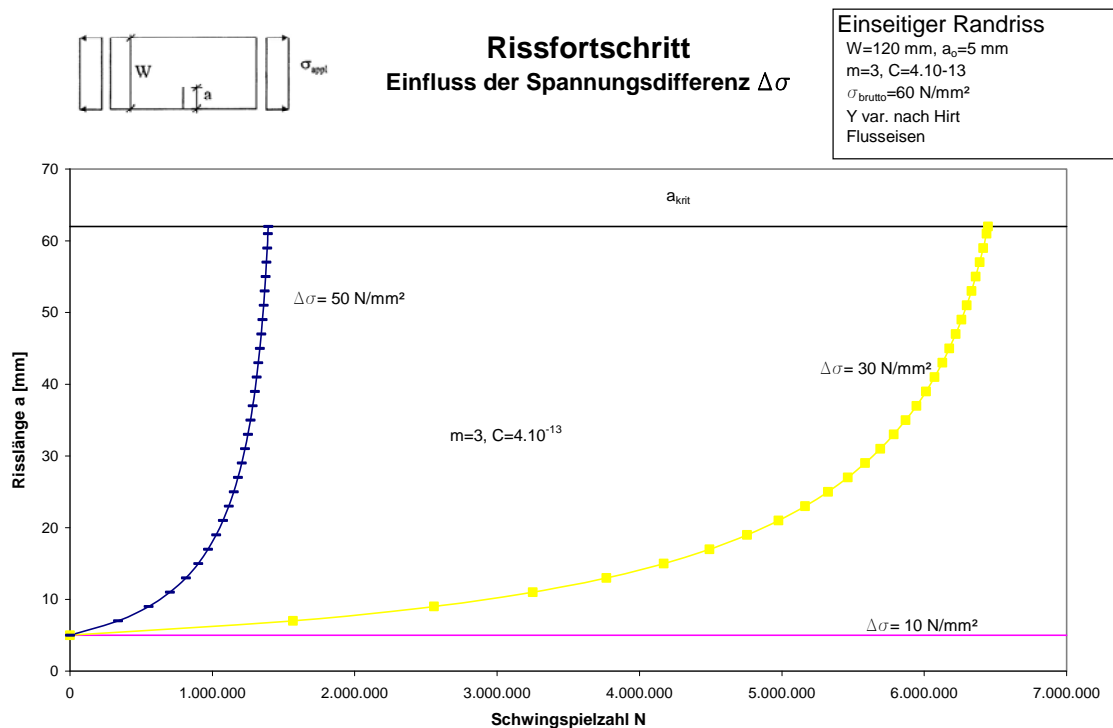


Abbildung 6.44

- Spannung σ_{brutto} (Abbildung 6.45)

Bei konstanter Spannungsdifferenz $\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$ und variierender maximaler Spannung σ_{brutto} , variiert auch die kritische Risslänge (siehe hierzu auch Einfluss der Spannung auf die kritische Risslänge im vorangegangenen Kapitel), der Einfluss auf die Schwingspielzahl ist jedoch relativ gering. Bei einer Reduktion der maximalen Spannung um 40 %, werden die ertragbaren Spannungswechsel nur um 10 % gesteigert.

Man kann hier auch den Einfluss von κ erkennen. Durch ein höheres κ reduziert sich der Grenzwert $\Delta K_c = (1 - \kappa) \cdot K_c$, gleichzeitig sinkt bei konstanter Spannungsdifferenz auch a_{krit} durch den Anstieg von σ_{brutto} , dies beeinflusst die ertragbaren Spannungswechsel aber nur gering. Das wird auch im Kapitel 6.1.3.1 *Einfluss der Mittelspannung* erklärt, κ hat einen wesentlich Einfluss auf den unteren Schwellenwert ΔK_{th} (Bereich I der Risswachstumskurve, siehe Abbildung 6.22) und den oberen Grenzwert ΔK_c (Bereich III), der Einfluss auf den Bereich II ist aber gering.

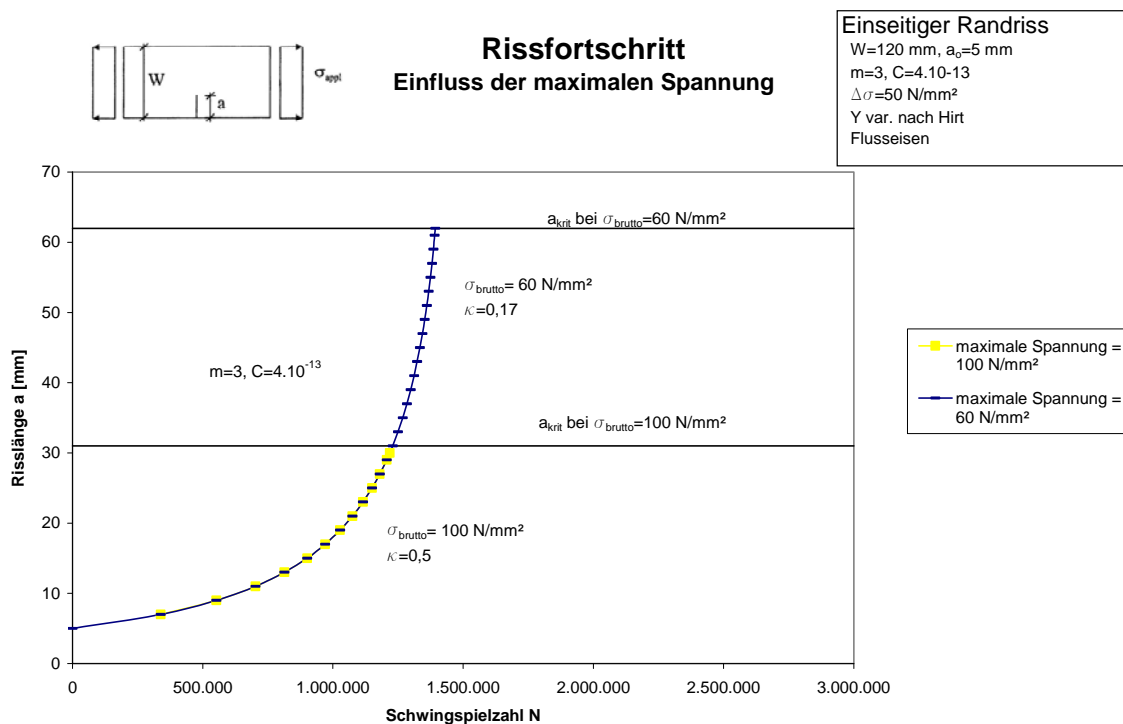


Abbildung 6.45

- Eigenspannung σ_{eigen} (Abbildung 6.46)

Die folgende Abbildung zeigt deutlich, dass die Eigenspannungen einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge haben. Der Einfluss auf den Rissfortschritt ist zusätzlich abhängig von der Größe der Spannungsdifferenz. Bei großem $\Delta\sigma$ und damit raschem Rissfortschritt ist der Einfluss der Eigenspannungen sehr klein, bei kleiner werdendem $\Delta\sigma$ und somit langsamerem Rissfortschritt, wird der Einfluss der Eigenspannungen größer. Bei Spannungsdifferenzen die keinen weiteren Rissfortschritt auslösen, ist die Eigenspannung ohne Einfluss.

Bei der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_{Q2} = 30 \text{ N/mm}^2$ (und $\sigma_g = 30 \text{ N/mm}^2$) reduziert sich die ertragbare Spannungsbreite um 10 % bei Ansatz von Eigenspannungen in der Größe von 20 % der Fließgrenze ($\sigma_{eigen} = 47 \text{ N/mm}^2$) gegenüber der Annahme keiner Eigenspannungen.

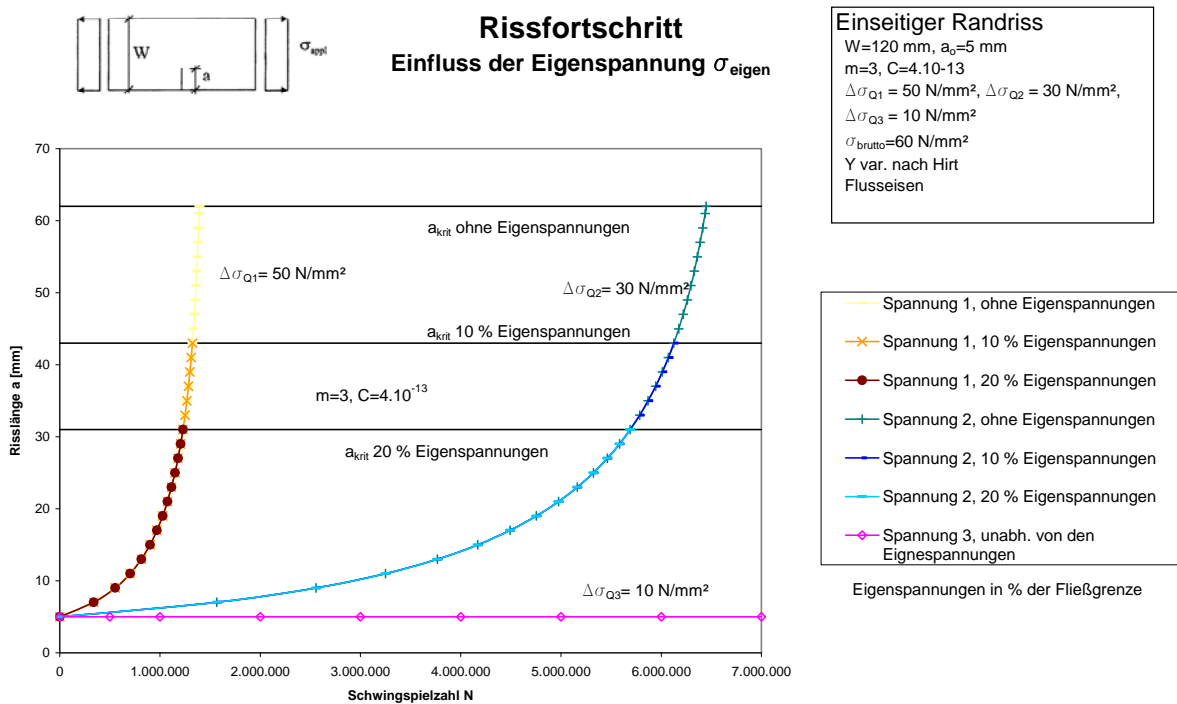


Abbildung 6.46

- Rissformfaktor $Y(a)$ (Abbildung 6.47 und Abbildung 6.48)

Wie bereits im Kapitel 6.1.1.3 *Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$* diskutiert, enthält die Literatur für manche Geometrien (besonders für den untersuchten Fall des einseitigen Randriss) stark voneinander abweichende Formfaktoren. Die Auswirkungen auf die ertragbaren Spannungswechsel kann man in der folgenden Abbildung sehen.

Man kann erkennen, dass sich die Formfaktoren sowohl auf die kritische Risslänge als auch auf den Rissfortschritt auswirken. Bei höheren Spannungen, also bei schneller fortschreitendem Riss ist der Einfluss geringer als bei kleineren Spannungen. So ergibt eine Berechnung mit dem Formfaktor nach Hirt bei einer Spannungsdifferenz $\Delta\sigma = 30 \text{ N/mm}^2$ eine um 20 % kleinere Schwingspielzahl als die Berechnung mit dem Formfaktor nach Irwin.

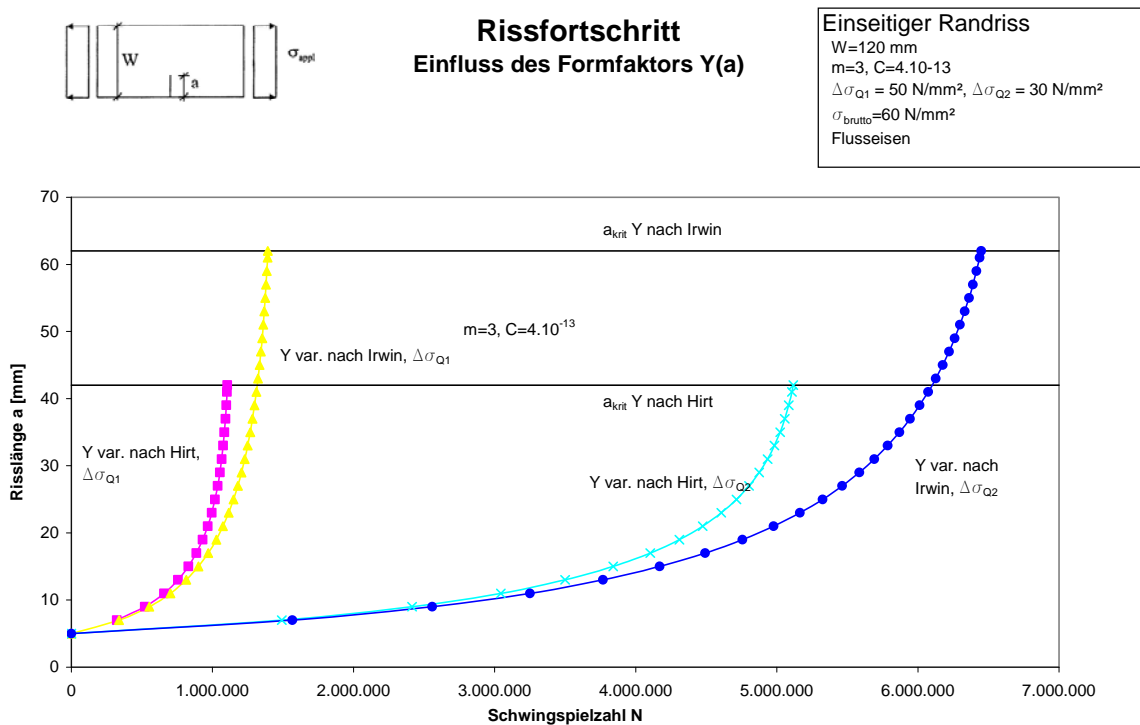


Abbildung 6.47

Da der Formfaktor $Y(a)$ von der Risslänge abhängig ist, ist zur Bestimmung der Schwingspielzahl eine numerische Integration anzuwenden (siehe Kapitel 6.1.3.4 *Rissfortschritt bei konstanter Schwingbreite der Spannung-Berechnung der Lebensdauer mit numerischer Integration*). Wird der Formfaktor vereinfachend als konstant angenommen, ist eine analytische Integration möglich. Die folgende Abbildung zeigt den Einfluss dieser Vereinfachung. Durch den Ansatz eines konstanten Formfaktors, als Mittelwert der Formfaktoren für a_0 und a_{krit} , wird ein stark auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis erhalten. So werden bei der Berechnung mit dem Formfaktor nach Hirt für die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma = 30 \text{ N/mm}^2$ die ertragbaren Spannungswechsel durch diese Vereinfachung halbiert.

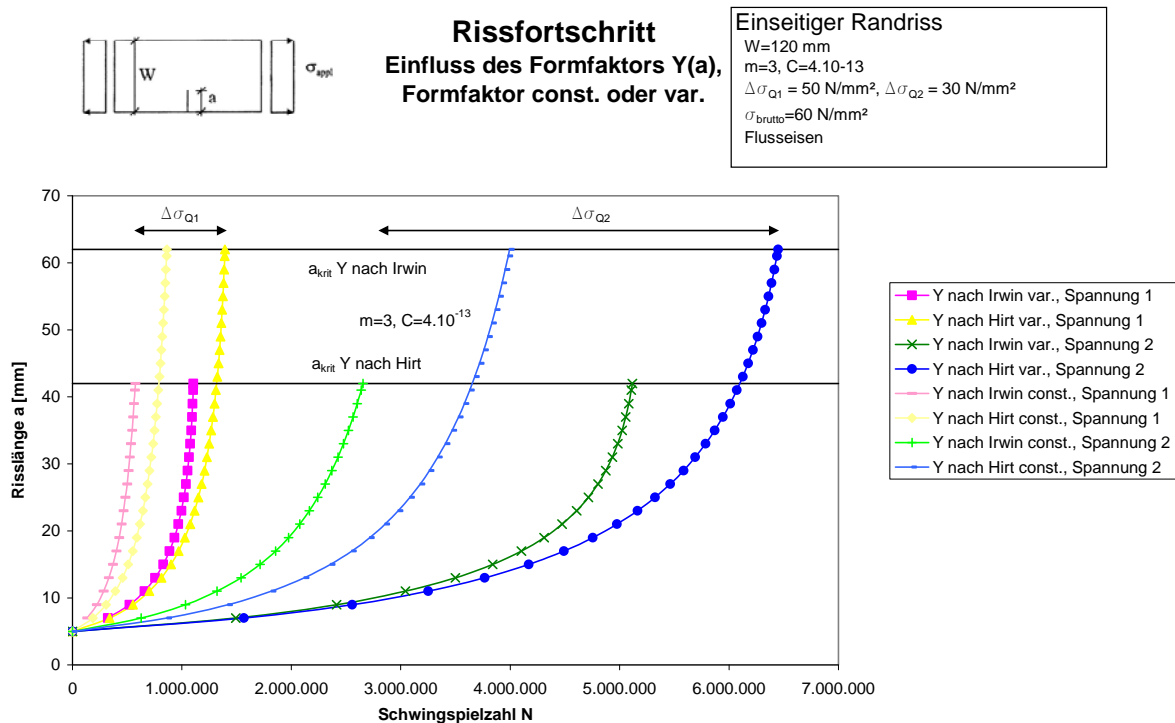


Abbildung 6.48

- Material (Abbildung 6.49)
 Materialparameter: Bruchzähigkeit K_{Ic} , Rissfortschrittsparameter m und C

Wie bereits im vorangegangenen Kapitel untersucht, kann man auch an Hand der folgenden Abbildung erkennen, dass die Bruchzähigkeit K_{Ic} einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge hat. Bei dieser Untersuchung wird für Schweißseisen und Flusseisen der selbe K_{Ic} Wert eingesetzt, es ergibt sich also das selbe a_{krit} , höhere Stahlsorten weisen meist höhere K_{Ic} Werte auf und damit auch eine größere kritische Risslänge. Jedoch ist deutlich zu erkennen, dass der Einfluss des K_{Ic} Wertes auf die ertragbaren Spannungswechsel minimal ist, von sehr großer Bedeutung sind die Rissfortschrittsparameter m und C . Bei einem 3,5-mal so großen K_{Ic} Wert, wie er hier für St 52 ($K_{Ic} = 5500 \text{ N/mm}^{3/2}$) im Gegensatz zu Flusseisen ($K_{Ic} = 1500 \text{ N/mm}^{3/2}$) angenommen wurde, und denselben Rissfortschrittsparametern m und C ($m = 3, C = 4 \cdot 10^{-13}$) ergibt sich nur eine um 2 % größere Schwingspielzahl, während sich bei gleichbleibender Bruchzähigkeit und veränderten Rissfortschrittsparametern ($m = 3, C = 2 \cdot 10^{-13}$) die Schwingspielzahl verdoppelt.

In Kapitel 6.5 *Werkstoffe alter Brückenbauwerke und deren Einfluss auf die bruchmechanischen Nachweise* wird näher auf die unterschiedlichen Materialien alter Stahlbrücken und die Auswirkungen auf die Restlebensdauer eingegangen.

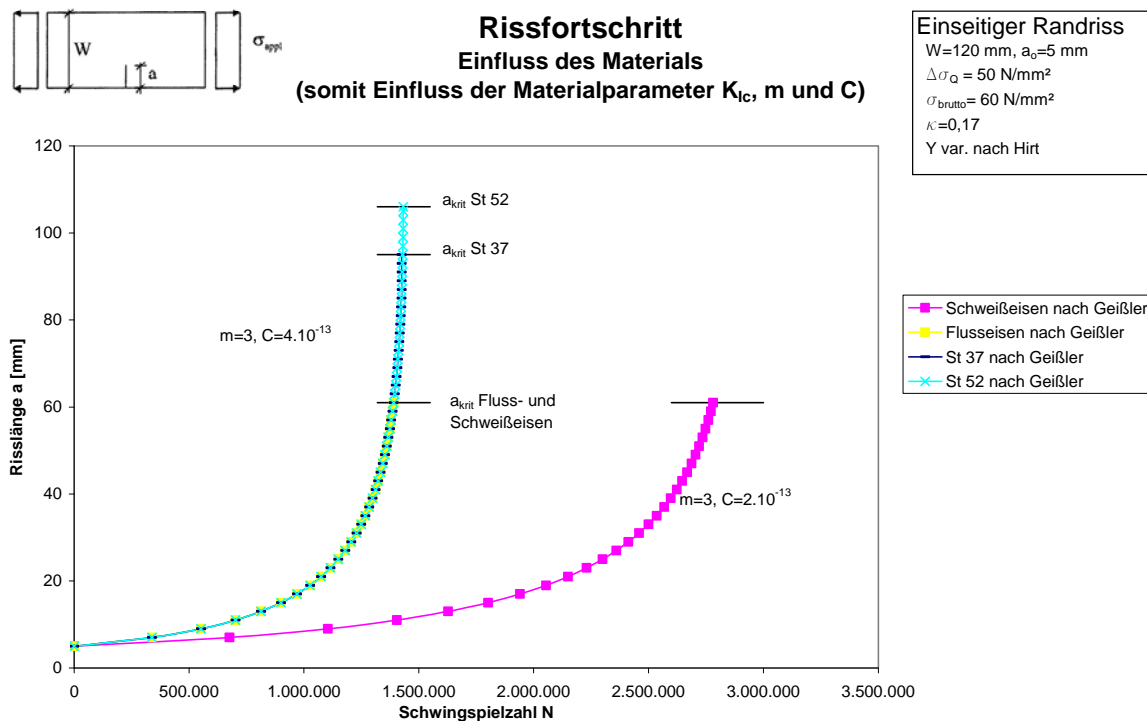


Abbildung 6.49

- Anfangsriszlänge a_0 (Abbildung 6.50)

Die Anfangsriszlänge hat einen großen Einfluss auf die ertragbaren Spannungswechsel. Bei beiden hier untersuchten Spannungsdifferenzen, werden die ertragbaren Spannungswechsel bei einer Anfangsriszlänge von 10 statt 5 mm fast halbiert.

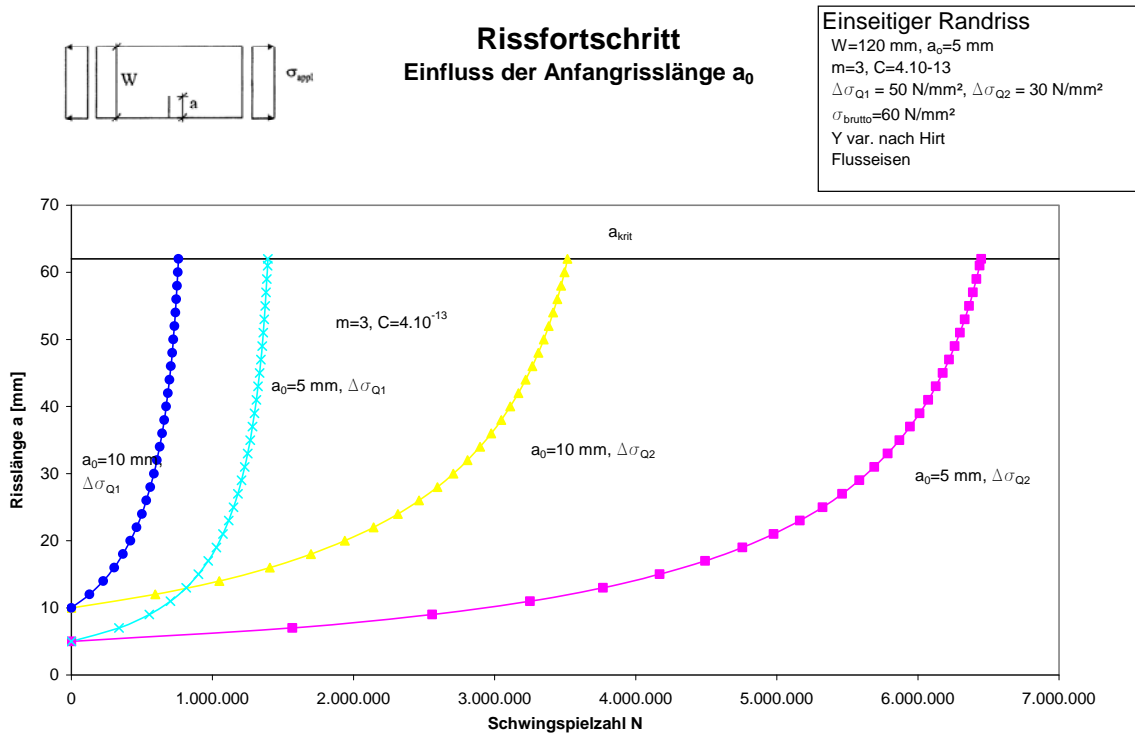


Abbildung 6.50

Die obigen Untersuchungen basieren auf der Verwendung eines Einstufen Kollektives. Den Einfluss des Spannungs Kollektives auf den Rissfortschritt haben *Petzek et al.* [C 27] an Hand von drei Varianten untersucht, die sich aus dem realen Verkehrsaufkommen und durch Simulation von Blockspannungen ergaben. Diese Untersuchungen haben zu dem Schluss geführt, dass sich die Rissfortschritte nur unwesentlich unterscheiden.

6.5. Werkstoffe alter Brückenbauwerke und deren Einfluss auf die bruchmechanischen Nachweise

Bei der bruchmechanischen Untersuchung eines bestehenden Brückentragwerkes können die Materialkennwerte entweder am Bauwerk bestimmt werden, oder es können statistisch abgesicherte Materialkennwerte aus der Literatur verwendet werden.

An einem Bauwerk werden mehrere Proben, vorzugsweise an den für das Bauwerk relevanten Stellen entnommen. Es müssen also die kritischen Stellen eines Bauwerkes bestimmt werden. Bei der Identifizierung kritischer Bauteile spielt der Begriff der Robustheit eines Bauteiles eine entscheidende Rolle. *Hensen* [E 6] hat in seiner Arbeit die typischen Querschnitte alter Stahlbrücken aus den Jahren 1900 bis 1940 hinsichtlich ihrer Gefährdungspotentiale eingeteilt (siehe Abbildung 6.51).

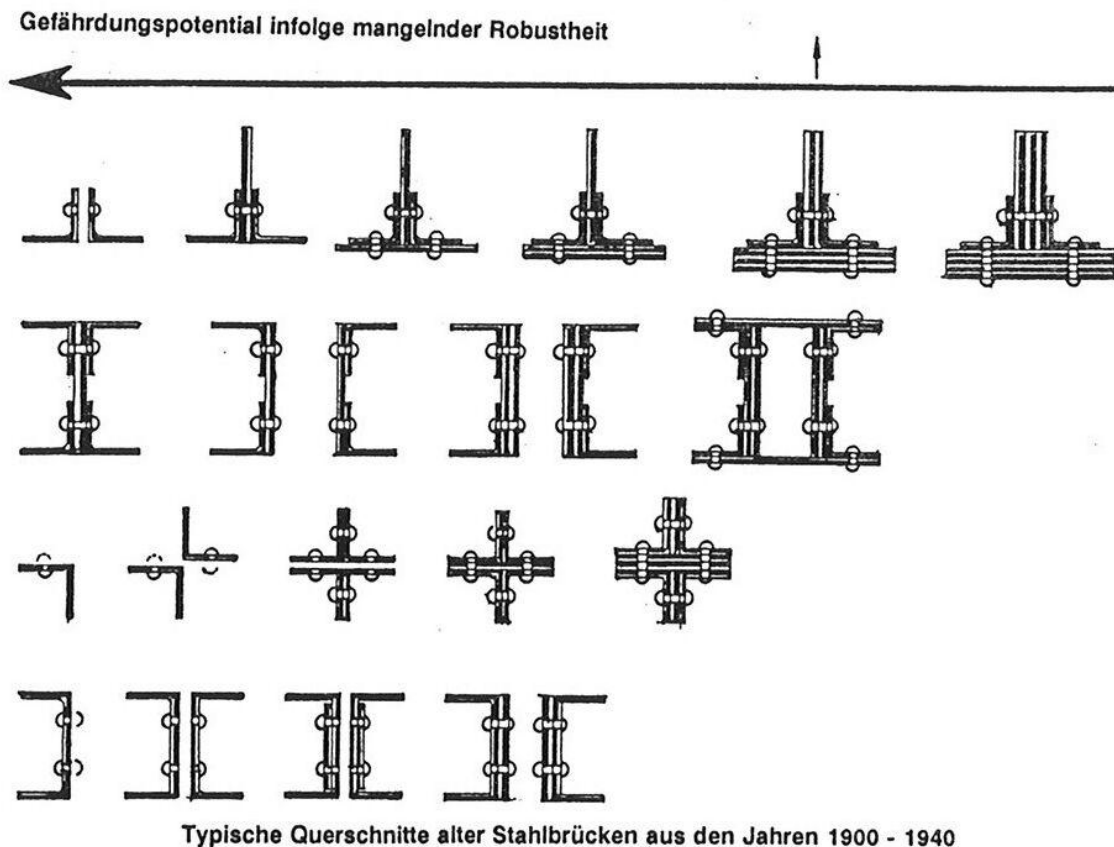
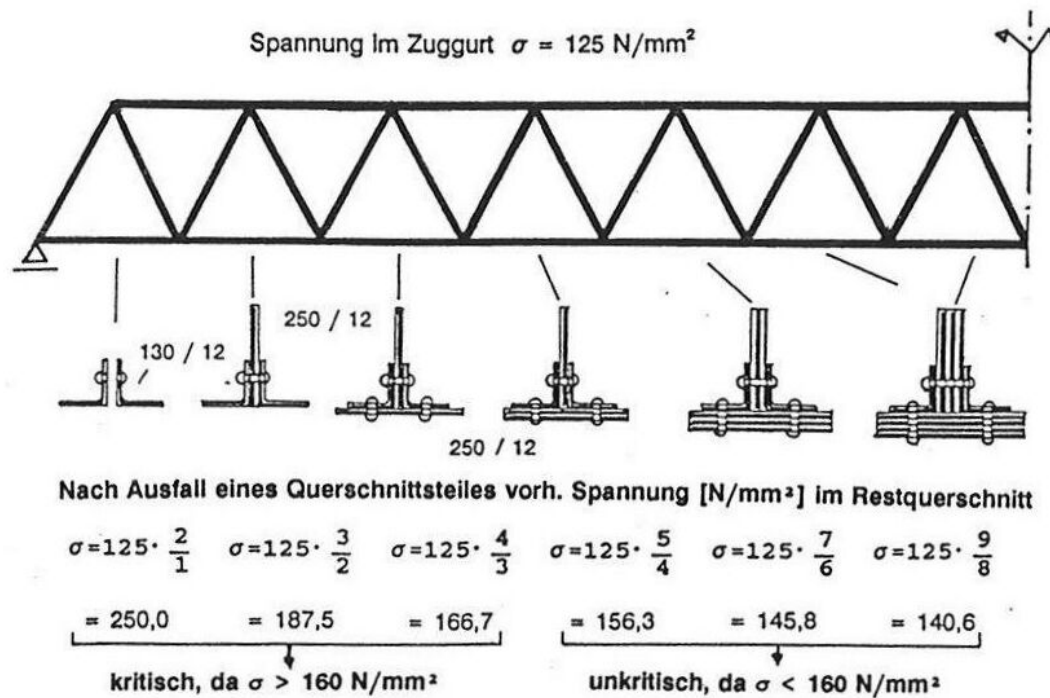


Abbildung 6.51

Die aus verschiedenen Elementen zusammengenieteten Querschnitte alter Brücken wurden dem Kräfteverlauf angepasst, dadurch sind alle Querschnitte eines Brückenelementes nahezu gleich ausgenutzt. Kritisch gegenüber Rissbildung sind laut *Hensen* daher jene Querschnitte, die aus wenigen Elementen zusammengesetzt wurden, da hier ein Ausfall eines Querschnittsteiles das Versagen des gesamten Querschnittes nach sich ziehen würde. Durch eine Ausfallrechnung kann schnell festgestellt werden, ob der Ausfall eines Querschnittsteiles katastrophale Folgen nach

sich zieht oder nicht. *Hensen* erläutert dies an Hand des folgenden Beispiels (Abbildung 6.52).



Ermittlung kritischer Querschnitte mit Hilfe einer Ausfallrechnung

Abbildung 6.52

Jedoch muss weiters auch bedacht werden, dass aus mehreren Lamellen zusammengesetzte Querschnitte, Risse in den versteckten Lamellen aufweisen können die mit einer visuellen Prüfung nicht zu erkennen sind (siehe Abbildung 6.53).

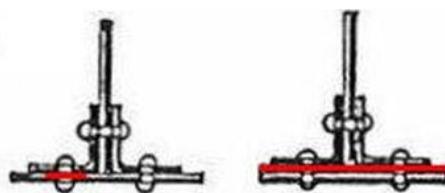


Abbildung 6.53

D.h. dass beim linken Querschnitt bei regelmäßigen Inspektionsintervallen ein Riss der über das Nietloch hinauswächst entdeckt werden sollte, während beim rechten Querschnitt der Riss über die gesamte Breite anwachsen kann ohne entdeckt zu werden. Die Festlegung welche Querschnitte als kritisch eingestuft werden müssen, hängt also auch mit der Entdeckbarkeit der Risse, und somit mit den angewandten Methoden zur Rissentdeckung zusammen. Im obigen Fall kann also der rechte Querschnitt insofern kritischer als der linke sein, da beim rechten Querschnitt der Ausfall eines ganzen Bleches angenommen werden muss (bei visueller Rissentdeckung) und beim linken Querschnitt, der Riss entdeckt werden kann, wenn

er mindestens 5 mm über das Nietloch hinauswächst (hierbei ist der Rissfortschritt innerhalb eines Inspektionsintervalles zu überprüfen).

Die schon im Kapitel 6.2 *Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte beschriebenen Einflussgrößen* müssen auch bei der Probenentnahme beachtet werden. So ist bekannt, dass die Probendicke einen Einfluss auf die bruchmechanischen Kennwerte hat, d.h. also, dass Bleche unterschiedlicher Stärken untersucht werden sollten. Weiters muss auch auf das Spannungsverhältnis κ und den Korrosionszustand geachtet werden. Ebenso haben die Probengeometrie und die Lage im untersuchten Profil einen Einfluss auf die Prüfergebnisse.

Innerhalb eines Bauwerkes können oft starke Streuungen der Rissfortschrittsparameter beobachtet werden, siehe hierzu Tabelle 6.10. Die folgende Abbildung zeigt die in Versuchen von Helmerich [A 28] an einer schweißeisernen Brücke (Elbe Brücke) ermittelten Rissfortschrittsparameter im Vergleich zur Geraden von Barsom für ferritisch-perlitischen Stahl und den von Geißler [D 2] und dem JRC Report (Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life) [A 31] für Schweiß Eisen als statistisch abgesichert, angegebenen Geraden.

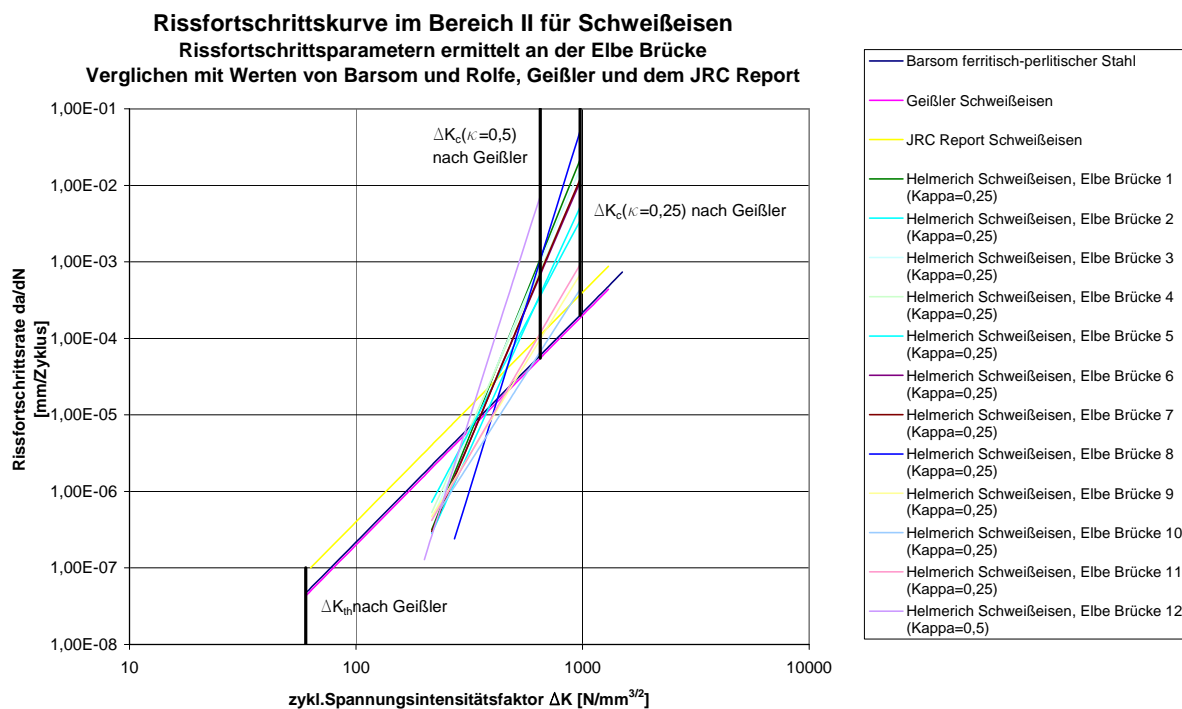


Abbildung 6.54

Aus dieser Abbildung können mehrere Dinge abgeleitet werden, auf die im nachfolgenden näher eingegangen wird:

- Rissfortschrittsparameter streuen stark, sogar innerhalb eines Bauwerkes
- Sowohl die Gerade von Geißler als auch die des JRC Reportes (diese sollen dann zur Anwendung kommen, wenn keine Versuche am untersuchten Bauwerk durchgeführt werden) liegen nicht immer auf der sicheren Seite, bei Annäherung

an den Grenzwert ΔK_c liegt die im Versuch von Helmerich ermittelte Rissfortschrittskurve über den in der Literatur angegebenen Geraden von Geißler und dem *JRC Report* (es folgt hierzu eine Beispielrechnung).

- Im Versuch von Helmerich [A 28] wurde festgestellt, dass die Risswachstumsgeschwindigkeit von Schweißbeisen höher ist als von Baustahl, weiters hat es einen wesentlich höheren Schwellenwert. Die Unterschiede zwischen Schweißbeisen, Flusstahl und modernen Baustählen sollen im Folgenden noch näher untersucht werden.

Beispielrechnung zum Rissfortschritt von Brücken aus Schweißbeisen mit Rissfortschrittsparametern die in Versuchen von Helmerich [A 28] sowie von Tanner [C 22] bestimmt wurden, im Vergleich zu Rissfortschrittsparametern die in der Literatur als statistisch abgesicherte Rissfortschrittsparameter angegeben werden nach Geißler [D 2] sowie laut JRC Report [A 31]:

Untersucht wird hierbei wieder eine zugbeanspruchte Scheibe ($W = 120 \text{ mm}$) mit einseitigem Randriss und einem Anfangsriss von $a_0 = 5 \text{ mm}$, der Formfaktor wird mit Formeln nach Hirt bestimmt und wird als variabel über die Risslänge angenommen. Die Bruchzähigkeit wird mit $K_{Ic} = 1500 \text{ N/mm}^{3/2}$ angenommen. Die jeweils vier verschiedenen Graphen in den folgenden drei Abbildungen (Abbildung 6.55, Abbildung 6.56, Abbildung 6.57) ergeben sich durch die unterschiedlichen Rissfortschrittsparameter nach Geißler [D 2], *JRC Report* [A 31], Versuchen von Tanner [C 22] und Versuchen von Helmerich [A 28].

In jeder der drei Abbildungen wird eine unterschiedliche Lastkombination untersucht, bei allen drei Lastkombinationen werden keine Eigenspannungen angesetzt.

Die folgenden Abbildungen zeigen die Auswirkung der unterschiedlichen Rissfortschrittsgeraden auf die zu erwartenden Schwingspielzahlen bei unterschiedlichen Lastkombinationen. Wie in Abbildung 6.54 deutlich gezeigt wurde, werden in Versuchen von Helmerich Rissfortschrittsgeraden erhalten, die teilweise über und teilweise unter den in *JRC Report* und Geißler als statistisch abgesichert angegebenen Geraden liegen, da sie sowohl unterschiedliche Grenzwerte (ΔK_{th} , ΔK_c) als auch unterschiedliche Steigungen (Rissfortschrittsparameter m) aufweisen. Die folgenden Abbildungen zeigen nun, dass es dadurch von der Größe der aufgetragenen Verkehrslast bzw. Spannung ($\Delta\sigma_Q$) abhängt, ob die zu erwartenden Schwingspielzahlen mit statistisch abgesicherten Werten im Vergleich zu jenen Werten von Helmerich, auf der sicheren Seite liegen.

Die Berechnung erfolgt analog zur Berechnung im vorangegangenen Kapitel 6.4 *Parameterstudien*.

Lastkombination 1:

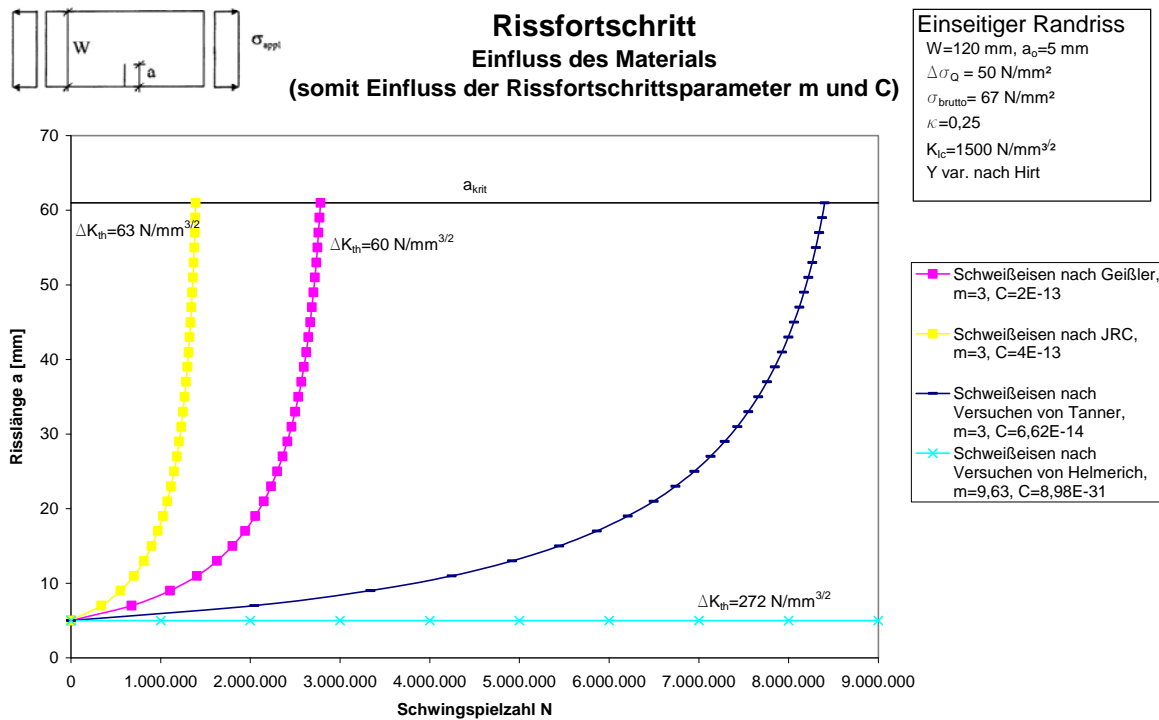
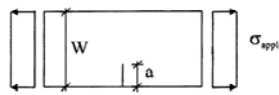


Abbildung 6.55

Bei der Berechnung der Schwingspielzahl N für die Lastkombination 1 ergibt sich bei einer Berechnung mit den Parametern nach *Helmerich* [A 28], durch den hohen Schwellenwert ΔK_{th} , dass der Riss im Gegensatz zu den Berechnungen mit den anderen hier untersuchten Parametern, nicht anwächst. Man kann erkennen, dass eine Berechnung mit den in *JRC Report* [A 31] und *Geißler* [D 2] angegebenen Kennwerten, die als auf der sicheren Seite liegend bezeichnet werden, auch tatsächlich auf der sicheren Seite liegende Schwingspielzahlen ergeben. Das heißt, bei der Berechnung der Schwingspielzahl ohne vorherige Versuche zur Bestimmung der Rissfortschrittsparameter, werden weniger ertragbare Schwingspiele erhalten, als bei der Berechnung der ertragbaren Schwingspiele mit Kennwerten die an Versuchen bestimmt wurden.

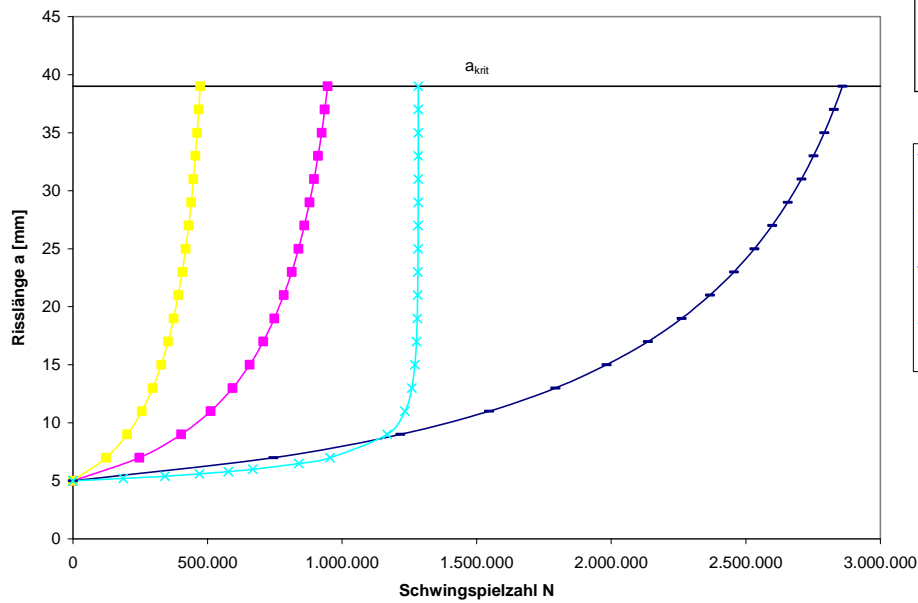
Während bei Berechnung mit den Kennwerten nach *Helmerich* die hier angesetzte Spannung unendlich oft ertragen werden kann, führt die Berechnung mit Kennwerten nach *JRC Report* zu einer ertragbaren Schwingspielzahl von ungefähr einer Million Lastwechseln.

Lastkombination 2:



Rissfortschritt
Einfluss des Materials
 (somit Einfluss der Rissfortschrittsparameter m und C)

Einseitiger Randsriss
 $W=120\text{ mm}$, $a_0=5\text{ mm}$
 $\Delta\sigma_Q = 70\text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{brutto} = 95\text{ N/mm}^2$
 $K=0,25$
 $K_{Ic}=1500\text{ N/mm}^{3/2}$
 Y var. nach Hirt



■ Schweißbeisen nach Geißler,
 $m=3$, $C=2E-13$
 ■ Schweißbeisen nach JRC,
 $m=3$, $C=4E-13$
 ● Schweißbeisen nach
 Versuchen von Tanner,
 $m=3$, $C=6,62E-14$
 × Schweißbeisen nach
 Versuchen von Helmerich,
 $m=9,63$, $C=8,98E-31$

Abbildung 6.56

Auch bei dieser Lastkombination führt eine Berechnung mit den in *JRC Report* [A 31] und *Geißler* [D 2] angegebenen Kennwerten, die als auf der sicheren Seite liegend bezeichnet werden, im Vergleich zur Berechnung mit Rissfortschrittsparametern nach Versuchen von *Tanner* [C 22] und *Helmerich* [A 28] zu auf der sicheren Seite liegenden Schwingspielzahlen.

Lastkombination 3:

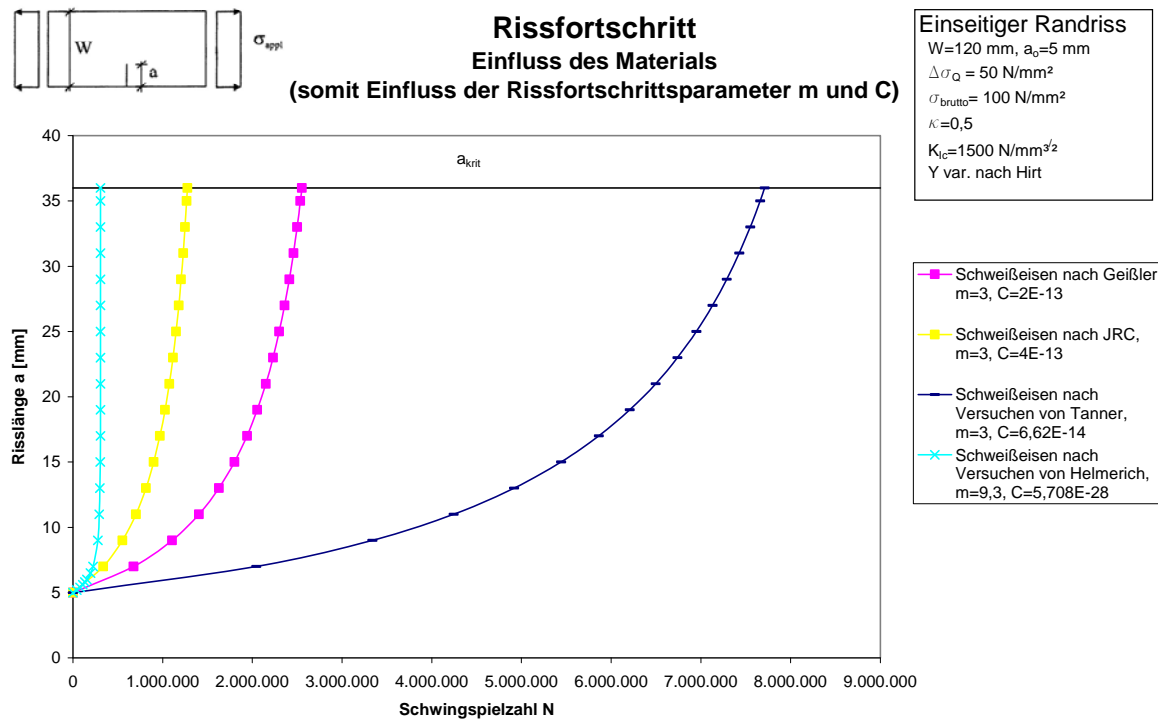


Abbildung 6.57

Bei der hier gewählten Lastkombination werden mit den an Versuchen ermittelten Rissfortschrittsparametern von *Helmerich* wesentlich weniger ertragbare Schwingspiele erhalten, als bei der Berechnung mit den „statistisch abgesicherten“ Rissfortschrittsparametern nach *Geißler* und JRC-Report. Bei dieser Lastkombination zeigt sich also, dass diese Rissfortschrittsparameter nicht wie angegeben als statistisch abgesichert bezeichnet werden können. Der Vergleich mit den wesentlich höheren ertragbaren Schwingspielen ($N_{Tanner} \approx 25 \cdot N_{Helmerich}$), die mit den Rissfortschrittsparametern von Tanner erhalten wurden, zeigt die große Bandbreite der Risswachstumsgeschwindigkeit von Schweißbeisen. Dadurch stellt sich die Frage ob es überhaupt sinnvoll ist, bei Brücken mit Schweißbeisen, auf statistisch abgesicherte Rissfortschrittsparameter zurückzugreifen, oder ob in diesem Fall nur Versuche Aufschluss über das tatsächliche Rissfortschrittsverhalten des untersuchten Bauteiles liefern können.

Diese Beispielrechnung soll noch einmal verdeutlichen, wie groß der Einfluss der Rissfortschrittsparameter auf das Ergebnis der ertragbaren Spannungswechsel ist. Die in der Literatur angegebenen Rissfortschrittsparameter, die als statistisch abgesichert bezeichnet werden, können entweder sehr stark auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefern (siehe Lastkombination 1, wonach bei den am Bauwerk der Elbe Brücke auftretenden Kennwerten es überhaupt nicht zu einem Risswachstum kommt), oder aber auch Ergebnisse die sehr stark auf der unsicheren Seite liegen (siehe Lastkombination 3, Elbe Brücke).

Eine bruchmechanische Restlebensdauerberechnung ohne Bestimmung der Rissfortschrittsparameter am untersuchten Bauwerk ist für Bauteile aus Schweißbeisen nicht zu empfehlen.

Beispielrechnung zum Rissfortschritt von Brücken aus Flusseisen mit Rissfortschrittsparemtern die in Versuchen von Kühn bestimmt wurden, im Vergleich zu Rissfortschrittsparemtern die in der Literatur als statisch abgesicherte Rissfortschrittsparemter angegeben werden nach Geißler [D 2] sowie laut JRC Report [A 31]:

Wie in der Tabelle 6.17 zu erkennen ist, konnten in der Literatur nicht viele an Versuchen von flusseisernen Proben ermittelten Rissfortschrittsparemter gefunden werden. In vielen Artikeln wurden bei bruchmechanischen Berechnungen für Flusseisen die Rissfortschrittsparemter von Sedlacek (bzw. Hensen, $m = 3$, $C = 4 \cdot 10^{-13}$) übernommen, oder es wurden Rissfortschrittversuche durchgeführt aber keine Paremter bestimmt, sondern nur festgestellt, dass die Werte unterhalb der Geraden mit $m = 3$, $C = 4 \cdot 10^{-13}$ liegen. Deswegen konnten hier zum Vergleich mit den statistisch abgesicherten Werten nur jene Versuchsergebnisse von Kühn herangezogen werden (siehe Abbildung 6.58).

Die Rechnung erfolgt analog zu jener für schweißeisernerne Brücken.

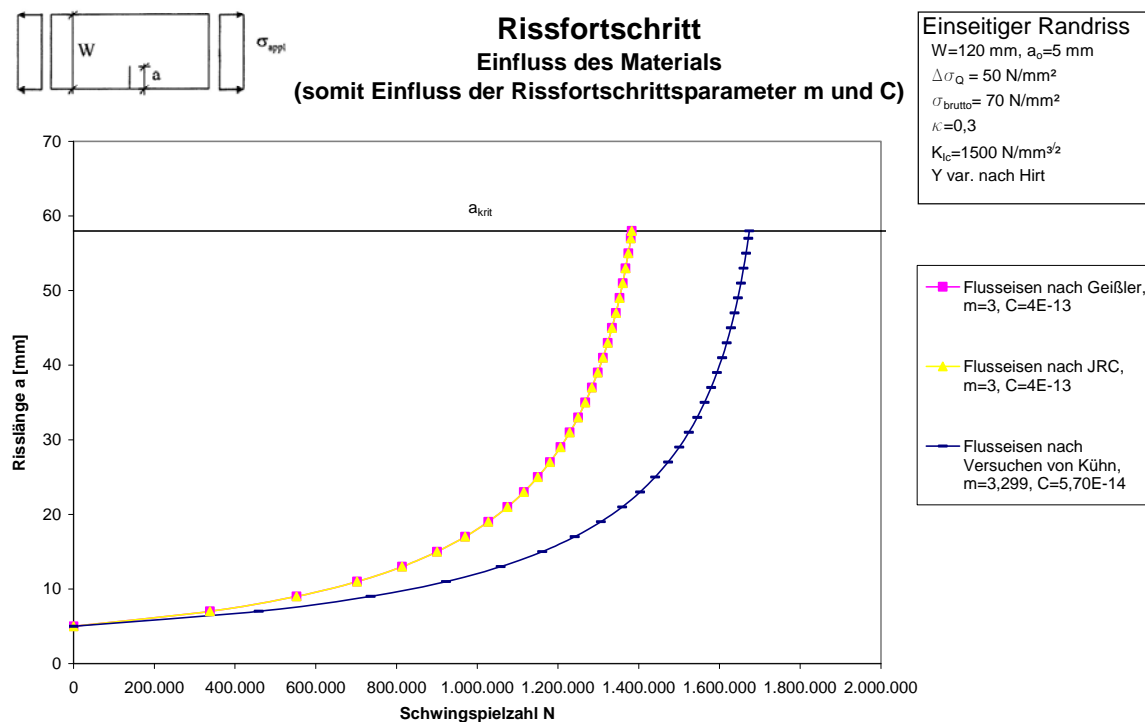


Abbildung 6.58

Bei den in dieser Arbeit untersuchten Literaturquellen gibt es keine in Versuchen ermittelten Rissfortschrittsparemter, die im Vergleich zu den statistisch abgesicherten Rissfortschrittsparemtern (z.B. des JRC Reportes) auf der unsicheren Seite liegende ertragbare Spannungsschwingspiele ergeben. Die Rissfortschrittsparemter von Flusseisen bzw. Flussstahl streuen offensichtlich nicht so stark wie jene für Schweißisen. Bei dem hier vorliegenden Beispiel wurden mit dem bei einem Versuch ermittelten Kennwert Ergebnisse erhalten die um 20 % über jenen nach JRC Report liegen. Die Ergebnisse stimmen also im Vergleich zu Schweißisen sehr gut überein.

Rissfortschrittsverhalten von Schweißbeisen und Flusseisen im Vergleich:

Das Rissfortschrittsverhalten von Schweißbeisen, Flusseisen und modernen Baustählen wurde in zahlreichen Versuchen ermittelt. Aus diesen Versuchen lassen sich allgemeine Schlüsse über das unterschiedliche Rissfortschrittsverhalten der jeweiligen Stahlsorte ziehen. Die Schlussfolgerungen der einzelnen Autoren über das Rissfortschrittsverhalten von Schweißbeisen widersprechen sich aber grundlegend.

Alle Autoren konnten bei Ihren Versuchen feststellen, dass das Risswachstum bei Schweißbeisen starken Streuungen unterworfen ist. *Tanner* und *Hirt* [C 22] sowie *Wittemann* [D 11] beobachteten die Tendenz, dass Risse in Schweißbeisen langsamer wachsen als bei Stahl. Dies führen sie auf die Wirkung der Einschlüsse zurück, die ein „Herumwandern“ und Neuausrichten der Rissfront und eine damit verbundene Verlangsamung der Rissausbreitung bewirken.

Diese lamellenartige Struktur ist laut *Helmerich* [A 28] aber der Grund warum bei ihren Versuchen genau das Gegenteil beobachtet werden konnte, nämlich dass Risse in Schweißbeisen schneller wachsen als bei modernen Baustählen. Jedoch konnte bei diesen Versuchen auch gezeigt werden, dass der Schwellenwert ΔK_{th} höher liegt. Altes Schweißbeisen zeigt in der Rissinitiierungsphase ein eher gutmütigeres Risswachstumsverhalten als Flussstahl bzw. heutige moderne Stähle. D.h., es ist wegen der lamellenartigen Struktur des Schweißbeisens mehr Energiezufuhr notwendig, um einen Riss zu initiieren.

Der günstigere (größere) Schwellenwert und das ungünstigere (schnellere) Risswachstum der alten Stähle im Vergleich zu den neuen homogenen Baustählen führen dazu, dass sich die Risswachstumskurven für alte Materialien und homogene moderne Feinkornbaustähle schneiden. Eine wichtige Frage ist nun wo dieser Schnittpunkt liegt (in welchem Bereich des Rissfortschrittsdiagramms, Bereich I,II oder III), in welchen Bereichen der günstigere Schwellenwert das ungünstigere Risswachstum ausgleicht, mit anderen Worten ab welcher Rissgröße sich das schnellere Risswachstum negativ auswirkt (siehe Abbildung 6.54). Der Schnittpunkt der Rissfortschrittskurven alter und neuer Stähle liegt meist dicht vor dem Übergang des Bereiches II in den kritischen Bereich III der Rissfortschrittskurve, so dass sich das schnellere Risswachstum erst bei großen Rissen im Verhältnis zum Restquerschnitt negativ auswirkt [*Helmerich* A 28].

Versuche von *Helmerich* widersprechen jenen von *Tanner* und *Hirt* [C 22] sowie *Wittemann* [D 11] vordergründig, aber bei genauerer Betrachtung lassen sich die Gemeinsamkeiten erkennen. So kann bei den Versuchen von *Tanner* und *Hirt* sowie *Wittemann* festgestellt werden, dass hier im Vergleich zu *Helmerich* ein zu kleiner Bereich untersucht wurde. D.h. jener Bereich nahe dem Übergang zum Bereich III sowie der Schwellenwert ΔK_{th} wurden bei *Tanner* und *Hirt* sowie *Wittemann* nicht untersucht. Weiters wurde versucht die Steigung mit $m=3$ beizubehalten, obwohl die Versuche deutlich höhere Steigungen erkennen lassen (siehe Abbildung 6.59 und Abbildung 6.60).

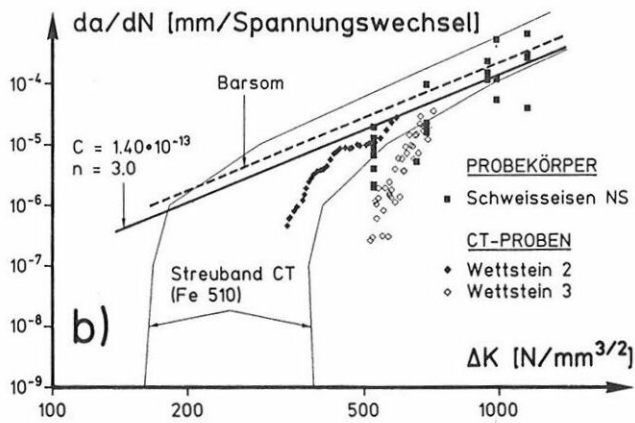
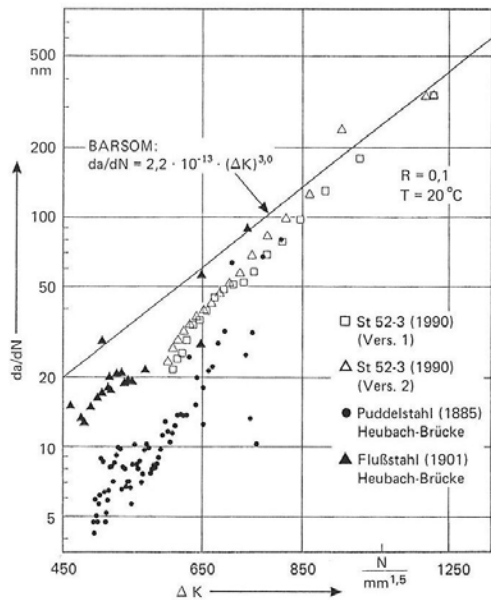


Abbildung 6.59 aus Tanner und Hirt [C 22] (Anmerkung: Bei Wettstein 2 und 3 handelt es sich ebenfalls um Proben aus Schweisseisen)



Rißfortschrittsrate für neuzeitlichen Flußstahl, alten Flußstahl und Puddelstahl

Abbildung 6.60 aus Wittemann [D 11] (Anmerkung $R = \kappa$)

Da in dem von *Tanner* und *Hirt* sowie *Wittemann* betrachteten Bereich die Versuchsergebnisse meist unter der Geraden von Barsom lagen und als Steigung der Wert 3 angenommen wurde, führte dies zu der Annahme, dass das Risswachstum von Schweisseisen kleiner ist als von Flusstahl.

6.6. Anwendung der Bruchmechanik in den Regelwerken zur Berechnung bestehender Stahlbrücken (Ril 805/1999), Vereinfachte Verfahren und Rechenansätze aus der Literatur

6.6.1. Verfahren von Hensen

Hensen, W.: Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken, Dissertation Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen 1992 [E 6]

Hensen hat in seiner Arbeit unter anderem die verschiedenen vorkommenden Risskonfigurationen der Brücken mit Hilfe von FE Untersuchungen auf drei bruchmechanische Grundfälle zurückgeführt, bei welchen für die Formfaktoren Handbuchlösungen angewendet werden können. Diese Modelle sind zugbeanspruchte Scheiben, welche einmal mittig, einmal symmetrisch außen und einmal einseitig außen gerissen sind. *Hensen* hat einen Katalog entwickelt, der alle häufig bei alten Stahlbrücken verwendeten Querschnittstypen enthält und aufzeigt, welche bruchmechanischen Modelle und welche Geometrie Größen zur bruchmechanischen Simulation zu verwenden sind. Der Katalog enthält sowohl einlamellige als auch mehrlamellige Querschnitte.

Die folgende Abbildung zeigt einen Ausschnitt aus diesem Katalog.

Anhang I: Maßgebende Modelle zur Ermittlung von a_{zul} und $maxN_{zul}$ 7

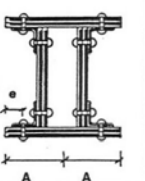
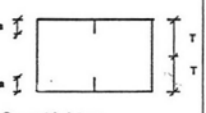
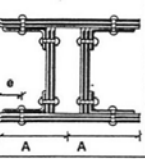
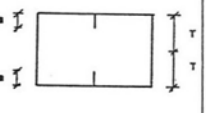

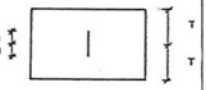
Querschnitt	maßgebendes Modell und Abmessungen	krit. Rißgröße nach Anhang:	max. zul. Lastwechsel nach Anhang:
Bauteil: Untergurt			
gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 1$ 	 Geometriedaten: Anfangsrißgröße: $a_0 = e + D/2 + 5$ Max. zul. Rißgröße: $a_{max} = A$ Plattenbreite: $T = n \cdot A$ $n = 1$ außerhalb des Knotens	A1	A4
gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 1$ 	 Geometriedaten: Anfangsrißgröße: $a_0 = e + D/2 + 5$ Max. zul. Rißgröße: $a_{max} = A$ Plattenbreite: $T = n \cdot A$ $n = 1$ außerhalb des Knotens	A1	A4
gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 1$ 	 Geometriedaten: Anfangsrißgröße: $a_0 = (D + 10)/2$ Max. zul. Rißgröße: $a_{max} = A/2$ Plattenbreite: $T = n \cdot A/2$ $n = 1$ außerhalb des Knotens	A2	A5

Abbildung 6.61 aus *Hensen* [E 6]

Weiters hat *Hensen* Tabellen zur Bestimmung kritischer Rissgrößen und der Lastwechselzahlen für die drei bruchmechanischen Grundfälle entwickelt.

Der von *Hensen* entwickelte Katalog zur Zuweisung der im Brückenbau vorkommenden Querschnitte in bruchmechanische Modelle erweist sich als sehr hilfreich bei der Untersuchung alter Stahlbrücken, da eine FE Untersuchung der einzelnen Bauteile nicht mehr nötig ist. Dieser Katalog wurde überarbeitet in die Ril 805/1999 [B 13] aufgenommen (siehe folgende Kapitel).

Die von *Hensen* erstellten Tabellen wurden auch weiterentwickelt (siehe *Stötzel*) und können als überholt angesehen werden.

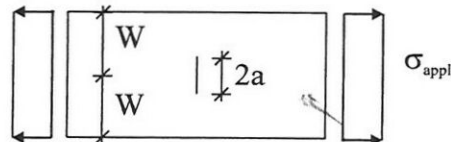
6.6.2. Verfahren von Stötzel

Stötzel, G.: Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit bei Weiterverwendung alter Stahlbrücken, Dissertation Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen 1997 [E 7].

Stötzel hat ein Nachweismodell entwickelt, mit dem die Tragsicherheitsbeurteilung der Bauteile einer genieteten Brücke unter der Annahme von Anfangsrisschädigungen erfolgen kann, und es können für diese Bauteile die kritischen Risslängen für Bauteilversagen ermittelt werden. Mit Hilfe der bruchmechanischen Rissfortschrittsberechnung kann dann mit der Betriebsbeanspruchung $\Delta\sigma$ ausgehend vom Anfangsriss die Anzahl von Lastwechseln $\Delta N(\Delta\sigma)$ bis zum Erreichen des kritischen Risses, also bis zum Bruch berechnet werden, wobei auch die Schwellenwerte für die Spannungsschwingbreiten berücksichtigt werden können. Durch Vergleich von $\Delta N(\Delta\sigma)$ mit der innerhalb eines Inspektionsintervalles erwarteten Lastwechselzahl $\Delta N(t_{insp})$, kann eine Aussage dazu gemacht werden, ob für das Bauwerk die üblichen Brückenprüfungen ausreichen, die Inspektionsintervalle verkürzt werden müssen oder Verstärkungen zweckmäßig sind. Die Einteilung der Brückenquerschnitte in bruchmechanische Modelle erfolgt hierbei mit dem Katalog nach Hensen. Im Folgenden werden die Tabellen zur Bestimmung der kritischen Risslänge und der Lastwechselzahl für die Geometrie mit Mittenriss angeführt (Abbildung 6.62 bis Abbildung 6.67).

Anhang II

Kritische Rißgrößen a_{krit} und Lastwechselzahlen $N(a)$ für die Geometrie mit Mittenriß (CCT)



Benutzung der Tabellen

1. Berechnung des Spannungsverhältnisses $d = \sigma_{app}/f_y$
2. Ermittlung der kritischen Rißgröße für d und die halbe Blechbreite W (die Ermittlung der anzusetzenden halben Blechbreite für das betrachtete Querschnittsteil erfolgt nach Anhang I)
3. Berechnung des äquivalenten Schwingspiels $\Delta\sigma_e$
4. Ablesung der Tabellenwerte $L = N(a) \cdot \Delta\sigma^3 \cdot 10^{-11}$ für a_0 und a_{krit} für die halbe Blechbreite W
5. Ermittlung der möglichen Lastwechsel zwischen a_0 und a_{krit} mit der Formel

$$\Delta N_{krit} = \frac{[L(a_{krit}) - L(a_0)] \cdot 10^{11}}{\Delta\sigma_e^3}$$

Zwischenwerte für a oder W dürfen linear interpoliert werden.

Die Tabellen zur Ermittlung der Lastwechselzahlen N basieren auf Berechnungen mit der Paris-Gleichung (Werkstoffkonstanten $C = 4 \cdot 10^{-13}$ und $m = 3$).

Abbildung 6.62 aus *Stötzel* [E 7]

A II.2

Kritische Rißgrößen a_{krit} [mm]

Die in der nachfolgenden Tabelle und im nachfolgenden Diagramm angegebenen kritischen Rißgrößen a_{krit} gelten nur für die Zähigkeit $J_{Mat} = 30 \text{ N/mm}$ und die Streckgrenze $f_y = 240 \text{ N/mm}^2$.

Die Bereiche, in denen Versagen nach Nettoquerschnittsfließen auftritt, sind unterstrichen.									
W [mm]	40	60	80	100	120	140	160	180	200
d [-]									
0.05	<u>38</u>	<u>57</u>	<u>76</u>	<u>95</u>	<u>114</u>	<u>133</u>	<u>152</u>	<u>171</u>	<u>190</u>
0.07	<u>37</u>	<u>55</u>	<u>74</u>	<u>93</u>	<u>111</u>	<u>130</u>	<u>148</u>	<u>167</u>	<u>186</u>
0.09	<u>36</u>	<u>54</u>	<u>72</u>	<u>91</u>	<u>109</u>	<u>127</u>	<u>145</u>	<u>163</u>	<u>182</u>
0.11	<u>35</u>	<u>53</u>	<u>71</u>	<u>89</u>	<u>106</u>	<u>124</u>	<u>142</u>	<u>160</u>	<u>178</u>
0.13	<u>34</u>	<u>52</u>	<u>69</u>	<u>87</u>	<u>104</u>	<u>121</u>	<u>139</u>	<u>156</u>	<u>174</u>
0.15	<u>34</u>	<u>51</u>	<u>68</u>	<u>85</u>	<u>102</u>	<u>119</u>	<u>136</u>	<u>153</u>	<u>170</u>
0.17	<u>33</u>	<u>49</u>	<u>66</u>	<u>83</u>	<u>99</u>	<u>116</u>	<u>132</u>	<u>149</u>	<u>166</u>
0.19	<u>32</u>	<u>48</u>	<u>64</u>	<u>81</u>	<u>97</u>	<u>113</u>	<u>129</u>	<u>145</u>	<u>162</u>
0.21	<u>31</u>	<u>47</u>	<u>63</u>	<u>79</u>	<u>94</u>	<u>110</u>	<u>126</u>	<u>142</u>	<u>157</u>
0.23	<u>30</u>	<u>46</u>	<u>61</u>	<u>77</u>	<u>92</u>	<u>107</u>	<u>123</u>	<u>138</u>	<u>153</u>
0.25	<u>30</u>	<u>45</u>	<u>60</u>	<u>75</u>	<u>90</u>	<u>105</u>	<u>120</u>	<u>134</u>	<u>148</u>
0.27	<u>29</u>	<u>43</u>	<u>58</u>	<u>73</u>	<u>87</u>	<u>102</u>	<u>116</u>	<u>130</u>	<u>143</u>
0.29	<u>28</u>	<u>42</u>	<u>56</u>	<u>71</u>	<u>85</u>	<u>99</u>	<u>113</u>	<u>126</u>	<u>138</u>
0.31	<u>27</u>	<u>41</u>	<u>55</u>	<u>69</u>	<u>82</u>	<u>96</u>	<u>109</u>	<u>122</u>	<u>133</u>
0.33	<u>26</u>	<u>40</u>	<u>53</u>	<u>67</u>	<u>80</u>	<u>93</u>	<u>106</u>	<u>117</u>	<u>128</u>
0.35	<u>26</u>	<u>39</u>	<u>52</u>	<u>65</u>	<u>78</u>	<u>90</u>	<u>102</u>	<u>113</u>	<u>122</u>
0.37	<u>25</u>	<u>37</u>	<u>50</u>	<u>63</u>	<u>75</u>	<u>88</u>	<u>98</u>	<u>108</u>	<u>117</u>
0.39	<u>24</u>	<u>36</u>	<u>48</u>	<u>61</u>	<u>73</u>	<u>85</u>	<u>95</u>	<u>104</u>	<u>112</u>
0.41	<u>23</u>	<u>35</u>	<u>47</u>	<u>59</u>	<u>70</u>	<u>82</u>	<u>91</u>	<u>99</u>	<u>107</u>
0.43	<u>22</u>	<u>34</u>	<u>45</u>	<u>57</u>	<u>68</u>	<u>79</u>	<u>87</u>	<u>95</u>	<u>102</u>
0.45	<u>22</u>	<u>33</u>	<u>44</u>	<u>55</u>	<u>66</u>	<u>75</u>	<u>84</u>	<u>91</u>	<u>97</u>
0.47	<u>21</u>	<u>31</u>	<u>42</u>	<u>53</u>	<u>63</u>	<u>72</u>	<u>80</u>	<u>86</u>	<u>92</u>
0.49	<u>20</u>	<u>30</u>	<u>40</u>	<u>50</u>	<u>61</u>	<u>69</u>	<u>76</u>	<u>82</u>	<u>87</u>
0.51	<u>19</u>	<u>29</u>	<u>39</u>	<u>49</u>	<u>58</u>	<u>66</u>	<u>73</u>	<u>78</u>	<u>82</u>
0.53	<u>18</u>	<u>28</u>	<u>37</u>	<u>47</u>	<u>56</u>	<u>63</u>	<u>69</u>	<u>74</u>	<u>78</u>
0.55	<u>18</u>	<u>27</u>	<u>36</u>	<u>45</u>	<u>53</u>	<u>60</u>	<u>66</u>	<u>70</u>	<u>74</u>
0.57	<u>17</u>	<u>25</u>	<u>34</u>	<u>43</u>	<u>51</u>	<u>58</u>	<u>62</u>	<u>66</u>	<u>69</u>
0.59	<u>16</u>	<u>24</u>	<u>32</u>	<u>41</u>	<u>49</u>	<u>55</u>	<u>59</u>	<u>63</u>	<u>65</u>
0.61	<u>15</u>	<u>23</u>	<u>31</u>	<u>38</u>	<u>46</u>	<u>52</u>	<u>56</u>	<u>59</u>	<u>61</u>
0.63	<u>14</u>	<u>22</u>	<u>29</u>	<u>37</u>	<u>44</u>	<u>49</u>	<u>53</u>	<u>55</u>	<u>57</u>
0.65	<u>14</u>	<u>21</u>	<u>28</u>	<u>35</u>	<u>42</u>	<u>46</u>	<u>50</u>	<u>52</u>	<u>54</u>
0.67	<u>13</u>	<u>19</u>	<u>26</u>	<u>33</u>	<u>39</u>	<u>44</u>	<u>47</u>	<u>49</u>	<u>50</u>
0.69	<u>12</u>	<u>18</u>	<u>24</u>	<u>30</u>	<u>37</u>	<u>41</u>	<u>44</u>	<u>46</u>	<u>47</u>
0.71	<u>11</u>	<u>17</u>	<u>23</u>	<u>29</u>	<u>34</u>	<u>39</u>	<u>41</u>	<u>43</u>	<u>43</u>
0.73	<u>10</u>	<u>16</u>	<u>21</u>	<u>26</u>	<u>32</u>	<u>36</u>	<u>38</u>	<u>40</u>	<u>40</u>
0.75	<u>10</u>	<u>15</u>	<u>20</u>	<u>25</u>	<u>30</u>	<u>34</u>	<u>36</u>	<u>37</u>	<u>37</u>
0.77	<u>9</u>	<u>13</u>	<u>18</u>	<u>23</u>	<u>27</u>	<u>31</u>	<u>33</u>	<u>34</u>	<u>35</u>
0.79	<u>8</u>	<u>12</u>	<u>16</u>	<u>20</u>	<u>25</u>	<u>29</u>	<u>31</u>	<u>32</u>	<u>32</u>
0.81	<u>7</u>	<u>11</u>	<u>15</u>	<u>19</u>	<u>22</u>	<u>26</u>	<u>28</u>	<u>29</u>	<u>30</u>
0.83	<u>6</u>	<u>10</u>	<u>13</u>	<u>17</u>	<u>20</u>	<u>23</u>	<u>26</u>	<u>27</u>	<u>27</u>
0.85	<u>6</u>	<u>9</u>	<u>12</u>	<u>15</u>	<u>18</u>	<u>21</u>	<u>23</u>	<u>24</u>	<u>25</u>
0.87	<u>5</u>	<u>7</u>	<u>10</u>	<u>12</u>	<u>15</u>	<u>18</u>	<u>20</u>	<u>22</u>	<u>23</u>
0.89	<u>4</u>	<u>6</u>	<u>8</u>	<u>11</u>	<u>13</u>	<u>15</u>	<u>17</u>	<u>19</u>	<u>20</u>
0.91	<u>3</u>	<u>5</u>	<u>7</u>	<u>8</u>	<u>10</u>	<u>12</u>	<u>14</u>	<u>16</u>	<u>17</u>
0.93	<u>2</u>	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>7</u>	<u>8</u>	<u>9</u>	<u>11</u>	<u>12</u>	<u>14</u>
0.95	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>	<u>6</u>	<u>7</u>	<u>8</u>	<u>9</u>	<u>10</u>

Abbildung 6.63 aus *Stötzel* [E 7]

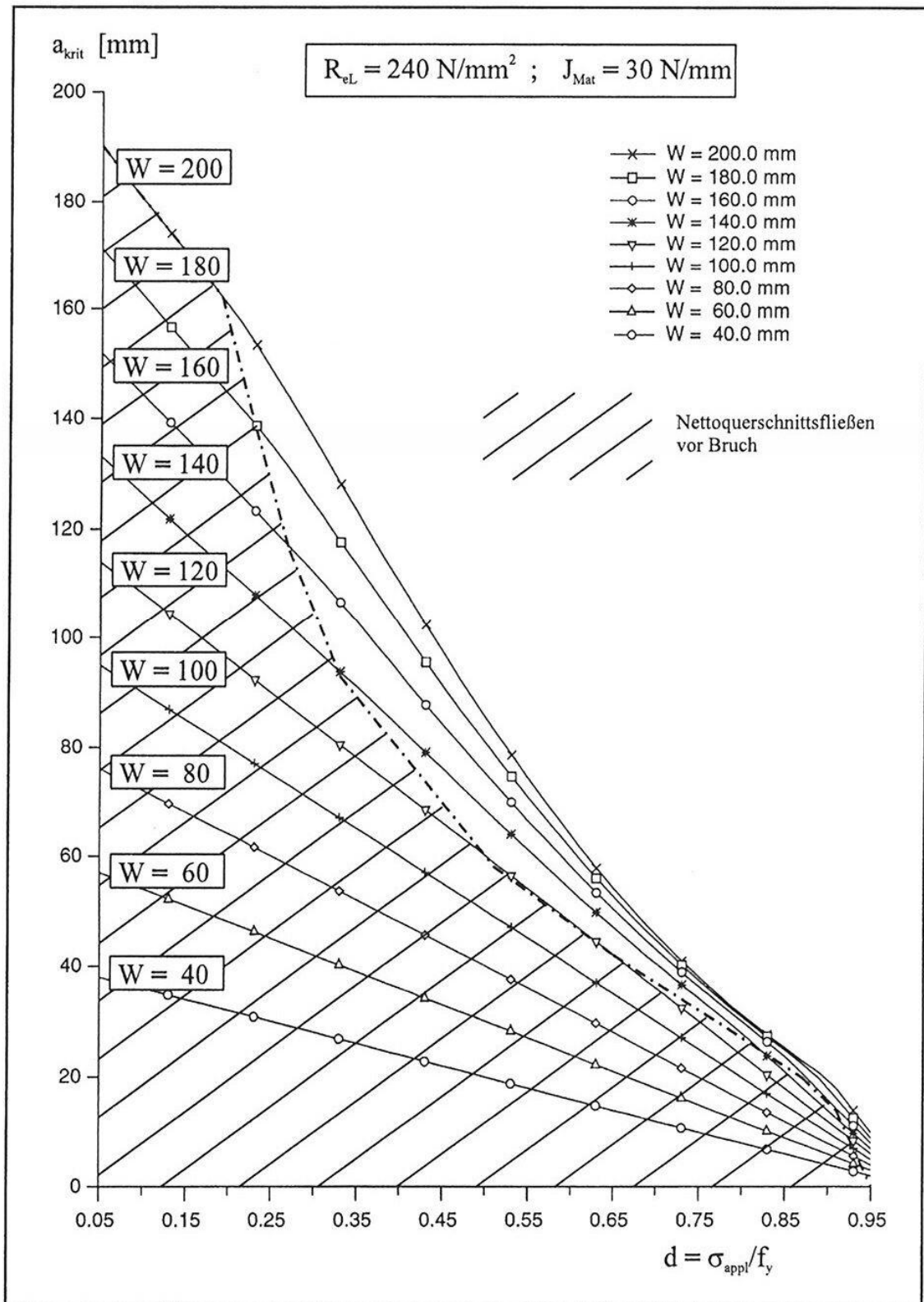


Abbildung 6.64 aus Stötzel [E 7]

A II.4

Die in der nachfolgenden Tabelle und im nachfolgenden Diagramm angegebenen kritischen Rißgrößen a_{krit} gelten nur für die Zähigkeit $J_{Mat} = 17 \text{ N/mm}$ und die Streckgrenze $f_y = 250 \text{ N/mm}^2$.

Die Bereiche, in denen Versagen nach Nettoquerschnittsfließen auftritt, sind unterstrichen.									
W [mm]	40	60	80	100	120	140	160	180	200
d [-]									
0.05	<u>38</u>	<u>57</u>	<u>76</u>	<u>95</u>	<u>114</u>	<u>133</u>	<u>152</u>	171	190
0.07	<u>37</u>	<u>55</u>	<u>74</u>	<u>93</u>	<u>111</u>	<u>130</u>	<u>148</u>	167	186
0.09	<u>36</u>	<u>54</u>	<u>72</u>	<u>91</u>	<u>109</u>	<u>127</u>	<u>145</u>	163	182
0.11	<u>35</u>	<u>53</u>	<u>71</u>	<u>89</u>	<u>106</u>	<u>124</u>	<u>142</u>	160	177
0.13	<u>34</u>	<u>52</u>	<u>69</u>	<u>87</u>	<u>104</u>	<u>121</u>	<u>139</u>	155	171
0.15	<u>34</u>	<u>51</u>	<u>68</u>	<u>85</u>	<u>102</u>	118	134	150	165
0.17	<u>33</u>	<u>49</u>	<u>66</u>	<u>83</u>	99	115	130	144	158
0.19	<u>32</u>	<u>48</u>	<u>64</u>	<u>81</u>	96	111	125	139	151
0.21	<u>31</u>	<u>47</u>	<u>63</u>	<u>79</u>	93	107	120	133	144
0.23	<u>30</u>	<u>46</u>	<u>61</u>	<u>76</u>	90	103	115	126	137
0.25	<u>30</u>	<u>45</u>	<u>60</u>	74	87	99	110	120	130
0.27	<u>29</u>	<u>43</u>	<u>58</u>	72	84	95	105	114	122
0.29	<u>28</u>	<u>42</u>	<u>56</u>	69	80	91	100	108	115
0.31	<u>27</u>	<u>41</u>	<u>55</u>	67	77	86	94	102	108
0.33	<u>26</u>	<u>40</u>	53	64	74	82	89	96	102
0.35	<u>26</u>	<u>39</u>	51	62	70	78	84	90	95
0.37	<u>25</u>	<u>37</u>	49	59	67	74	80	85	89
0.39	<u>24</u>	<u>36</u>	48	56	64	70	75	79	83
0.41	<u>23</u>	<u>35</u>	46	54	61	66	70	74	77
0.43	<u>22</u>	<u>34</u>	44	51	57	62	66	69	71
0.45	<u>22</u>	<u>33</u>	42	49	54	58	62	64	66
0.47	<u>21</u>	<u>31</u>	40	47	51	55	58	59	61
0.49	<u>20</u>	<u>30</u>	38	44	48	51	54	55	56
0.51	<u>19</u>	<u>29</u>	37	42	46	48	50	51	51
0.53	<u>18</u>	<u>28</u>	35	40	43	45	46	47	47
0.55	<u>18</u>	<u>27</u>	33	37	40	42	43	43	43
0.57	<u>17</u>	<u>25</u>	32	35	38	39	40	40	40
0.59	<u>16</u>	<u>24</u>	30	33	35	36	37	37	36
0.61	<u>15</u>	<u>23</u>	28	31	33	34	34	34	33
0.63	<u>14</u>	<u>22</u>	27	29	31	31	31	31	31
0.65	<u>14</u>	<u>21</u>	25	27	29	29	29	28	28
0.67	<u>13</u>	<u>19</u>	24	26	26	27	26	26	26
0.69	<u>12</u>	<u>18</u>	22	24	25	25	24	24	24
0.71	<u>11</u>	<u>17</u>	21	22	23	23	22	22	22
0.73	<u>10</u>	<u>16</u>	19	21	21	21	21	20	20
0.75	<u>10</u>	<u>15</u>	18	19	19	19	19	19	18
0.77	<u>9</u>	<u>13</u>	17	18	18	18	17	17	17
0.79	<u>8</u>	<u>12</u>	16	16	17	16	16	16	15
0.81	<u>7</u>	<u>11</u>	14	15	15	15	15	14	14
0.83	<u>6</u>	<u>10</u>	13	14	14	14	14	13	13
0.85	<u>6</u>	<u>9</u>	12	13	13	13	12	12	12
0.87	<u>5</u>	<u>7</u>	10	11	12	12	11	11	11
0.89	<u>4</u>	<u>6</u>	8	10	11	11	10	10	10
0.91	<u>3</u>	<u>5</u>	7	9	9	9	9	9	9
0.93	<u>2</u>	<u>4</u>	5	7	8	8	8	8	8
0.95	<u>2</u>	<u>3</u>	4	5	6	7	7	7	7

Abbildung 6.65 aus *Stötzel* [E 7]

Anhang II: Geometrie mit Mittenriß

A II.5

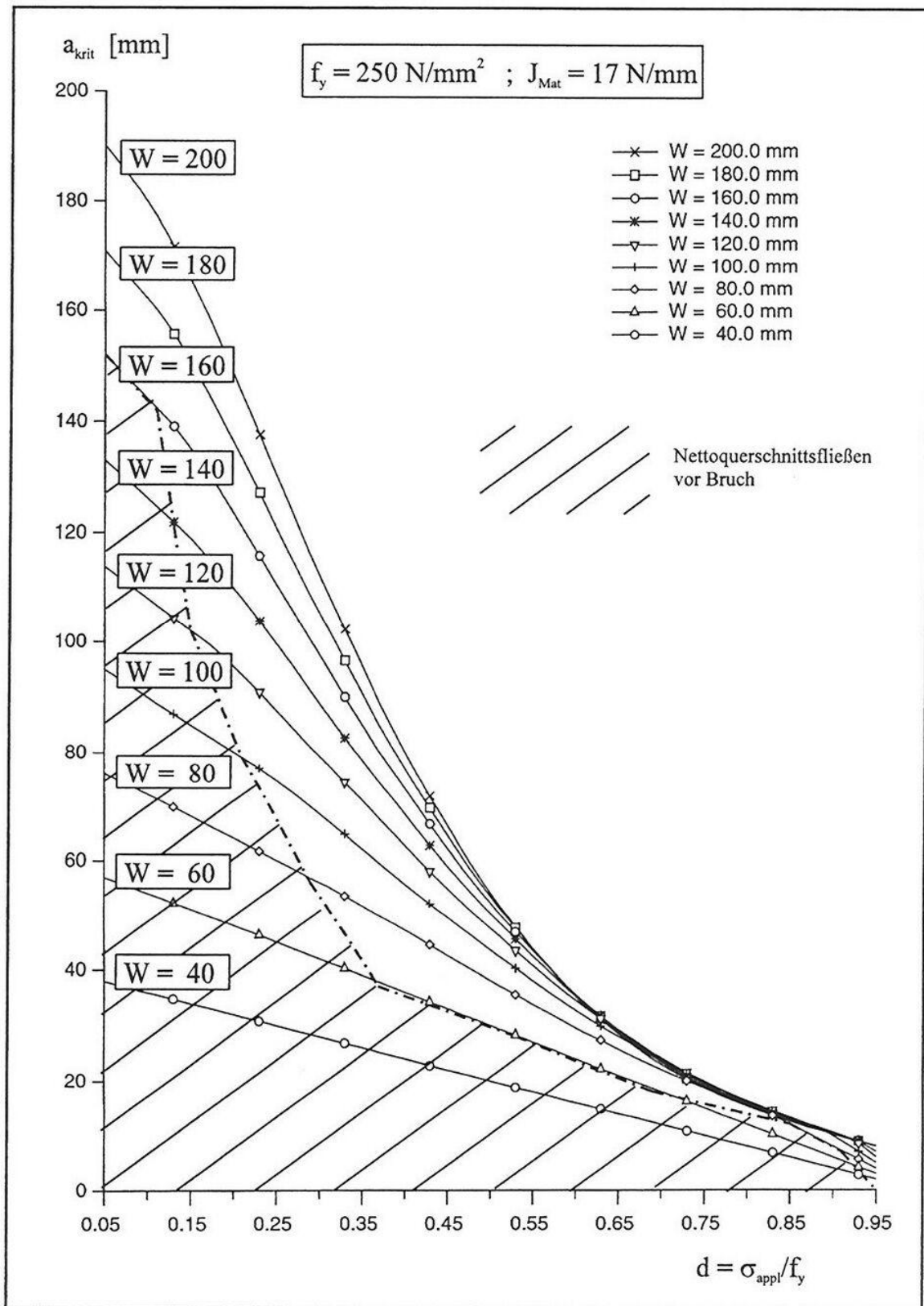


Abbildung 6.66 aus Stötzel [E 7]

A II.6

Lastwechselzahlen $N(a)$

Tabellenwerte $L = N \cdot \Delta\sigma_e^3 \cdot 10^{-11}$					
W [mm]	40	60	80	100	120
a [mm]					
5	8,647943	19,266760	30,257930	41,474740	52,846570
10	9,762876	20,416210	31,419230	42,641480	54,016250
15	10,203230	20,901860	31,920640	43,150090	54,528720
20	10,419290	21,170010	32,207600	43,445730	54,829010
25	10,528390	21,333840	32,392510	43,640520	55,029160
30	10,579330	21,437810	32,519000	43,777840	55,172430
35	10,598210	21,503890	32,608150	43,878570	55,279590
40		21,544750	32,671770	43,954210	55,362050
45		21,568480	32,717080	44,011720	55,426660
50		21,580730	32,748910	44,055650	55,477890
55		21,585660	32,770680	44,089170	55,518760
60			32,784930	44,114520	55,551410
65			32,793600	44,133410	55,577460
70			32,798270	44,147180	55,598130
75				44,156890	55,614390
80				44,163430	55,627010
85				44,167510	55,636630
90				44,169760	55,643800
95				44,170720	55,648940
100					55,652470
105					55,654690
110					55,655960
115					55,656530

Abbildung 6.67 aus *Stötzel* [E 7]

In dieser Arbeit kommt der Begriff des Inspektionsintervalles vor, das heißt es wird nicht die zu erwartende Lebensdauer ausgerechnet, da ja auch nicht unbedingt von einem tatsächlich vorhandenen Riss ausgegangen wird, sondern es wird unter der Annahme eines fiktiven Risses berechnet, ob dieser Riss im Zeitraum des Inspektionsintervalles soweit anwächst, dass ein Versagen des Bauteiles auftreten kann. Diese Methode wird dann unter dem Begriff der Betriebszeitintervallrechnung in die Ril 805/1999 aufgenommen.

Stötzel hat in seiner Arbeit Tabellen entwickelt die die Berechnung der kritischen Risslänge mit FAD und die numerische Integration zur Bestimmung der zu erwartenden Lastwechselzahl umgehen. Die Genauigkeit bei der Anwendung der Tabellen ist hierbei sehr gut. Bei meiner Kontrolle mittels FAD und numerischer Integration an Hand einiger Beispiele (bei einem Beispiel wird diese Vorgangsweise im Folgenden erläutert), waren die Fehler bei Anwendung derselben Eingangsgrößen nie größer als 5 %.

Die Methode von Stötzel ist also bei Übereinstimmung der Eingabeparameter (Fließgrenze, K_{Ic} -Beiwert, Rissfortschrittsparameter m und C , Formfaktoren für Mittenriss, einseitigen Randriss und symmetrischen Randriss nach Irwin) sehr schnell und einfach anzuwenden. Bei anderen Eingangsparametern also z.B. anderen Rissfortschrittsparametern können die Tabellen nicht angewendet werden.

Ein weiterer Kritikpunkt ist, dass die Abhängigkeit, vor allem der Bruchzähigkeit, vom Spannungsverhältnis κ keinen Einfluss auf die Berechnung von Stötzel hat. Das wird im folgenden Beispiel (Abbildung 6.68) näher erläutert.

- Nachrechnung des in der Arbeit von Stötzel angegebenen Beispiels mit FAD und schrittweiser numerischer Integration:

A VII.2

VII Beispiel: Zugbeanspruchte Winkel

Bei dem vorliegenden Beispiel handelt es sich um den Zuggurt einer Fachwerkbrücke, bestehend aus zwei gleichschenkligen Winkeln L 140, die am Knotenblech durch eine Nietreihe Ø 20 angeschlossen sind (Bild VII.1).

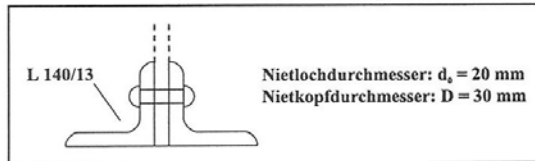


Bild VII-1: Geometrie des betrachteten Zuggurtes

Die zugehörigen Belastungs- und Werkstoffkenndaten sind:

- i) **Werkstoffkennwerte**
 5 % Fraktilwerte R_{eL} und J_{mat}
 für Flußstahl bei -30°C nach /39/

$R_{eL} =$	250 N/mm ²
$J_{mat} =$	17 N/mm ²
- ii) **charakteristische Belastungsdaten:**
 Spannungen aus Eigengewicht: $\sigma_{G,k} = 45 \text{ N/mm}^2$
 Spannungen aus Verkehrslasten: $\sigma_{Q,k} = \Delta\sigma = 60 \text{ N/mm}^2$
 geschätzte Eigenspannungen ($0,1 \cdot R_{eL}$): $\sigma_{ei,k} = 25 \text{ N/mm}^2$

Die Bemessungsspannung σ_{sd} im Zuggurt ergibt sich für den allgemeinen Spannungsnachweis mit $\gamma_G = \gamma_Q = 1,35$ zu $\sigma_{sd} = 141,8 \text{ N/mm}^2$. Diese liegt für den Brutto- und für den Nettoquerschnittsnachweis der Winkel nach Eurocode 3, Teil 2 unterhalb der zulässigen Spannungen von $\sigma_{B,Rd} = f_t/1,1 = 213,6 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{u,Rd} = \beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u/1,25 = 201,6$ ($p_1 \geq 5,0 \cdot d_0 \rightarrow \beta_3 = 0,7$). Danach ist der Spannungsnachweis erfüllt.

Da es sich bei dem Zuggurt um ein vitales Bauteil handelt, ist zunächst zu prüfen, ob eine ausreichende konstruktive Robustheit des Querschnittes vorhanden ist. Diese Überprüfung erfolgt mit Hilfe der Ausfallrechnung. Im vorliegenden Fall wird angenommen, daß ein Winkel ausfällt, so daß sich für den verbleibenden Winkel die Spannungen auf 283,6 N/mm verdoppeln würden. Diese Spannungen sind größer als die zulässigen Spannungen. Damit wird das Robustheitskriterium nicht erfüllt. Die Quantifizierung der Bauteilsicherheit muß nun mit Hilfe der bruchmechanischen Sicherheitsanalyse erfolgen.

Abbildung 6.68 Beispiel aus Stötzel [E 7]

Anhang VII: Beispiel

A VII.3

Zur Ermittlung der kritischen Rißgröße (für eine Einsatztemperatur von $T_E = -30^\circ\text{C}$), bei der Versagen des Querschnitts eintreten würde, wird zunächst in Anhang I für das Bauteil "Winkel" das entsprechende Detail herausgesucht und dafür das bruchmechanische Modell mit den zugehörigen geometrischen Größen bestimmt. Das maßgebende Querschnittsdetail ist auf Seite I.2 des Anhangs I in der mittleren Zeile abgebildet. Das zugehörige bruchmechanische Modell zur Ermittlung der kritischen Rißgröße ist die Platte mit Mittenriß. Die Eingangsgeometriegrößen des betrachteten Details ergeben sich zu:

Anfangsrißgröße:	$a_0 = (D + 10)/2 = (30 + 10)/2 = 20 \text{ mm}$
maximal zulässige Rißgröße:	$a_{max} = C/2 = 140/2 = 70 \text{ mm}$
Modellplattenbreite:	$W = 1,1 \cdot C/2 \approx 77 \text{ mm}$

Mit diesen Eingangsgeometriegrößen kann nun aus der Tabelle in Anhang II.1 Seite II.3 für J_c (Pf = 5 %) = 17 N/mm und R_{ei} (Pf = 5%) = 250 N/mm², die für die Bauteiltemperatur $T_E = -30^\circ\text{C}$ gelten, die kritische Rißgröße a_{krit} für das Spannungsverhältnis d durch Interpolation der kritischen Rißgröße für $W = 60 \text{ mm}$ und $W = 80 \text{ mm}$ bestimmt werden. Das Spannungsverhältnis d ermittelt sich aus dem Verhältnis der γ -fachen Spannungen (für $T_E = -30^\circ\text{C}$ darf nach /69/ der γ -Wert von $\gamma = 1,0$ angesetzt werden) zur Fließgrenze R_{eL} (Pf = 5%).

- Bestimmung von d

$$d = (45 \text{ N/mm}^2 + 60 \text{ N/mm}^2 + 25 \text{ N/mm}^2)/250 \text{ N/mm}^2 = 0,52$$

- Bestimmung von a_{krit} durch Interpolation

$$a_{krit}(W = 77\text{mm}) = a_{krit}(W = 60) + \frac{a_{krit}(W = 80) - a_{krit}(W = 60)}{(80 - 60)} \cdot (77 - 60)$$

$$= 28,5 + \frac{35,5 - 28,5}{80 - 60} \cdot (77 - 60) = 34,45 = 34 \text{ mm}$$

Die verbleibende Rißwachstumszeit zwischen der Anfangsrißgröße $a_0 = 20 \text{ mm}$ und der kritischen Rißgröße $a_{krit} = 34 \text{ mm}$ kann in der Größe kritischer Lastwechselzahlen ΔN_{krit} mit Hilfe der Tabellen in Anhang II.2, Seite II.4 bestimmt werden. Nach Interpolation der Tabellenwerte $N \cdot \Delta\sigma^3 \cdot 10^{11}$ ergibt sich die zulässige Lastwechselzahl für das Spannungsschwingspiel $\Delta\sigma = 60 \text{ N/mm}^2$ bis zum Versagen des betrachteten Winkels zu

$$\Delta N_{krit} = \frac{(30,9253731 - 30,5519615)}{60^3} \cdot 10^{11} = 172875 \text{ LW}$$

Eingangsparameter für das Beispiel von Stötzel:

Werkstoffkennwerte:	
f_{yk} [N/mm ²] Flusseisen	250
$\gamma_{M0,1}$	1,15
K_{Ic} [N/mm ^{3/2}]	1889 ¹⁾
$\gamma_{Mf,1}$	1,1 ²⁾
Spannungen:	
$\Delta\sigma_p = \sigma_p$ [N/mm ²]	60
σ_g [N/mm ²]	45
σ_{eigen} [N/mm ²]	25
γ_{Ff}	1 ²⁾

1) Umrechnung aus $J_{mat} = 17 \text{ N/mm}^2$, $K_{Ic} = \sqrt{J \cdot E} = \sqrt{17 \cdot 210000} = 1889 \text{ N/mm}^{3/2}$

2) Die Sicherheitsbeiwerte werden nicht von Stötzel übernommen, sondern, wie bei allen Beispielrechnungen dieses Kapitels, der Tabelle 6.28 entnommen.

Tabelle 6.25

Bestimmung von a_{krit} mit FAD:

Mittentriss, Y(a) nach Irwin				
a [mm]	Y nach I	$K_{r6}=K_I/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{krit} [mm]
20	1,03944451	0,62	0,91	
21	1,04392762	0,64	0,91	
...				
30	1,09917495	0,81	0,87	
31	1,10723408	0,83	0,87	
32	1,11574245	0,85	0,86	
33	1,124722	0,87	0,86	33

Anmerkung: Bei der Berechnung von a_{krit} in [mm] werden keine Nachkommastellen berücksichtigt.

Tabelle 6.26

Bestimmung von N:

Mittentriss, Y(a) nach Irwin					
a [mm]	20	21	22	...	33
Y(aj)	1,03944451	1,04392762	1,04870879		1,124722
[Y(aj)+Y(ai)]/2		1,04168607	1,04631821		1,12023222
Nij		19818,9942	18207,8745		7981,35222
Σ Nij		19818,9942	38026,8687		167764,99

Tabelle 6.27

Bei der Nachrechnung des Beispiels von Stötzel mit FAD und schrittweiser numerischer Integration wird eine Schwingspielzahl von 167 765 Lastwechseln errechnet (Stötzel 172 875 LW). Der Unterschied sind also nur 3 %. Die Tabellen von Stötzel erweisen sich also als praktisch, wenn von denselben Eingangsparametern ausgegangen werden kann, und wenn auf die Abhängigkeit von κ verzichtet wird.

Bei Berücksichtigung von κ ergibt sich für dieses Beispiel:

$$\kappa = \frac{45}{105} = 0,43$$

$$\Delta K_{Ic} = 1889 \cdot (1 - 0,43) = 1077 \text{ N/mm}^{3/2}$$

Für diese Bruchzähigkeit ist die kritische Risslänge a_{krit} kleiner als die Anfangsrisslänge a_0 (im FAD ergibt sich für a_0 : $f_{2,mod}(a_0) < K_{r6}(a_0)$), es können also keine weiteren Lastwechsel ertragen werden.

Da das Spannungsverhältnis κ in diesem Fall nicht annähernd Null ist, ist der Einfluss hier deutlich zu sehen.

Die Tabellen sind auch nicht mehr anzuwenden, wenn die Bruchzähigkeit nicht mit $K_{Ic} = 1889 \text{ N/mm}^{3/2}$ sondern z.B. mit $K_{Ic} = 1500 \text{ N/mm}^{3/2}$ angenommen wird. Dadurch ergibt sich bei Berechnung mittels FAD eine kritische Risslänge von $a_{krit} = 25 \text{ mm}$ und eine Schwingspielzahl von 84 582 LW.

6.6.3. Untersuchungen von Geißler

Geißler, K.: Restlebensdauerberechnung von Stahlbrücken unter Nutzung detaillierter Beanspruchungsverläufe, Stahlbau, 1995, Heft 3, S 79 – 87 [C 18].

Geißler, K., Brandes, K.: Restnutzungsdaueranalyse stählerner Brücken, Der Bauingenieur, 1996, Heft 71, S 541 - 553 [D 2].

Quoos, V., Geißler, K., Sedlacek, G., Hensen, W.: Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken, Stahlbau, 2000, Heft 1, S 10 – 24 [C 9].

Geißler, K., Graße, W., Brandes, K.: Bewertung bestehender Stahlbrücken, Stahlbau Kalender 2006, Herausgegeben von Ulrike Kuhlmann, Ernst & Sohn Berlin 2006 [A 17].

Probabilistische Untersuchungen von K. Geißler aus dem Jahr 1995 [C 18] über die Sensibilität der in die bruchmechanische Berechnung eingehenden Parameter haben folgende Reihenfolge der Wichtigkeit der Kenngrößen ergeben (siehe hierzu auch Kapitel 6.4.2 *Einflussgrößen auf das Risswachstum*):

- Die mit Abstand wichtigsten Parameter sind die Verkehrslast und die Rissfortschrittsparameter m und C .
- Die Anfangsrisslänge a_0 - also die Frage der Rissentdeckung bei Inspektionen – hat verglichen mit den erstgenannten Parametern einen deutlich geringeren Einfluss.
- Die Wahl verschiedener Verteilungsformen für die Bruchzähigkeit K_{Ic} hat nur untergeordneten Einfluss. Allerdings könnte sich diese Aussage bei teilweise verdeckten, also sehr langen Anfangsrissen noch relativieren.

Weiterführende Untersuchungen führten zur Festlegung der folgenden Sicherheitsbeiwerte bei der bruchmechanischen Berechnung [D 2]:

- Beanspruchungsseitig sollte zur Erhöhung der Spannungsdifferenzen (welche in diesem Fall nur aus dem derzeitigen bzw. zukünftigen Lastmodell resultieren)

analog zur Berechnung auf der Basis des Wöhlerkonzeptes ein Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1,1$ bis $1,3$ verwendet werden.

Für die Vergangenheit $\gamma_F = 1,1$ bis $1,2$

Für die Zukunft $\gamma_F = 1,2$ bis $1,3$ (der jeweilig höhere Wert trifft eher für Straßenbrücken zu)

- Bei nicht eindeutigen Risskonfigurationen ist weiterhin zur Berechnung der Spannungsintensität ein Teilsicherheitsfaktor für die Berücksichtigung der möglichen Modellungenauigkeiten in Höhe von $\gamma_d = 1,05$ einzuführen. Dieser Wert ergibt sich aus der eher begrenzten Variationsmöglichkeit des Geometriebeiwertes Y für einander ähnliche „Handbuchlösungen“.
- Der Grenzwert der Beanspruchbarkeit K_c oder J_c ist aus sicherheitstheoretischer Sicht zumeist von untergeordneter Bedeutung und kann als 5%-Fraktilwert definiert werden. Die Definition des Teilsicherheitsfaktors sollte in Anlehnung an das Wöhlerkonzept erfolgen, da die gleiche Problematik (die Ermüdung) beschrieben wird. Ein niedrigerer Zähigkeitskennwert als $J_c = 7 \text{ N/mm}$ (entspricht $K_c \approx 1300 \text{ N/mm}^{3/2}$) für eine Temperatur von -30°C ist *Geißler et al.* bisher auch für alte Stähle nicht bekannt geworden.
- Sicherheitsfaktoren für die Rissfortschrittsparameter sind nach gegenwärtigem Kenntnisstand nicht erforderlich, wenn auf die in diesem Artikel angeführten oberen Grenzwerte zurückgegriffen wird (Baustähle: $m = 3$ und $C = 4 \cdot 10^{-13}$, $\Delta K_{th} = 60 \text{ N/mm}^{3/2}$; Schweißseisen: $m = 3$ und $C = 2 \cdot 10^{-13}$; $\Delta K_{th} = 60 \text{ N/mm}^{3/2}$).
- Auch bei Zugrundelegung gemessener Last- oder Beanspruchungskollektive für die Ermüdungsanalysen sollte ein lastseitiger Teilsicherheitsfaktor von $\gamma_F = 1,1$ bis $1,2$ festgelegt werden, um unvorhergesehene zukünftige Verkehrslaststeigerungen zu berücksichtigen.

Die Anwendung dieser Vorschläge auf die hier vorliegende Arbeit findet sich in der folgenden Tabelle:

Teilsicherheitsfaktoren bei der bruchmechanischen Berechnung		
Teilsicherheitsfaktor auf der Einwirkungsseite (nach EN 1993-2 / 2007 ¹⁾)		$\gamma_{Ff} = 1,0$
Teilsicherheitsfaktor zur Berücksichtigung der möglichen Modellungenauigkeit		$\gamma_d = 1,05$
Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite	Für den Grenzwert der Beanspruchbarkeit K_c oder J_c (nach ONR 24008 / 2006 ¹⁾)	$\gamma_{Mf} = 1,1$
	Für die Rissfortschrittsparameter Baustähle und Flusseisen: $m = 3$ und $C = 4 \cdot 10^{-13}$, $\Delta K_{th} = 60 \text{ N/mm}^{3/2}$; Schweißseisen: $m = 3$ und $C = 2 \cdot 10^{-13}$, $\Delta K_{th} = 60 \text{ N/mm}^{3/2}$	$\gamma_{Mf} = 1,0$

1) Laut Geißler analog dem Wöhlerlinienkonzept gewählt.

Tabelle 6.28

Die Zusammenführung der probabilistischen Untersuchungen von *Geißler* mit der Zuweisung bruchmechanischer Modelle zu den Querschnittstypen in alten genieteten Brücken von *Hensen* [E 6] führten zu einem normierten Nachweis für das Betriebszeitintervall zwischen den Brückenhauptprüfungen auf bruchmechanischer Basis für stählerne Eisenbahnbrücken in der Ril 805/1999 [B 13].

6.6.4. Richtlinie der Deutschen Bahn / 1999

Das bruchmechanische Nachweiskonzept der Ril 805/1999 liefert eine Aussage darüber, ob ein Bruch der Konstruktion mit „Vorwarnungen“, nämlich erkennbaren Anrissen bei den Brückenhauptprüfungen, rechtzeitig angekündigt wird oder ohne Ankündigung plötzlich eintreten könnte. Deshalb ist der bruchmechanische Nachweis des sicheren Betriebszeitintervalles gleichzeitig ein Nachweis für genügende „Schadenstoleranz“ der Konstruktion gegen einsetzende Ermüdungsrissse gegen Ende der normativen Nutzungsdauer. Dieser Umstand wird dazu benützt, eine Sicherheitsdifferenzierung danach vorzunehmen, ob die Restnutzungsdauer nach dem Wöhlerliniennachweis größer oder kleiner als 15 Jahre ist. Bei einer rechnerischen Nachweisdauer unter 15 Jahren muss der bruchmechanische Nachweis zur Rechtfertigung der üblichen Zykluszeit von sechs Jahren für die Brückenhauptprüfungen geführt werden; falls diese Zykluszeit nicht nachgewiesen werden kann, sind Vorkehrungen zu treffen, z.B. indem die Prüfungsintervalle oder Belastungen oder das Verkehrsaufkommen reduziert werden [*Quoos et al.* C 9].

Bei der Berechnung nach Ril ist die Zuganzahl N_c (bis zum Bruch) eine Funktion nur aus der Spannungsdifferenz $\phi \cdot \max \Delta \sigma_{UIC}$ und der Anfangsrislänge a_0 . Der Einfluss der Spannungsdifferenz wurde als dominant gegenüber den Einflüssen der Risszähigkeit K_c und dem Einfluss der „ständigen Spannung“ festgestellt, so dass diese in der Berechnung eliminiert werden konnten.

Als bruchmechanische Kennwerte wurden $m = 3$, $C = 4 \cdot 10^{-13}$ und $\Delta K_{th} = 70 \text{ N/mm}^{3/2}$ verwendet.

Betriebszeitintervallnachweis für stählerne Eisenbahnbrücken:

Für rissgeschädigte, zugbeanspruchte Bauteile oder zugbeanspruchte Konstruktionsteile, für die der Restnutzungsdauernachweis keine ausreichende Restnutzungsdauer mehr nachweisen konnte, ist ein normierter Betriebszeitintervallnachweis auf bruchmechanischer Basis zu führen.

Beim Betriebszeitintervallnachweis für nicht geschweißte Bauteile wird der notwendige Prüfzyklus I in Jahren bestimmt nach der Beziehung:

$$I = \frac{(\phi \max \Delta \sigma_{UIC} \sqrt{a_0})^3 10^8 \rho_{BM}}{1,5 T_{Zuk}}$$

$\max \Delta \sigma_{UIC}$... maximale Spannungsdifferenz unter Lastbild UIC 71 (ohne Verteilung der Einzellasten des Lastbildes) in $\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$, bei Tragwerken und Bauteilen unter Beachtung der Regelungen nach DS 804, Abs.41

a_0 ... Anfangsriszlänge in mm

ρ_{BM} ... Tonnagefaktor in $10^6 t$ in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge, der Modellbreite und der Rissform

- für symmetrischen Mittelriss nach Abbildung 6.69
- für Randriss nach Abbildung 6.70

T_{Zuk} ... jährliche Bruttotonnage der Zukunft in $10^6 t$

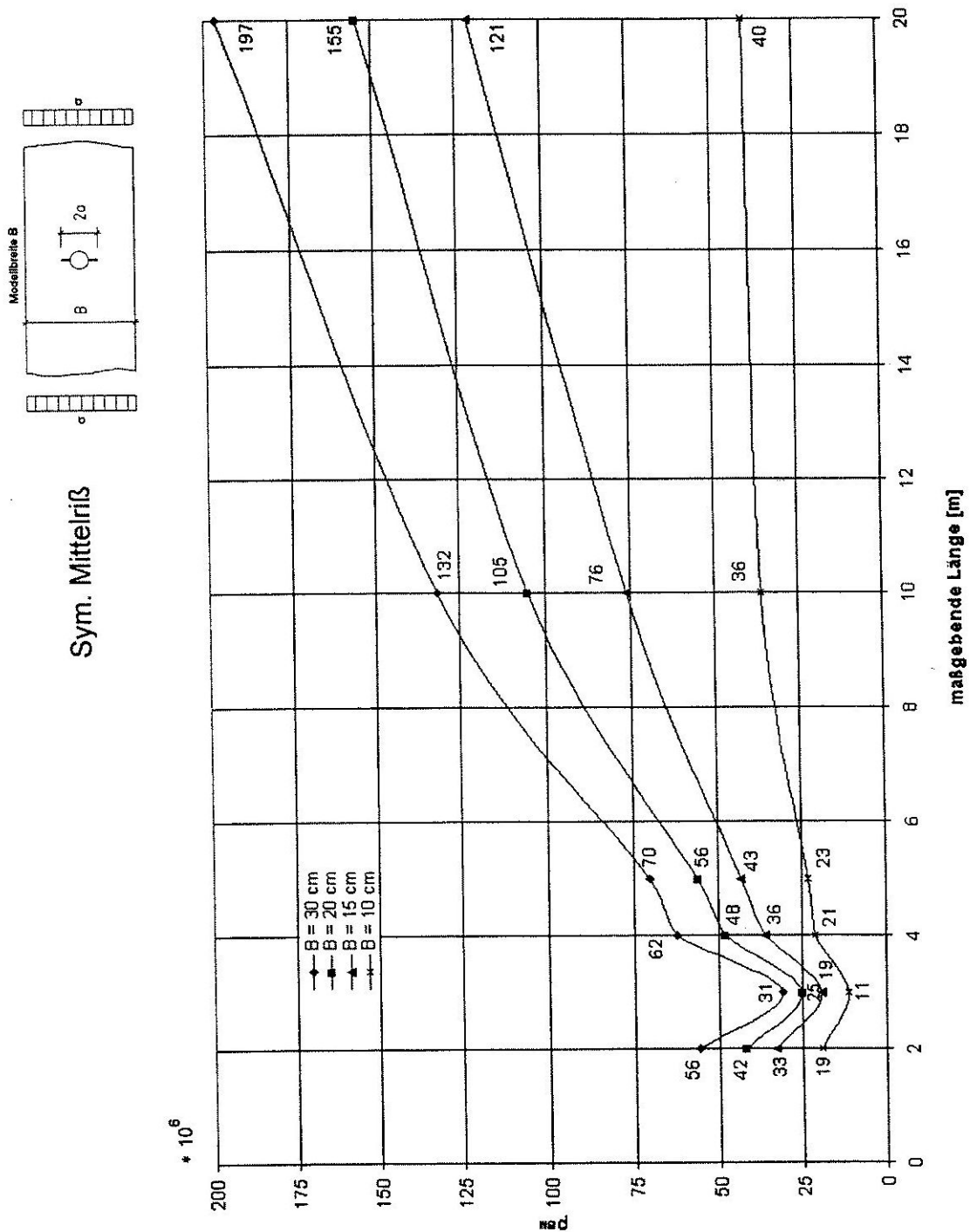


Abbildung 6.69

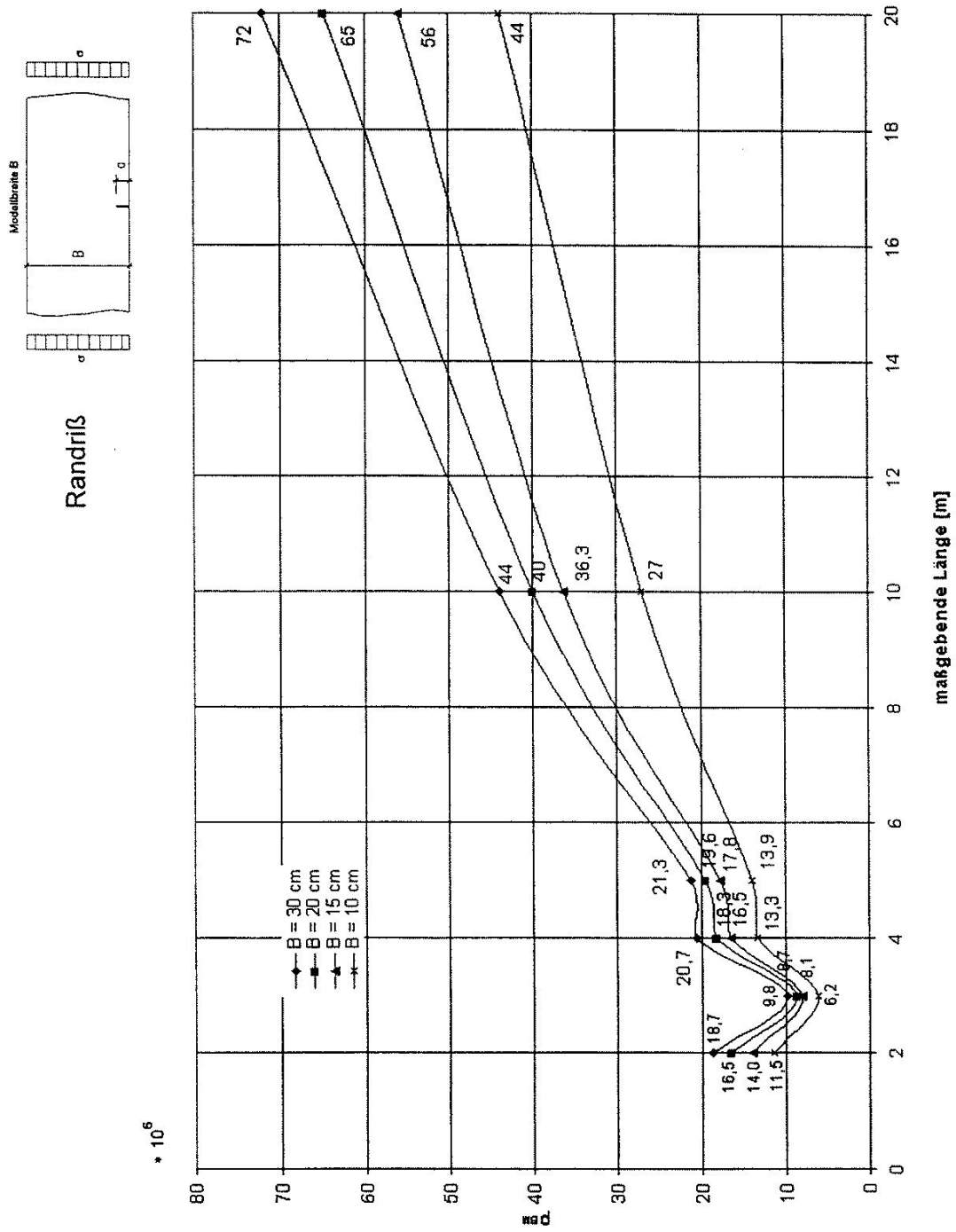


Abbildung 6.70

Aufgrund der Nichtlinearität der bruchmechanischen Berechnungen dürfen folgende Grenzwerte für den Term $\delta = (\phi \max \Delta \sigma_{VIC} \sqrt{a_0})^{-3} 10^8$ in Abhängigkeit von der maßgebenden Länge l des Bauteils und der Modellbreite B nicht unterschritten werden:

- bei symmetrischem Mittelriss

$$l \leq 5 \text{ m} : \delta = 1,2 \text{ für } B \leq 15 \text{ cm}; \delta = 0,5 \text{ für } B > 15 \text{ cm}$$

$$5 \text{ m} < l \leq 10 \text{ m} : \delta = 1,2 \text{ für } B \leq 15 \text{ cm}; \delta = 0,75 \text{ für } B > 15 \text{ cm}$$

$$l \leq 10 \text{ m} : \delta = 1,7 \text{ für } B \leq 15 \text{ cm}; \delta = 0,75 \text{ für } B > 15 \text{ cm}$$

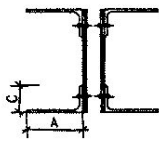
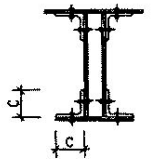
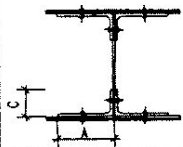
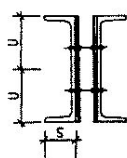
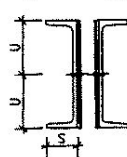
- bei Randriss

$$l \leq 5 \text{ m} : \delta = 1,0$$

$$l > 5 \text{ m} : \delta = 1,5$$

Werden die Grenzwerte für δ unterschritten, so ist das Bauteil als nicht schadenstolerant einzustufen. Es kann zum plötzlichen Versagen des Bauteils ohne Vorankündigung kommen. Sofortmaßnahmen sind umgehend einzuleiten.

Die Anfangsrisslänge a_0 , ist bei einem vermessbaren Riss gegeben. Bei Ansatz eines fiktiven, möglicherweise bei Inspektionen übersehenen Risses sind die Mindestwerte für den Anfangsriss nach Abbildung 6.71, Abbildung 6.72 und Abbildung 6.73 anzusetzen. Dort werden für typische Details auch Festlegungen zu den maßgebenden Modellbreiten B und den zugeordneten Rissformen getroffen.

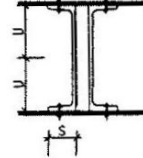
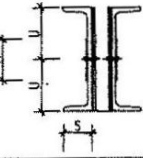
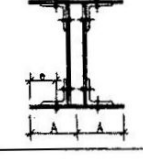
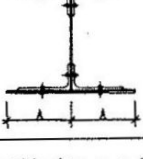
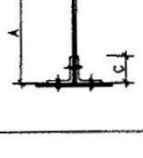
Lfd.-Nr.	Querschnitt	Bauteil	Anfangsrißlänge a_0 (mm)	Modellbreite B	maßgebendes Rißmodell
1	gültig für: $m \geq 1$ 	Winkel	$(D+10)/2$	1,1 C	symmetrischer Mittelriß
2	gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 1$ 	Winkel	$(D+10)/2$	C	symmetrischer Mittelriß
3	gültig für: $n \geq 1$ 	Winkel	$(D+10)/2$	C	symmetrischer Mittelriß
4	gültig für: $m \geq 0$ 	U-Profil	$(D+10)/2$	1,2 U	symmetrischer Mittelriß
5	gültig für: $m \geq 0$ 	U-Profil	$(D+10)/2$	2 (U + S)	symmetrischer Mittelriß

n – Anzahl der vorhandenen Untergurtlamellen

m – Anzahl der vorhandenen Steglamellen

D – Nietkopfdurchmesser in mm

Abbildung 6.71

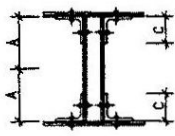
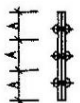
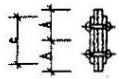


Lfd.-Nr.	Querschnitt	Bauteil	Anfangsrißlänge a_0 (mm)	Modellbreite B	maßgebendes Rißmodell
6	gültig für: $n \geq 0$ 	U-Profil	$(D+10)/2$	$1,2 S$	symmetrischer Mittelriß
7	gültig für: $m \geq 0$ 	U-Profil	$(A+10)/2$	$2 (U + S)$	symmetrischer Mittelriß
8	gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 1$ 	Untergurt	$e+D/2+5$	$n \times A$ $n = 1$ außerhalb des Knotens	Randriß
9	gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 1$ 	Untergurt	$(D+10)/2$	$n \times A$ $n = 1$ außerhalb des Knotens	symmetrischer Mittelriß
10	gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 0$ 	Steg	$D + 5$	$m \times A$ $m = 1$ außerhalb des Knotens	Randriß

n – Anzahl der vorhandenen Untergurtlamellen

m – Anzahl der vorhandenen Steglamellen

D – Nietkopfdurchmesser in mm

Abbildung 6.72

Lfd.-Nr .	Querschnitt	Bauteil	Anfangsrißlänge a_0 (mm)	Modellbreite B	maßgebendes Rißmodell
11	<p>gültig für: $m \geq 1$ $n \geq 0$</p> 	Steg	$C + 5$	$m \times A$ $m = 1$ außerhalb des Knotens	Randriß
12	<p>gültig für: $m > 1$</p> 	Steg	$D+10$	$m \times A$ $m=1$ außerhalb des Knotens	symmetrischer Mittelriß
13	<p>gültig für: $m > 1$</p> 	Steg	$(e+10)/2$	$2 m \times A$ $m=1$ außerhalb des Knotens	symmetrischer Mittelriß
14		Untergurt	10	A	symmetrischer Mittelriß
15		Untergurt	10	A	Randriß

n – Anzahl der vorhandenen Untergurtlamellen

m – Anzahl der vorhandenen Steglamellen

D – Nietkopfdurchmesser in mm

Abbildung 6.73

Bei Modellbreiten $B < 10 \text{ cm}$ sind die Bauteile grundsätzlich als nicht schadensrelevant (Urtext der Norm: gemeint ist sicher schadenstolerant) einzustufen. Ggf. führen in diesen Fällen individuelle bruchmechanische Nachweise durch kompetente Experten noch zu beschränkten Prüffristen.

Grundsätzlich brauchen keine Materialproben an zu beurteilenden Bauteilen entnommen und untersucht werden. Im Einzelfall können über den normierten Betriebszeitintervallnachweis hinausgehende bruchmechanische Berechnungen durch befähigte Ingenieure mit durch Materialprüfungen ermittelten bruchmechanischen Parametern zu etwas günstigeren Ergebnissen führen.

Ein entsprechender Betriebszeitintervallnachweis ist auch für geschweißte Konstruktionen führbar, wenn keine ausreichende Restnutzungsdauer nachgewiesen werden kann. Wegen der komplizierten Eigenspannungsverhältnisse sind dazu Gutachten einzuholen.

Die Berechnung nach Ril 805/1999 darf nicht als Lebensdauerberechnung für ein Bauwerk mit echtem Riss verstanden werden, sondern als Berechnung eines sicheren Betriebszeitintervalles für ein Bauteil ohne erkennbaren Anfangsriss. Die Berechnung erfolgt unter Vernachlässigung der Spannungen aus Eigengewicht und der Eigenspannungen. Deswegen darf diese nur für genietete Bauwerke verwendet werden, da die Eigenspannungen hier wesentlich kleiner sind als bei geschweißten Bauwerken, bei welchen der Einfluss der Eigenspannungen nicht mehr vernachlässigt werden kann. In Bezug auf Schweißeigenspannungen wird auf die Literatur verwiesen (z.B. Radaj, D.: Wärmewirkungen des Schweißens – Temperaturfeld, Eigenspannungen, Verzug, Springer-Verlag, Berlin 1988 und Radaj, D.: Eigenspannungen und Verzug beim Schweißen – Rechen- und Meßverfahren. DVS-Verlag, Düsseldorf 2002). Aber auch bei genieteten Bauteilen führt die Vernachlässigung der Spannungen aus Eigengewicht und Eigenspannungen, auch für Bauteile ohne gemessenen Anfangsriss, zu sehr ungenauen Ergebnissen (dies wird an Hand eines Beispiels im Folgenden dargelegt).

Wie in den vorangegangenen Kapiteln gezeigt wurde, streuen die bruchmechanischen Kennwerte für alte Stähle stark, besonders großen Einfluss auf die Schwingspielzahl haben hierbei die Rissfortschrittsparameter. Die normativ verallgemeinerte Vorgehensweise in der Ril 805/1999 hat natürlich zur Folge, dass möglichst konservative Werte hierfür angesetzt wurden.

Falls ein genietetes Brückenbauwerk tatsächlich Risse aufweist, ist zur Bestimmung der verbleibenden Restlebensdauer auf jeden Fall eine Bestimmung der Rissfortschrittsparameter nötig, besonders bei Brücken aus Schweißisen, da hier noch größere Schwankungen auftreten, aber auch bei Brücken aus Flusseisen. Ebenso ist es zu empfehlen, den genauen Spannungszustand durch Messungen zu bestimmen, da die Spannungen neben den Rissfortschrittsparametern den größten Einfluss auf die Restlebensdauer haben. Im Gegensatz zur Berechnung des Betriebszeitintervalles nach Ril, sollten dann auch die Spannung aus Eigengewicht und die angenommenen Eigenspannungen, Eingang in die Berechnung finden. Die Berechnung kann dann, nach Einteilung des vorhandenen Bauteiles in ein maßgebendes bruchmechanisches Modell nach Hensen [E 6] (oder alternativ der Berechnung des Spannungsintensitätsfaktors mit FEM), mit Hilfe des FAD und der

schrittweisen numerischen Integration erfolgen (wie bereits in diversen Beispielen dieses Kapitels erläutert und auch bei der Berechnung in den folgenden Kapiteln 6.7 *Empfehlung zur Vorgehensweise bei der bruchmechanischen Untersuchung alter Brückenbauwerke* und 6.8 *Anwendung der Bruchmechanik auf die Untersuchungen dieser Arbeit (Brücken der ÖBB)* zu sehen).

Auch Untersuchungen von *Taras* [C 31] an einem genieteten Brückenbauwerk aus dem Jahr 1903 haben ergeben, dass die Annahme bezüglich der bruchmechanischen Materialkennwerte in Richtlinie 805 der DB, insbesondere in Bezug auf die Rissausbreitungsgeschwindigkeit, zu einer Voraussage der Rissausbreitung führen können, welche deutlich rascher und ungünstiger ist als die tatsächliche. Diese Erkenntnis wurde aber nicht an Hand von untersuchten Materialkennwerten erhalten, wie in den bisher vorgestellten Artikeln, sondern es wurden im Versuch die Lastwechsel bis zum Bruch bestimmt und diese wurden dann mit den nach Ril 805/1999 berechneten Lastwechseln verglichen.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise der Ril 805/1999 an Hand eines Beispiels
Winkel 120x120 mm, Niet $d = 20$ mm, Belastung N , ϕ_3 , Stahlgüte St 37, Stützweite 18 m

Es wird ein Querschnitt analog dem Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte angenommen (siehe Abbildung 6.20), die geometrischen Abmessungen und die Einwirkungen unterscheiden sich aber teilweise vom Beispiel der Fischbachbrücke, da für die tatsächlichen Angaben der Fischbachbrücke kein Betriebszeitintervall berechnet werden kann. Das maßgebende bruchmechanische Modell für diesen Querschnitt ist der Mittenriss ausgehend vom Nietloch im horizontalen Schenkel des Winkels (laut *Hensen* [E 6] und laut Ril 805/1999).

Die folgende Tabelle beinhaltet die Parameter, die zur Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi_{\max} \Delta \sigma_{VIC}$ benötigt werden. Es sind dies die Momente und zulässigen Spannungen der alten Norm (hier der BE 1934 [B 20]), sowie die Momente der neuen Norm, folglich zufolge LM 71 laut ÖNORM EN 1991-2 [B 4].

		BE 1934 / N, ϕ_3	EN 1991-2/2004, ϕ_2
		Flussstahl St 37, Ohne Schotterbett	
			FLS
			$\alpha = 1$
Momente [kNm]			
	M_G	871	871
	$\phi \cdot M_Q$ bzw. $\phi \cdot M_Q$	8962	5967
Spannungsverhältnis κ		0,09	0,13
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
σ_{zul}	nach BE 1934 [B 20]	14	-
$zul \Delta \sigma_{alt}$		$14 \cdot (1 - 0,09) = 12,7$	

Tabelle 6.29

Die Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ erfolgt wie in Kapitel 4.3.1.1 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen mit Hilfe der Ril 805/1999* beschrieben:

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \Delta \sigma_{zul,alt} \frac{\phi M_{\max p,UIC}}{\phi_{alt} M_{\max p,alt}} = 12,7 \cdot \frac{5967}{8962} = 8,46 \text{ kN/cm}^2$$

Laut Abbildung 6.72 Zeile zwei ist das maßgebende bruchmechanische Modell, wie bereits erwähnt, der Mittenriss im Winkelschenkel mit folgenden geometrischen Größen:

$$a_0 = (20 + 10) / 2 = 15 \text{ mm}$$

$$B = C = 120 \text{ mm}$$

Der notwendige Prüfzyklus berechnet sich laut Ril 805/1999 zu:

$$I = \frac{(\phi \max \Delta \sigma_{UIC} \sqrt{a_0})^{-3} 10^8 \rho_{BM}}{1,5 T_{Zuk}}$$

ρ_{BM} ergibt sich aus Abbildung 6.69

$$\rho_{BM} (B = 10 \text{ cm}) = 39$$

$$\rho_{BM} (B = 15 \text{ cm}) = 113$$

und durch Interpolation $\rho_{BM} (B = 12 \text{ cm}) = 69$

$T_{Zuk} = 25 \cdot 10^6$ dies entspricht den Annahmen bei der Restlebensdauerberechnung in Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* und Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger* und wird auch bei den folgenden Rechnungen in Kapitel 6.8 *Anwendung der Bruchmechanik auf die Untersuchungen dieser Arbeit (Brücken der ÖBB)* angenommen.

$$I = \frac{(\phi \max \Delta \sigma_{UIC} \sqrt{a_0})^{-3} 10^8 \rho_{BM}}{1,5 T_{Zuk}} = \frac{(84,6 \cdot \sqrt{15})^{-3} \cdot 10^8 \cdot 69}{1,5 \cdot 25} = 5,23 \text{ Jahre}$$

Bei Berechnung mittels FAD und numerischer Integration unter Annahme derselben Rissfortschrittsparameter und Einwirkungen (ohne Spannungen aus Eigengewicht und Eigenspannungen) ergibt sich ein Betriebszeitintervall von 5,0 Jahren.

Bei Ansatz von Spannungen zufolge Eigengewicht und Eigenspannungen, wie dies in Kapitel 6.8.1.1 *Untersuchung des Winkels* für ebendieses Beispiel gezeigt wird, aber ebenfalls unter der Annahme derselben Rissfortschrittsparameter, ist das errechnete Betriebszeitintervall aber nur noch 3,7 Jahre.

Man kann also an Hand dieses Beispiels erkennen, dass die Berechnung nach Ril 805/1999 sehr einfach ist, aber durch die Vernachlässigung des Eigengewichtes nur zu sehr ungenauen Ergebnissen führt und weiters nur für die nach Ril angenommenen Rissfortschrittsparameter gilt.

6.7. Empfehlung zur Vorgehensweise bei der bruchmechanischen Untersuchung alter Brückenbauwerke

Es wird hier die vorgehensweise zur Bestimmung der Restlebensdauer eines Bauteiles mit Riss noch mal zusammengefasst und dann an Hand eines Beispiels (Untergurt des Hauptträgers einer genieteten Vollwandträger-Brücke) vorgeführt.

Zusammenfassung der Vorgangsweise bei der Bewertung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken auf der Grundlage bruchmechanischer Methoden:

- Die kritische Risslänge a_{krit} kann mit Hilfe des FAD (R6) (siehe Kapitel 6.3.2 *Failure Assessment Diagramm (FAD)*) bestimmt werden

$$f_{2,mod}(L_r) = 1 / \sqrt{1 + \frac{L_r^2}{2}}$$

Eingangsparameter sind: a_0 , σ_{vorh} (aus Eigengewicht, Verkehrslast und Eigenspannungen), $Y\left(\frac{a}{W}\right)$, f_{yd} , K_{mat}^{11} (oder δ_{mat} , J_{mat})

Hierbei beschreibt L_r das plastische Materialversagen. Mit Hilfe von Spannungen wird L_r wie folgt berechnet:

$$L_r(a) = \frac{\sigma_{brutto} \cdot W}{f_{yd} \cdot (W - a)}$$

$$\sigma_{brutto} = \sigma_g + \sigma_p$$

Das bruchmechanische Versagen wird durch $K_{r,6}$ beschrieben:

$$K_{r,6}(a) = \frac{\sqrt{\pi \cdot a} \cdot \sigma_{brutto+} \cdot Y(a)}{K_{Ic,d}}$$

$$\sigma_{brutto+} = \sigma_g + \sigma_p + \sigma_{eigen}$$

$$K_{Ic,d} = \frac{K_{Ic}}{\gamma_M}$$

Die Berechnung von L_r und $K_{r,6}$ erfolgt schrittweise von $a = a_0$ bis $a = a_{crit}^{12}$, wobei a_{crit} erreicht wird, wenn $K_{r,6} = f_{2,mod}(L_r)$.

¹¹ K_{mat} soll bedeuten, dass hier entweder der aus dem Versuch ermittelte K_{Ic} -Wert eingesetzt wird, oder der aus Versuchen ermittelte δ oder J Wert auf K_{Ic} umgerechnet wird.

¹² Als Schrittweite wird bei den Berechnungen in diesem Kapitel 1 mm gewählt, da auch die Detektierbarkeit von Anfangsrissen (mit visuellen Verfahren) im mm Bereich liegt.

- Bei Zugrundelegung einer schadensäquivalenten Einstufenbeanspruchung $\Delta\sigma_e$ wird $\Delta K(a_0)$ berechnet

$$\Delta K(a_0) = \Delta\sigma_e \cdot \sqrt{\pi \cdot a_0} \cdot Y\left(\frac{a_0}{W}\right)$$

Bei $\Delta K(a_0) \leq \Delta K_{th}$ tritt kein Risswachstum auf.

Bei $\Delta K(a_0) > \Delta K_{th}$ folgt der nächste Schritt:

- Berechnung der Rissfortschrittslebensdauer aus der Paris-Erdogan Gleichung (siehe Kapitel 6.1.3 *Risswachstum*):

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \rightarrow N = \int_{a_0}^{a_{krit} \text{ bzw. } a_{max}} \frac{da}{C \Delta K^m}$$

Mit numerischer Integration von a_0 bis a_{krit}

$$N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta\sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right]$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1$$

Anmerkung: Bei Einsetzen von $a_{max} \leq a_{krit}$ muss $\Delta K_{max} < \Delta K_c$ (Gültigkeitsbereich der Paris-Erdogan Gleichung) nicht kontrolliert werden, da es automatisch erfüllt wird.

Beispiel Fischbachbrücke:

Als Beispiel wird hier, wie schon im Kapitel 6.1.1.3 *Handbuchlösungen für den Formfaktor $Y(a)$* , die Fischbachbrücke herangezogen. Mit Hilfe des Kataloges von *Hensen* werden für den Querschnitt der Brücke in Feldmitte (siehe Abbildung 6.74) die bruchmechanischen Modelle (Abbildung 6.75 und Abbildung 6.76) bestimmt und für diese die kritische Lastwechselzahl errechnet.

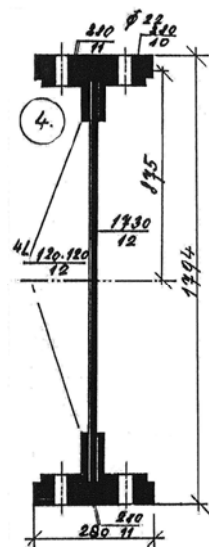


Abbildung 6.74 Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte

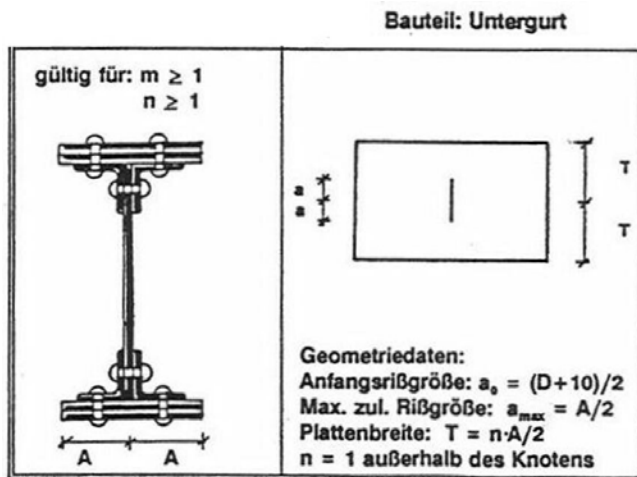


Abbildung 6.75 Maßgebendes Modell für den Untergurt

Die in der Abbildung vorkommenden Parameter:

D... Nietkopfdurchmesser

n... Anzahl der Untergurtlamellen

m... Anzahl der Steglamellen

Der Untergurt der untersuchten Brücke kann also als Platte mit Mittenriß mit den Abmessungen berechnet werden:

$$a_0 = (34 + 10) / 2 = 22 \text{ mm}$$

$$T = 2 \cdot 140 / 2 = 140 \text{ mm}$$

Erklärung zur Berechnung der Plattenbreite:

Beim Reißen einer Lamelle stützen die verbleibenden ungeschädigten Lamellen die geschädigte Lamelle. Durch diese Stützwirkung wird die Rissfortschrittsgeschwindigkeit reduziert. *Stötzel* [aus *Hensen E 6*] und *Roth* [aus *Hensen E 6*] haben diese Stützwirkung untersucht. *Roth* hat einen Ansatz gefunden, bei dem das Verhalten eines mehrlamelligen Querschnittes durch eine einzelne Platte, mit einer um den Faktor der Lamellenanzahl vergrößerten Plattenbreite konservativ beschrieben werden kann.

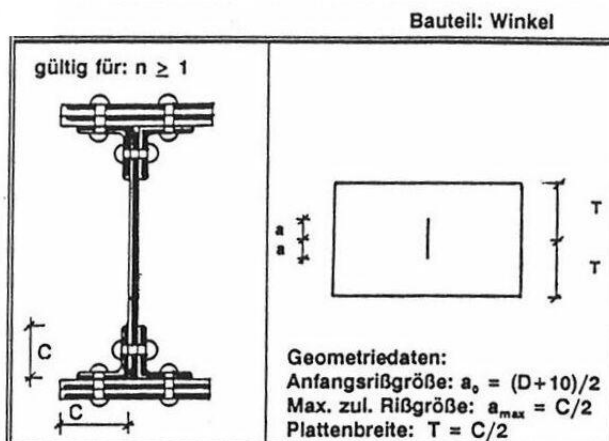


Abbildung 6.76 Maßgebendes Modell für den Winkel

Mittentriss

$$a_0 = (34 + 10) / 2 = 22 \text{ mm}$$

$$T = 120 / 2 = 60 \text{ mm}$$

Man kann erkennen, dass das bruchmechanische Ersatzmodell des Winkels gegenüber jenem des Untergurtes bei diesem Querschnittstyp immer maßgebend ist, da dieselbe Anfangsriszlänge angenommen werden muss, und die Plattenbreite des Winkels nicht größer als jene des Untergurtes werden kann.

Die folgenden Berechnungen werden aber trotzdem für den Untergurt durchgeführt. Da für den Winkel bei diesem Beispiel kein sicheres Betriebszeitintervall bestimmt werden kann, wird die Vorgangsweise an Hand des Untergurtes dargestellt.

Die Werkstoffkennwerte und die einwirkenden Lasten können der Tabelle 6.6 und Tabelle 6.7 entnommen werden.

Die Berechnung erfolgt ohne und mit Eigenspannungen. Für die Eigenspannungen werden (wie bei *Stötzel*, siehe Kapitel 6.1.3.2 *Einfluss der Eigenspannungen auf den Rissfortschritt*) folgende Annahmen getroffen:

$$\sigma_{eigen} = 0,1 \cdot f_{yk} = 23,5 \text{ N/mm}^2$$

Die Berechnung von a_{krit} erfolgt mit FAD, die Berechnung der Tabellenwerte erfolgt analog den in diesem Kapitel vorangegangenen Beispielen und wird deswegen hier nicht näher erläutert:

Für den Untergurt

a [mm]	Mittentriss, Y(a) nach Irwin Ohne Eigenspannungen				Mittentriss, Y(a) nach Irwin $\sigma_{eigen,1} = 0,1 \cdot f_{yk} = 23,5 \text{ N/mm}^2$			
	Y nach Irwin	$K_{r6}=K_I/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{krit} [mm]	Y nach Hirt	$K_{r6}=K_I/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{krit} [mm]
22	1,01342165	0,86	0,87		1,01342165	1,01	0,87	
23	1,01473917	0,88	0,87	23				

Tabelle 6.30

Bei der Berechnung des Untergurtes ohne Eigenspannungen wird eine kritische Riszlänge erhalten, die nur um einen Millimeter größer ist als die Anfangsriszlänge, bei Annahme von Eigenspannungen ist die kritische Riszlänge kleiner als die Anfangsriszlänge ($f_2(a_0) < K_{r6}(a_0)$). Die Berechnung des Winkels erfolgt analog, in beiden Fällen sind die kritischen Riszlängen kleiner als die Anfangsriszlängen.

Die Berechnung der Lebensdauer erfolgt wie in Kapitel 6.1.3 beschrieben mit der

$$\text{Formel } N_{ij} = \frac{1}{C \cdot \alpha \cdot \pi^{m/2} \cdot Y^m \cdot \Delta \sigma^m \cdot a_i^\alpha} \left[1 - \left(\frac{a_i}{a_j} \right)^\alpha \right]; \text{ mit } \alpha = \frac{m}{2} - 1.$$

$Y(a)$ ist variabel in Abhängigkeit von der Rissgröße a , N_{ij} wird also schrittweise mit den entsprechenden Werten von $Y(a)$ berechnet.

Untergurt, Mittenriss, $Y(a)$ nach Irwin, Ohne Eigenspannungen			
a	22	22,5	23
Y(a _j)	1,01342165	1,01407186	1,01473917
[Y(a _j)+Y(a _i)]/2		1,01374676	1,01440552
N _{ij}		1160,93732	1120,68571
Σ N _{ij}		1160,93732	2281,62303

Tabelle 6.31

Man kann erkennen, dass für die Fischbachbrücke der Betriebszeitintervallnachweis mit den hier zugrunde gelegten Rissfortschrittsparametern für Spannungen nach dem Lastmodell 71, ϕ_2 , $\alpha = 1$ nach EN 1991-2/2004 [B 4] nicht erbracht werden kann.

6.8. Anwendung der Bruchmechanik auf die Untersuchungen dieser Arbeit (Brücken der ÖBB)

Eine allgemeine Aussage über das Betriebszeitintervall einer genieteten Brücke aus Stahl, deren Erbauungsjahr bekannt ist, ist, wie die vorangegangenen Kapitel deutlich erkennen lassen, kaum möglich. Der Betriebszeitintervallnachweis und der Restlebensdauernachweis auf bruchmechanischer Basis, sind stark von der Konstruktion abhängig, Diagramme oder einfache Gesetzmäßigkeiten unabhängig vom Querschnitt, wie sie in den vorangegangenen Kapiteln (Kapitel 2 *Zusammenfassung der Ergebnisse der Untersuchungen für die ÖBB [E 10]*, Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* und Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*) zu sehen sind, sind nicht möglich. D.h. es gibt keinen linearen Zusammenhang zwischen den Eingangsgrößen, diese sind der „vorhandene“ Spannungszustand (der aus dem Erbauungsjahr, der alten und der neuen Norm für die Feldmitte einer bestehenden Brücke berechnet wird) und die Anfangsrisllänge, und dem erwünschten Ergebnis, nämlich den Abmessungen die mindestens vorhanden sein müssen, damit noch kein Versagen auftritt. Die Geometrie des untersuchten Bauteiles, z.B. die des Winkels bei einem typischen Querschnitt einer Vollwandbalkenbrücke (siehe Abbildung 6.78), muss zur Bestimmung der kritischen Risllänge bekannt sein.

Wie in den bisherigen Untersuchungen zur Tragfähigkeit und zur Ermüdungsfestigkeit festgestellt wurde, bedürfen vor allem Vollwandbalkenbrücken mit Stützweiten unter 20 m oder auch Fahrbahnträger einer näheren Untersuchung. Die typischen Querschnitte für Vollwandbalkenbrücken und Fahrbahnträger, wie sie im Folgenden untersucht werden, kann man in der Abbildung 6.77 und Abbildung 6.78 sehen.

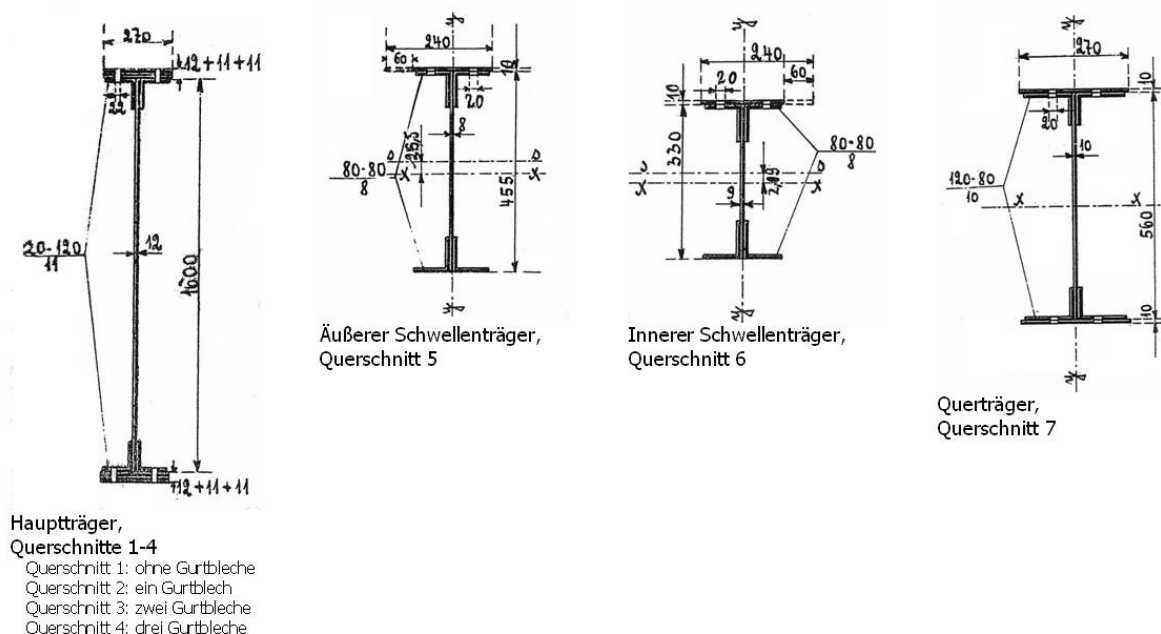


Abbildung 6.77 Querschnitte der Trattenbachbrücke (Hauptträger, Längsträger und Querträger)

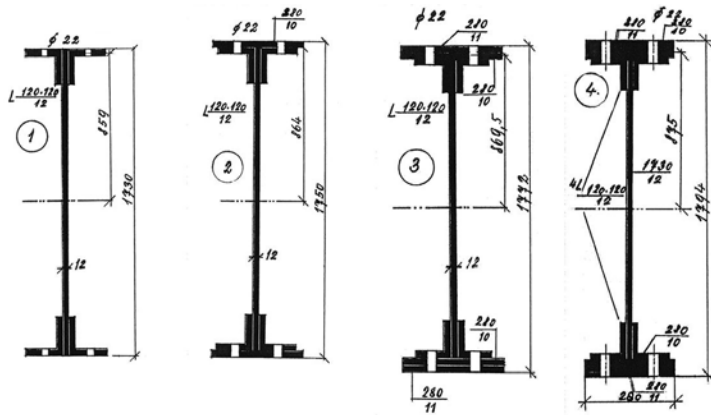


Abbildung 6.78 Querschnitte der Hauptträger der Fischbachbrücke

Bei diesen Querschnitten müssen bruchmechanische Ersatzmodelle des Winkels untersucht werden (siehe *Hensen* [E 6] oder Rechnung Fischbachbrücke im vorangegangenen Beispiel), ein Riss in einer Untergurtlamelle kann gegenüber einem Riss im Winkel nicht maßgebend werden (der Ausfall einer eventuell verdeckten Untergurtlamelle durch einen unentdeckten Riss muss gesondert untersucht werden).

Für einen Winkel mit einem Nietloch, dessen Abmessungen bekannt sind (das beinhaltet auch die Abmessungen des Nietes), kann für einen vorhandenen Spannungszustand in Feldmitte, der sich aus dem Baujahr ergibt (berechnet aus den Lastenzügen der alten Normen und der neuen Normen, wie schon zur Berechnung der Restlebensdauer in Kapitel 5.1.2.1 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen*), auf ein zu erwartendes Betriebszeitintervall geschlossen werden (siehe Kapitel 6.8.1.1 *Untersuchung des Winkels*). Die Feldmitte kann nur dann als maßgebende Stelle für das Winkelprofil angesetzt werden, wenn über die gesamte Brückenlänge das gleiche Winkelprofil verwendet wurde. Als Grundlage für diese Untersuchungen werden die Kataloge von *Hensen* [E 6] verwendet, hierbei kann für den Winkel (dreidimensionales System) als bruchmechanisches Modell eine zugbeanspruchte Platte angesetzt werden (zweidimensionales System), die maximale Rissgröße des Winkels kann nicht größer als ein Winkelschenkel sein, da ein weiterwachsen des Risses über einen Schenkel hinaus in Versuchen ausgeschlossen werden konnte. Eine Erklärung hierfür ist die Seigerungszone im Ausrundungshalbmesser, die zu einem sehr schnellen Risswachstum führt, wodurch es zu plötzlichem Versagen kommt, wenn der Riss den Ausrundungshalbmesser erreicht.

6.8.1. Hauptträger

6.8.1.1. Untersuchung des Winkels

Die folgenden Untersuchungen sollen die Frage beantworten, ob bei den hier getroffenen, auf der sicheren Seite liegenden Annahmen für die Betriebszeitintervallberechnung auf bruchmechanischer Basis eine Verbesserung gegenüber dem Restlebensdauernachweis (Ermüdungsnachweis) zu erwarten ist. Beim Ermüdungsnachweis für die Hauptträger genieteteter Brücken mit Stützweiten < 20 m im Kapitel Ermüdung, wurde oftmals eine Restlebensdauer von weniger als 15 Jahren ermittelt. Für diese Fälle empfiehlt die Ril 805/1999 [B 13] eine bruchmechanische Betriebszeitintervallbestimmung, bei welcher ein sicheres Intervall zwischen den Brückenhauptprüfungen festgelegt wird. Ausgangspunkt dieser Rechnung ist ein fiktiver Riss, der bei der ersten Prüfung gerade noch nicht entdeckt werden konnte (man nimmt an, dass Risse > 5 mm bei einer visuellen Prüfung entdeckt werden können), für diesen fiktiven Riss wird nun die Lastwechselzahl berechnet, bis der Riss soweit angewachsen ist, dass Versagen des Bauteils eintritt. Diese Lastwechselzahl führt zum sicheren Betriebszeitintervall, die Vorgehensweise ist wie beim Beispiel Fischbachbrücke beschrieben.

Es werden die Winkel des Untergurtes von Vollwandträgerbrücken mit Stützweiten < 20 m untersucht. Die Berechnungen erfolgen exemplarisch für den Lastenzug N der BE 1934. Als Materialparameter werden die folgenden Werte verwendet:

Werkstoffkennwerte:	
f_{yk} [N/mm ²] für St 37 nach BE 1934	235
für St 52 nach BE 1934	360
$\gamma_{M0,1}$	1,15
K_{Ic} [N/mm ^{3/2}]	1500
ΔK_{th} [N/mm ^{3/2}]	60
$\gamma_{Mf,1}$	1,1
Rissfortschrittsparameter:	
m	3
C	$4 \cdot 10^{-13}$
$\gamma_{Mf,2}$	1,0

Tabelle 6.32

Neben den Werkstoffkenngrößen sind die wichtigsten Eingangsgrößen bei der Berechnung des Betriebszeitintervalles die Spannungen im Winkel. Um eine möglichst allgemeine Aussage treffen zu können, die sich nicht auf einen bestimmten Querschnitt beschränkt, müssen die Spannungen am Tragwerk bestimmt werden ohne Querschnittswerte zu kennen. Man bedient sich dabei den zulässigen Spannungen aus den „alten“ Normen und dem Vergleich der Momente aus den Lastenzügen der alten Normen mit den Momenten aus dem Lastmodell 71:

Es wird davon ausgegangen, dass die bestehenden Brücken nach den jeweils zur Zeit der Entstehung gültigen Normen berechnet wurden, in diesem Fall die BE 1934 [B 20]. Der Nachweis nach den Normen die auf einem deterministischen Sicherheitskonzept aufgebaut sind, erfolgt in der Form $\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \cdot \sigma_{vorh}$ ergibt sich aus der nach der „alten“ Norm für den Ermüdungsnachweis anzusetzenden äußeren Belastung (siehe Kapitel Ermüdung). σ_{zul} kann in Abhängigkeit von κ den Normen entnommen werden, weiters können die Momente $\phi M_{\max p,UIC}$ als bekannt angenommen werden. Zur Berechnung der Spannungen $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ wird also wie folgt vorgegangen.

$$\sigma_{vorh,alt} = \sigma_{g,alt} + \varphi_{alt} \sigma_{p,alt}$$

Dies gilt für BE 1934 nur für den Nachweis der Hauptlasten und nur unter der Voraussetzung, dass die Spannungen aus dem Trogbückennachweis, zufolge Wärmeeinwirkung und zufolge Nebenspannungen Null gesetzt werden können.

$$\Delta \sigma_{vorh,alt} = (\sigma_{\max g,alt} + \varphi_{alt} \sigma_{\max p,alt}) - (\sigma_{\min g,alt} + \varphi_{alt} \sigma_{\min p,alt})$$

$$\sigma_{\max g,alt} = \sigma_{\min g,alt} \Rightarrow \Delta \sigma_{vorh,alt} = \varphi_{alt} \sigma_{\max p,alt} - \varphi_{alt} \sigma_{\min p,alt}$$

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \phi \sigma_{\max p,UIC} - \phi \sigma_{\min p,UIC}$$

Für eine Einfeldträgerbrücke können für die Hauptträger die maximalen Momente zufolge der Lastenzüge und dem dynamischen Beiwert als bekannt angenommen werden (siehe Kapitel Dynamischer Beiwert), die minimalen Momente sind in diesem Fall gleich Null. Daraus folgt, dass auch die minimalen Spannungen ($\varphi_{alt} \sigma_{\min p,alt}$, $\phi \sigma_{\min p,UIC}$) gleich Null sind. Wird nun für $\Delta \sigma_{vorh,alt} \Rightarrow \Delta \sigma_{zul,alt}$ eingesetzt, kann $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ ausgerechnet werden.

$$\frac{\Delta \sigma_{zul,alt}}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}} = \frac{\Delta \sigma_{vorh,alt}}{\phi \max \Delta \sigma_{UIC}} = \frac{\varphi_{alt} \sigma_{\max p,alt}}{\phi \sigma_{\max p,UIC}} = \frac{\varphi_{alt} M_{\max p,alt}}{\phi M_{\max p,UIC}}$$

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \Delta \sigma_{zul,alt} \frac{\phi M_{\max p,UIC}}{\varphi_{alt} M_{\max p,alt}}$$

$\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ ist die maximale Spannungsspanne unter dem Lastbild UIC 71 bei Einbeziehung des dynamischen Beiwertes mit dem Sicherheitsbeiwert 1.

Um nun die Spannungen aus dem Eigengewicht zu berechnen, wird das Verhältnis der Momente aus dem Eigengewicht zu den Momenten aus dem Lastmodell 71

($M_g / \phi M_{\max p, UIC}$) benötigt, beides ist in Abhängigkeit von der Stützweite bekannt (siehe Kapitel 2.1 *Einwirkungen*).

Die Eigenspannungen werden mit 10 % der Fließgrenze angesetzt ($\sigma_{\text{eigen}} = 0,1 \cdot f_{yk} = 23,5 \text{ N/mm}^2$). Zur Einschätzung des Einflusses werden auch Berechnungen ohne Eigenspannungen durchgeführt.

Eine Kontrolle dieser Spannungsberechnung an Hand dreier genieteter Vollwandträgerbrücken (Fischbachbrücke, Trattenbachbrücke, Brücke Strecke Stainach Schärding) mit bekannten Querschnitten ist in der folgenden Tabelle zu sehen. Die Momente und Spannungen werden in Feldmitte berechnet. Die Brücke über den Trattenbach und die Brücke auf der Strecke Stainach Schärding liegen in der Kurve und haben deswegen eine geneigte Gleisachse. Die einwirkenden Lasten können also nicht gleichmäßig auf beide Hauptträger verteilt werden, sondern entsprechend den Geometrieverhältnissen. Zusätzlich wirken Fliehkräfte. Bei der Brücke Stainach-Schärding haben der äußere und der innere Träger unterschiedliche Dimensionen, da die Schwellen direkt auf den Hauptträgern gelagert sind (siehe Abbildung 6.79 Querschnitt der Brücke Stainach-Schärding).

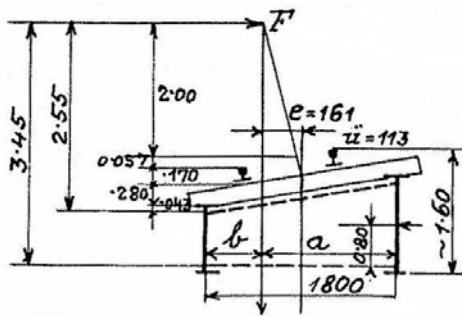


Abbildung 6.79 Querschnitt der Brücke Stainach-Schärding

	Fischbachbrücke	Trattenbachbrücke, R=350 m		Brücke Stainach- Schärding, R=550 m	
		Äußerer Träger	Innerer Träger	Äußerer Träger	Innerer Träger
Stützweite	18,79 m	16,08 m		9,0 m	
Lastenzug laut Statik	BE 1934 Lastenzug E, ϕ_1 (Schwellen auf den Hauptträgern ohne Schienenstöße)	Verordnung 1904, Lastenzug I		Verordnung 1904, Österreichischer N-Zug	
Spannungsberechnung aus zulässigen Spannungen ohne Querschnittswerte $\phi \max \Delta \sigma_{UIC, ohne Querschnittswerte}$ [N/mm ²]	120,7	126,89		86,07	
Moment zufolge LM71 nach EN 1991-2, $\alpha = 1$, ϕ_2 für das Gesamtsystem [kNm]	6387	4974		2065	
Multiplikationsfaktor zur Aufteilung auf den äußeren und inneren Träger (aus der Geometrie)	0,5	0,488	0,512	0,394	0,606
Moment zufolge LM71 nach EN 1991-2, $\alpha = 1$, ϕ_2 pro Träger [kNm]	3194	2427	2545	814	1251
Widerstandsmoment des Nettoquerschnittes [cm ³] (nach Abzug aller Löcher)	26409	23585		14037	13307
Spannungsberechnung konventionell $\phi \max \Delta \sigma_{UIC, konventionell}$ [N/mm ²]	120,93	102,9	107,9	58,0	94,01
Fehler bei Berechnung ohne Querschnittswerte	- 0,2 %	23,3 %	17,6 %	48,4 %	- 8,5 %

Tabelle 6.33

An Hand der Tabelle kann man erkennen, dass bei der Fischbachbrücke (gerade Brücke), die Werte der Spannungsberechnungen aus dem Moment aus LM 71 und den Querschnittswerten mit der Spannungsberechnung aus den zulässigen Spannungen der alten Normen sehr gut übereinstimmen. Bei den zwei anderen Brücken, die beide in der Kurve liegen ist die Übereinstimmung nicht mehr so gut, da die Vergleichswerte nicht unter Einbeziehung der Fliehkraft berechnet wurden (diese Arbeit beschränkt sich auf gerade Brücken, eine mögliche weiterführende Arbeit könnte eine Erweiterung auf Brücken in der Kurve beinhalten). Die größten Abweichungen ergeben sich bei der Brücke Strecke Stainach-Schärding, durch die unterschiedlich hohen Träger, die Trägerabmessungen sind hierbei weniger den aufzunehmenden Spannungen als der erwünschten Geometrie angepasst.

Werden die Fliehkkräfte bei der Spannungsrechnung aus den zulässigen Spannungen und bei der konventionellen Spannungsberechnung mit einbezogen, ergeben sich für

die maßgebenden Träger (äußerer Träger bei der Trattenbachbrücke, innerer Träger bei der Brücke Strecke Stainach Schärding) der beiden untersuchten Brücken bessere Übereinstimmungen (siehe nachfolgende Tabelle). Interessanterweise ist die Übereinstimmung am besten, wenn nur bei der konventionellen Spannungsberechnung die Fliehkräfte berücksichtigt werden. Es soll hier aber nicht näher darauf eingegangen werden, eine detaillierte Untersuchung wäre nötig um eine genaue Aussage treffen zu können.

	Trattenbachbrücke, R=350 m	Brücke Stainach-Schärding, R=550 m	
	Äußerer Träger	Äußerer Träger	Innerer Träger
Stützweite	16,08 m	9,0 m	
Lastenzug laut Statik	Verordnung 1904, Lastenzug I	Verordnung 1904, Österreichischer N-Zug	
Spannungsberechnung aus zulässigen Spannungen ohne Querschnittswerte unter Berücksichtigung der Fliehkraft $\phi \max \Delta \sigma_{UIC, ohne Querschnittswerte}$ [N/mm ²]	109,45	72,56	102,80
Spannungsberechnung konventionell unter Berücksichtigung der Fliehkraft nach B 4003/1984 $\phi \max \Delta \sigma_{UIC, konventionell}$ [N/mm ²]	119,95	64,57	83,36
Fehler bei Berechnung ohne Querschnittswerte unter Einbeziehung der Fliehkraft bei beiden Spannungsberechnungen	-8,75 %	12,4 %	23,3 %
Fehler bei Berechnung ohne Querschnittswerte unter Einbeziehung der Fliehkraft nur bei der konventionellen Spannungsberechnungen	5,79 %	33,3 %	3,3 %

Tabelle 6.34

Zur Untersuchung kommen gleichschenkelige Winkel von 100 mm bis 200 mm, die Nietgröße wird der Größe des Winkels angepasst und liegt zwischen 20 und 29 mm. Eine sehr häufig verwendete Winkelgröße ist 120 mm, die drei in dieser Arbeit untersuchten Vollwandträgerbrücken haben Winkel dieser Dimension (siehe nachfolgende Tabelle).

Koch [A 32] gibt Richtwerte für die Breite der Gurtschenkel von Vollwand Nietträgerbrücken in Abhängigkeit von der Trägerhöhe an:

Schenkelbreite $b \approx h_0/40 + 60$ mm, $b \geq 80$ mm

Stegblechhöhe h_0 für Balken auf zwei Stützen St 37: $h_0 \approx l/10 - l/15$

Die Winkelgrößen für Brücken bis 20 m Stützweite sind laut *Koch* zwischen 80 und 110 mm. Um den Einfluss der Winkelgröße auf die bruchmechanischen Untersuchungen besser erkennen zu können, werden trotzdem auch Winkel mit größeren Abmessungen bis 200 mm untersucht, obwohl diese an vorhandenen Brücken der untersuchten Stützweiten eher nicht anzutreffen sind.

	Fischbachbrücke	Trattenbachbrücke	Brücke Strecke Stainach - Schärding
Stützweite [m]	18,79	16,08	9,0
Winkel des Hauptträgers [mm]	120x120x12	120x120x11	120x120x11
Niet am Winkel [d in mm]	22	22	22

Tabelle 6.35

Die Tabelle 6.39 und Tabelle 6.40 zeigen die Ergebnisse für Winkel mit den Abmessungen 120x120 mm und Nieten mit $d = 20$ mm für den Lastenzug N der BE 1934 und die unterschiedlichen dynamischen Beiwerte $\varphi_3, \varphi_2, \varphi_1, \varphi_0$ unter Berücksichtigung von Eigenspannungen. Für eine Zeile der Tabelle 6.39 (Stahlgüte St 37, Stützweite 18 m) werden die Berechnungsschritte im Folgenden dargelegt.

- Beispielrechnung: Erläuterung der Vorgangsweise zur Berechnung der Werte in der Tabelle 6.39 an Hand eines Beispiels;
Winkel 120x120 mm, Niet $d = 20$ mm ($a_0 = 20/2 + 5 = 15$ mm), Belastung N , φ_3 , Stahlgüte St 37, Stützweite 18 m

Die folgende Tabelle beinhaltet die Parameter, die zur Berechnung der kritischen Risslänge und der kritischen Lastwechselzahl benötigt werden. Es sind dies die Momente und zulässigen Spannungen der alten Norm (hier der BE 1934 [B 20]), sowie die Momente der neuen Norm, folglich zufolge LM 71 laut ÖNORM EN 1991-2 [B 4], die zur Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi_{\max} \Delta \sigma_{UIC}$ erforderlich sind. Weiters die Momente zufolge Eigengewicht.

		BE 1934 / N , φ_3	EN 1991-2/2004, ϕ_2
		Flussstahl St 37, Ohne Schotterbett	
			FLS
			$\alpha = 1$
Momente [kNm]			
	M_G	871	871
	$\varphi \cdot M_Q$ bzw. $\phi \cdot M_Q$	8962	5967
Spannungsverhältnis κ		0,09	0,13
Materialkennwerte [kN/cm ²]			
σ_{zul}	nach BE 1934 [B 20]	14	-
$zul \Delta \sigma_{alt}$		12,7	
f_{yk}	nach ONR 24008/2006 [B 28]	-	23,5

Tabelle 6.36

Die Berechnung der maximalen Spannungsdifferenz $\phi \max \Delta \sigma_{UIC}$ erfolgt wie in Kapitel 4.3.1.1 *Vergleichsrechnung - Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen mit Hilfe der Ril 805/1999* beschrieben:

$$\phi \max \Delta \sigma_{UIC} = \Delta \sigma_{zul,alt} \frac{\phi M_{\max p,UIC}}{\phi_{alt} M_{\max p,alt}} = 12,7 \cdot \frac{5967}{8962} = 8,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_g = \kappa \cdot \phi \max \Delta \sigma_{UIC} = 1,22 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eigen} = 0,1 \cdot f_{yd} = 2,04 \text{ kN/cm}^2$$

Es folgt die Berechnung von a_{krit} mittels FAD und die Berechnung der Lastspielzahl N mit schrittweiser Integration:

Bestimmung von a_{krit} mit FAD:

Mittenriss, Y(a) nach Irwin				
a [mm]	Y nach Irwin	$K_{r6}=K_I/K_{mat}$	$f_{2,mod}(L_r)$	a_{crit} [mm]
15	1,03627156	0,61	0,91	
16	1,04179905	0,63	0,91	
...				
25	1,11647243	0,85	0,87	25
26	1,12813718	0,87	0,86	

Tabelle 6.37

Bestimmung von N :

Mittenriss, Y(a) nach Irwin					
a [mm]	15	16	17	...	25
Y(a _j)	1,03627156	1,04179905	1,04780944		1,11647243
[Y(a _j)+Y(a _i)]/2		1,03903531	1,04480425		1,11102971
N _{ij}		11117,391	9954,68243		4573,99494
∑ N _{ij}		11117,391	21072,0734		73154,672

Tabelle 6.38

Das Betriebszeitintervall I ergibt sich aus der kritischen Lastwechselzahl N_{krit} durch Division der jährlichen Lastwechsel. Analog den Berechnungen der Restlebensdauer in Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* und Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger* werden auch hier 20 000 LW pro Jahr angenommen.

$$I = \frac{73155}{20000} = 3,7 \text{ Jahre}$$

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm							
Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 3, St 37				BE 1934 / N, phi 3, St 52		
	Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	16	2927	0,1	-	0	0,0	
2	18	10266	0,5	-	0	0,0	
3	17	6867	0,3	-	0	0,0	
4	17	7590	0,4	-	0	0,0	
5	19	15882	0,8	-	0	0,0	
6	19	17292	0,9	-	0	0,0	
7	20	23136	1,2	-	0	0,0	
8	22	34641	1,7	-	0	0,0	
9	22	37303	1,9	-	0	0,0	
10	23	45138	2,3	15	0	0,0	
12	25	65087	3,3	16	3788	0,2	
14	25	69437	3,5	17	7660	0,4	
16	25	68599	3,4	16	3993	0,2	
18	25	73155	3,7	17	8070	0,4	
20	25	78598	3,9	17	8671	0,4	

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm							
Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 2, St 37				BE 1934 / N, phi 2, St 52		
	mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	-	0	0,0	-	0	0,0	
2	-	0	0,0	-	0	0,0	
3	15	0	0,0	-	0	0,0	
4	16	3221	0,2	-	0	0,0	
5	17	7131	0,4	-	0	0,0	
6	17	7825	0,4	-	0	0,0	
7	19	16289	0,8	-	0	0,0	
8	20	22847	1,1	-	0	0,0	
9	21	28309	1,4	-	0	0,0	
10	22	35696	1,8	-	0	0,0	
12	23	49281	2,5	15	0	0,0	
14	24	57528	2,9	16	3571	0,2	
16	24	57550	2,9	15	0	0,0	
18	24	62056	3,1	16	3853	0,2	
20	25	71826	3,6	16	4180	0,2	

Tabelle 6.39

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm							
Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 1, St 37				BE 1934 / N, phi 1, St 52		
	durchgehende Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	-	0	0,0	-	0	0,0	
2	-	0	0,0	-	0	0,0	
3	-	0	0,0	-	0	0,0	
4	-	0	0,0	-	0	0,0	
5	-	0	0,0	-	0	0,0	
6	-	0	0,0	-	0	0,0	
7	-	0	0,0	-	0	0,0	
8	15	0	0,0	-	0	0,0	
9	16	5025	0,3	-	0	0,0	
10	16	5651	0,3	-	0	0,0	
12	18	19733	1,0	-	0	0,0	
14	19	27482	1,4	-	0	0,0	
16	18	21947	1,1	-	0	0,0	
18	19	30394	1,5	-	0	0,0	
20	19	33345	1,7	-	0	0,0	

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm							
Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 0, St 37				BE 1934 / N, phi 0, St 52		
	durchgehende Bettung, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	-	0	0,0	-	0	0,0	
2	-	0	0,0	-	0	0,0	
3	-	0	0,0	-	0	0,0	
4	-	0	0,0	-	0	0,0	
5	-	0	0,0	-	0	0,0	
6	-	0	0,0	-	0	0,0	
7	-	0	0,0	-	0	0,0	
8	-	0	0,0	-	0	0,0	
9	-	0	0,0	-	0	0,0	
10	15	0	0,0	-	0	0,0	
12	16	5932	0,3	-	0	0,0	
14	17	12332	0,6	-	0	0,0	
16	16	6590	0,3	-	0	0,0	
18	17	13622	0,7	-	0	0,0	
20	17	14936	0,7	-	0	0,0	

Tabelle 6.40

- Vergleich zwischen den dynamischen Beiwerten:

Die Tabellen lassen erkennen, dass für den dynamischen Beiwert φ_3 , also für den Fall, dass Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt, Quer- oder Längsträgern befestigt sind, bessere Werte erhalten werden als für den dynamischen Beiwert φ_0 , bei welchem eine durchgehende Bettung vorhanden ist. Diese Ergebnisse sind auch in den Kapiteln 2.3 *Tragfähigkeit* und Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* zu beobachten, entsprechen aber nicht den Erfahrungen in der Praxis, da bei Brücken mit Schotterbett die Lasten besser verteilt werden als bei Brücken ohne Schotterbett. Rechnerisch führt allerdings der relativ hohe Sicherheitsbeiwert von Schotterbett in den neuen Normen, zu den für Schotterbett schlechteren Ergebnissen.

- Vergleich zwischen St 37 und St 52 der BE 1934:

St 52 ergibt gegenüber St 37 schlechtere Ergebnisse, auch das entspricht den Resultaten im Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*.

Da nach den alten Normen für die höhere Stahlsorte bessere Werte angesetzt wurden, konnten kleinere Querschnitte verwendet werden, beim bruchmechanischen Nachweis werden aber auf der sicheren Seite liegend für St 37 und St 52 der BE 1934 dieselben bruchmechanischen Kennwerte eingesetzt, dadurch ergibt St 52 kleinere Betriebszeitintervalle als St 37.

- Vergleich der Stützweiten:

Wie schon in den Kapiteln 2.3 *Tragfähigkeit* und Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger* kann man auch bei der bruchmechanischen Untersuchung erkennen, dass kleinere Stützweiten zu schlechteren Ergebnissen führen. Der Grund hierfür ist die Entwicklung der Lastmodelle. Beim Vergleich der Momente aus Lastmodell 71 mit den Momenten aus den Lastenzügen der alten Normen kann man den meisten Anstieg im Bereich kleiner Stützweiten feststellen.

- Vergleich zwischen unterschiedlichen Winkel- und Nietgrößen:

Die folgenden Tabellen (Tabelle 6.41 bis Tabelle 6.43) zeigen drei verschiedene Winkelgrößen.

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 100 x 100 mm Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 3, St 37				BE 1934 / N, phi 3, St 52		
	Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	15	0	0,0	-	0	0,0	
2	16	3595	0,2	-	0	0,0	
3	16	3426	0,2	-	0	0,0	
4	16	3787	0,2	-	0	0,0	
5	17	8272	0,4	-	0	0,0	
6	18	12780	0,6	-	0	0,0	
7	19	18130	0,9	-	0	0,0	
8	20	25189	1,3	-	0	0,0	
9	20	27125	1,4	-	0	0,0	
10	21	34217	1,7	-	0	0,0	
12	23	51904	2,6	16	3582	0,2	
14	23	55373	2,8	16	3821	0,2	
16	22	50203	2,5	15	0	0,0	
18	23	58338	2,9	16	4026	0,2	
20	23	62679	3,1	16	4326	0,2	

Tabelle 6.41

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 3, St 37				BE 1934 / N, phi 3, St 52		
	Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	16	2927	0,1	-	0	0,0	
2	18	10266	0,5	-	0	0,0	
3	17	6867	0,3	-	0	0,0	
4	17	7590	0,4	-	0	0,0	
5	19	15882	0,8	-	0	0,0	
6	19	17292	0,9	-	0	0,0	
7	20	23136	1,2	-	0	0,0	
8	22	34641	1,7	-	0	0,0	
9	22	37303	1,9	-	0	0,0	
10	23	45138	2,3	15	0	0,0	
12	25	65087	3,3	16	3788	0,2	
14	25	69437	3,5	17	7660	0,4	
16	25	68599	3,4	16	3993	0,2	
18	25	73155	3,7	17	8070	0,4	
20	25	78598	3,9	17	8671	0,4	

Tabelle 6.42

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 200 x 200 mm Niet d = 29 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 3, St 37				BE 1934 / N, phi 3, St 52		
	Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	0	0	0,0	0	0	0,0	
2	0	0	0,0	0	0	0,0	
3	0	0	0,0	0	0	0,0	
4	0	0	0,0	0	0	0,0	
5	0	0	0,0	0	0	0,0	
6	0	0	0,0	0	0	0,0	
7	0	0	0,0	0	0	0,0	
8	0	0	0,0	0	0	0,0	
9	0	0	0,0	0	0	0,0	
10	28	0	0,0	0	0	0,0	
12	31	11238	0,6	0	0	0,0	
14	37	43211	2,2	0	0	0,0	
16	36	38982	1,9	0	0	0,0	
18	37	45525	2,3	0	0	0,0	
20	37	48912	2,4	0	0	0,0	

Tabelle 6.43

Wie zu erwarten, führen größere Winkelabmessungen bei gleichbleibender Nietgröße zu besseren Ergebnissen (Vergleich Tabelle 6.40 und Tabelle 6.42), wenn sich aber nicht nur der Winkel sondern auch der Niet vergrößern, kann das auch zu schlechteren Ergebnissen führen (Vergleich Tabelle 6.40 und Tabelle 6.43).

- Vergleich mit und ohne Eigenspannungen:

In den folgenden Tabellen (Tabelle 6.44 und Tabelle 6.45) ist das Betriebszeitintervall für einen Winkel mit den Abmessungen 120x120 zu sehen, einmal unter Einbeziehung von Eigenspannungen ($\sigma_{eigen} = 0,1 \cdot f_{yk} = 23,5 \text{ N/mm}^2$) und einmal ohne Eigenspannungen.

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm Niet d = 20 mm							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 3, St 37				BE 1934 / N, phi 3, St 52		
	Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	16	2927	0,1	-	0	0,0	
2	18	10266	0,5	-	0	0,0	
3	17	6867	0,3	-	0	0,0	
4	17	7590	0,4	-	0	0,0	
5	19	15882	0,8	-	0	0,0	
6	19	17292	0,9	-	0	0,0	
7	20	23136	1,2	-	0	0,0	
8	22	34641	1,7	-	0	0,0	
9	22	37303	1,9	-	0	0,0	
10	23	45138	2,3	15	0	0,0	
12	25	65087	3,3	16	3788	0,2	
14	25	69437	3,5	17	7660	0,4	
16	25	68599	3,4	16	3993	0,2	
18	25	73155	3,7	17	8070	0,4	
20	25	78598	3,9	17	8671	0,4	

Tabelle 6.44

Berechnung des Betriebszeitintervalles I							
Mittenriss							
BE 1934							
Geometriedaten: L 120 x 120 mm Niet d = 20 mm ohne Eigenspannungen							
Stützweite [m]	BE 1934 / N, phi 3, St 37				BE 1934 / N, phi 3, St 52		
	Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern						
	kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]		kritische Risslänge a_{krit} [mm]	kritische Lastwechselzahl N_{krit}	Betriebszeitintervall bei 20 000 LW pro Jahr I [Jahren]
1	19	10030	0,5	-	0	0,0	
2	21	17797	0,9	-	0	0,0	
3	20	14799	0,7	-	0	0,0	
4	21	18746	0,9	-	0	0,0	
5	23	26498	1,3	15	0	0,0	
6	23	28851	1,4	16	1932	0,1	
7	24	34940	1,7	17	4111	0,2	
8	26	46126	2,3	18	6858	0,3	
9	27	52125	2,6	19	9372	0,5	
10	28	60103	3,0	20	12349	0,6	
12	30	80749	4,0	22	19789	1,0	
14	30	86146	4,3	22	21112	1,1	
16	30	85106	4,3	22	20857	1,0	
18	30	90758	4,5	22	22242	1,1	
20	30	97512	4,9	23	26157	1,3	

Tabelle 6.45

Bei der Berechnung ohne Eigenspannungen ergeben sich erwartungsgemäß etwas bessere Ergebnisse (siehe Kapitel 6.4.2 *Einflussgrößen auf das Risswachstum*), auf der sicheren Seite liegend sollten aber auf jeden Fall Eigenspannungen angesetzt werden.

- Vergleich mit Ergebnissen der Restlebensdauerberechnung:

Es folgt ein Vergleich der Ergebnisse des Restlebensdauernachweis auf Basis der Wöhlerlinien (siehe Kapitel 4 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*) mit den Ergebnissen des Betriebszeitintervallnachweises auf bruchmechanischer Basis.

Der Restlebensdauernachweis wird für eine jährliche Bruttotonnage von $25 \cdot 10^6 t$ geführt, dies entspricht bei dem Verkehr EC-mix 2×10^4 Beanspruchungsspiele pro Jahr, also der bei der Berechnung des Betriebszeitintervalles getroffenen Annahme. Der Vergleich erfolgt für Brücken die nach der BE 1934 für den Lastenzug N mit dynamischem Beiwert φ_3 mit der Stahlsorte St 37 ausgeführt wurden:

HAUPTTRÄGER									
BE 1934 / N, phi 3, St 37									
Stützweite [m]	Restlebens- dauer- nachweis einer genieteten Verbindung Ermüdung R in Jahren	Betriebszeitintervallnachweis Bruchmechanik I in Jahren							
		Winkel/Nietdurchmesser [mm]							
		100/20	120/20	120/22	140/26	160/26	180/26	200/26	200/29
		a_0/W							
		0,30	0,25	0,37	0,36	0,31	0,28	0,25	0,275
1	-14	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	-16	0,2	0,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	-18	0,2	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	-5	0,2	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	21	0,4	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	27	0,6	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	34	0,9	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	42	1,3	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,2	0,0
9	46	1,4	1,9	0,0	0,0	0,0	0,2	0,2	0,0
10	50	1,7	2,3	0,2	0,0	0,2	0,4	0,5	0,0
12	50	2,6	3,3	0,7	0,4	0,6	0,8	1,0	0,6
14	50	2,8	3,5	0,7	0,4	0,8	1,1	2,9	2,2
16	50	2,5	3,4	0,7	0,4	0,6	0,9	2,9	1,9
18	50	2,9	3,7	0,8	0,4	0,7	1,1	3,1	2,3
20	50	3,1	3,9	0,8	0,5	1,0	1,2	3,5	2,4

Tabelle 6.46

Die obige Tabelle macht deutlich, dass der Betriebszeitintervallnachweis für den Winkel eines Vollwandträgers unter den hier getroffen Annahmen keine Verbesserung gegenüber dem Restnutzungsdauernachweis bringt. Nach Ril 805/1999 [B 13] ist ein Betriebszeitintervallnachweis dann notwendig, wenn beim

Ermüdungsnachweis Werte unter 15 Jahren erhalten werden, also in diesem Fall für die Stützweiten bis 4 m. In diesem Bereich ist das maximal erreichte Betriebszeitintervall ein halbes Jahr, für die meisten Abmessungen kann kein sicheres Betriebszeitintervall berechnet werden. Weiters kann man erkennen, dass auch in Bereichen bei denen beim Restlebensdauernachweis sehr gute Ergebnisse erhalten werden (50 Jahre) bei der bruchmechanischen Berechnung kein oder nur ein sehr kurzes sicheres Betriebszeitintervall ermittelt werden konnte. Das macht den großen Einfluss der Querschnittsabmessungen auf das Betriebszeitintervall deutlich. Beim Ermüdungsnachweis ist der Einfluss der Spannungen auf das Ergebnis sehr groß, durch kleinere Spannungen, wie sie bei größeren Stützweiten auftreten, werden wesentlich bessere Ergebnisse erzielt, der Betriebszeitintervallnachweis wird außer von den Spannungen noch durch andere Parameter erheblich beeinflusst (siehe Kapitel 6.4 *Parameterstudien*), in diesem Fall (bei konstanten Materialkennwerten und Formfaktoren) ist das die Anfangsrislänge (Verhältnis a_0/W) und die Bauteilbreite W .

Bei den hier untersuchten genieteten Vollwandträgerbrücken führt ein bruchmechanischer Betriebszeitintervallnachweis mit auf der sicheren Seite angenommenen Materialkennwerten (ohne Versuche am Bauwerk) und Spannungen aus der Berechnung (ebenfalls ohne Versuche am Bauwerk), in Bereichen in denen keine oder nur eine sehr kleine Restnutzungsdauer ermittelt wurde, auch zu keinem oder nur einem sehr kurzen Betriebszeitintervall. Die Untersuchungen zeigen also, dass eine bruchmechanische Analyse für eine vorhandene Brücke des hier untersuchten Querschnittstyps also nur dann zu besseren Ergebnissen als bei der Ermüdungsberechnung führen kann, wenn statt auf der sicheren Seite liegenden Eingangsparametern, am Bauwerk ermittelte bruchmechanische Kennwerte und/oder Spannungen eingesetzt werden.

Eine große Bedeutung hat auch die Anfangsrislänge, wenn also Verfahren zur Rissentdeckung angewendet werden, durch die auch verdeckte Risse entdeckt werden können, kann sich die errechnete Restnutzungsdauer wesentlich erhöhen.

Die folgende Tabelle 6.48 zeigt den Einfluss einer reduzierten Spannungsschwingbreite ($\Delta\sigma = 0,7 \cdot \phi \max \Delta\sigma_{VIC}$), und/oder reduzierter Rissfortschrittsparameter (von $C=4 \cdot 10^{-13}$ auf $C = 2 \cdot 10^{-13}$ und $C=4 \cdot 10^{-14}$).

Es ist deutlich zu erkennen, dass die reduzierte Risswachstumsgeschwindigkeit nur auf das Betriebszeitintervall und nicht auf die kritische Risslänge eine Auswirkung hat. D.h., dass in Fällen wo die kritische Risslänge kleiner als die Anfangsrislänge ist, sich ein langsames Risswachstum nicht auswirkt. Die Reduktion der Spannungsschwingbreite hat sowohl auf die kritische Risslänge als auch auf das Betriebszeitintervall (als auch auf den Restlebensdauernachweis) einen Einfluss.

Wesentlich bessere Ergebnisse sind bei Verminderung der Spannungsschwingbreite und der Risswachstumsgeschwindigkeit zu bemerken.

Berechnung des Betriebszeitintervalles I											
Mittenriss											
BE 1934											
Geometriedaten: L 120 x 120 mm											
Niet d = 22 mm											
BE 1934 / N, phi 3, St 37											
Stützweite [m]			auf 70 % reduzierte Spannungsschwingbreite				auf 70 % reduzierte Spannungsschwingbreite		auf 70 % reduzierte Spannungsschwingbreite		
					reduziertes Risswachstum C=4.10⁻¹⁴		reduziertes Risswachstum C=2.10⁻¹³		reduziertes Risswachstum C=4.10⁻¹⁴		
	Betriebszeit- intervall bei		Betriebszeit- intervall bei		Betriebszeit- intervall bei		Betriebszeit- intervall bei		Betriebszeit- intervall bei		
	kritische Risslänge	20 000 LW pro Jahr	kritische Risslänge	20 000 LW pro Jahr	kritische Risslänge	20 000 LW pro Jahr	kritische Risslänge	20 000 LW pro Jahr	kritische Risslänge	20 000 LW pro Jahr	
a _{krit} [mm]	I [Jahren]	a _{krit} [mm]	I [Jahren]	a _{krit} [mm]	I [Jahren]	a _{krit} [mm]	I [Jahren]	a _{krit} [mm]	I [Jahren]	a _{krit} [mm]	I [Jahren]
1	-	0,0	26	0,3	-	0,0	26	0,5	26	2,5	
2	-	0,0	27	0,4	-	0,0	27	0,8	27	3,9	
3	-	0,0	26	0,3	-	0,0	26	0,6	26	3,1	
4	-	0,0	27	0,4	-	0,0	27	0,8	27	4,2	
5	-	0,0	28	0,6	-	0,0	28	1,1	28	5,5	
6	-	0,0	29	0,7	-	0,0	29	1,4	29	6,8	
7	-	0,0	30	0,8	-	0,0	30	1,7	30	8,3	
8	22	0,0	31	1,1	22	0,0	31	2,1	31	10,5	
9	22	0,0	31	1,1	22	0,0	31	2,3	31	11,4	
10	23	0,2	32	1,3	23	2,0	32	2,7	32	13,4	
12	25	0,7	33	1,8	25	6,7	33	3,6	33	17,8	
14	25	0,7	34	2,0	25	7,2	34	4,0	34	19,9	
16	25	0,7	33	1,9	25	7,1	33	3,8	33	18,8	
18	25	0,8	33	2,0	25	7,5	33	4,0	33	20,0	
20	25	0,8	34	2,3	25	8,1	34	4,5	34	22,6	

Tabelle 6.47

6.8.2. Fahrbahnträger

6.8.2.1. Untersuchung des Winkels eines Querträgers

Die Vorgangsweise ist analog zur Untersuchung des Winkels beim Hauptträger. Die zusätzlich getroffenen Annahmen bezüglich den Fahrbahnabmessungen sind: Querträgerstützweite 5 m, Längsträgerabstand 1,8 m (zwei Längsträger im System)

Zur Kontrolle der Spannungsberechnung aus den zulässigen Spannungen, werden für die Längs- und Querträger der Trattenbachbrücke die Spannungen auch mit Hilfe der Querschnittswerte aus den Momenten zufolge LM 71 ermittelt, und mit den Spannungen berechnet aus den zulässigen Spannungen der alten Norm verglichen (siehe nachfolgende Tabelle). Die Trattenbachbrücke weist einen Radius von 350 m auf und erhält somit auch Einwirkungen aus der Fliehkraft, die bei dieser Berechnung allerdings vernachlässigt wurden. Das Moment des Längsträgers im Stützenbereich, kann für Brücken die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 berechnet wurden, nicht mit Hilfe der zulässigen Spannungen berechnet werden, da bei dieser Norm die Längsträger als Einfeldträger berechnet wurden und somit im Stützenbereich keine Momente wirken.

TRATTENBACHBRÜCKE R=350 m	Querträger	Moment im Innenfeld		Moment im Randfeld	
		Äußerer LT	Innerer LT	Äußerer LT	Innerer LT
Stützweite	4,85 m	2,01 m		2,01 m	
Lastenzug laut Statik	Verordnung 1904, Lastenzug I				
Spannungsberechnung aus zulässigen Spannungen ohne Querschnittswerte $\phi \max \Delta \sigma_{UIC, ohne Querschnittswerte}$ [N/mm ²]	138,43	68,21		80,75	
Moment zufolge LM71 nach EN 1991-2, $\alpha = 1$, ϕ_2 für das Gesamtsystem [kNm]	-	106		126	
Multiplikationsfaktor zur Aufteilung auf den äußeren und inneren Träger (aus der Geometrie)	-	0,468	0,583	0,468	0,583
Moment zufolge LM71 nach EN 1991-2, $\alpha = 1$, ϕ_2 pro Träger [kNm]	504	50	62	59	73
Widerstandsmoment des Nettoquerschnittes [cm ³] (nach Abzug aller Löcher)	3374	1265	841	1265	841
Spannungsberechnung konventionell $\phi \max \Delta \sigma_{UIC, konventionell}$ [N/mm ²]	149,42	39,5	73,72	46,6	86,8
Fehler bei Berechnung ohne Querschnittswerte	- 7,4 %	+72,7 %	-7,5 %	73,3 %	-7,0 %

Tabelle 6.48

Für den Querträger und den inneren Längsträger ist die Übereinstimmung der zwei unterschiedlichen Spannungsberechnungen trotz Vernachlässigung der Fliehkraft gut, die Fehlerabweichung ist kleiner als 10 %. Bei dem äußeren Längsträger ist die Abweichung recht groß, da dieser beim Nachweis gegenüber dem inneren Längsträger nicht maßgebend ist, und daher in der ursprünglichen Statik nicht als voll ausgenutzt berechnet wurde. Obwohl die einwirkenden Momente bei dem äußeren Längsträger kleiner sind als beim inneren, ist das Widerstandmoment größer, da dieser höher ist, um eine nötige Schiefstellung der Gleisachse zu gewährleisten.

Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt wieder exemplarisch für den Lastenzug N der BE 1934. Die folgende Tabelle zeigt den Vergleich mit den Ergebnissen aus dem Restlebensdauernachweis im Kapitel 5 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*:

QUERTRÄGER			
BE 1934 / N, phi 3, St 37			
Längsträgerabstand [m]	Restlebensdauer- nachweis einer genieteten Verbindung Ermüdung R in Jahren	Betriebszeitintervallnachweis	
		Bruchmechanik	
		I in Jahren	
		Winkel/Nietdurchmesser [mm]	
		80/20	100/20
		a_0/W	
		0,38	0,30
2	2	0,0	0,0
3	5	0,0	0,2
4	18	0,2	0,6
5	28	0,4	0,8
6	41	0,7	1,4

Tabelle 6.49

Für den Betriebszeitintervallnachweis werden schlechtere Ergebnisse erhalten als für den Restlebensdauernachweis, in den Bereichen mit kleiner Restlebensdauer kann praktisch kein sicheres Betriebszeitintervall ermittelt werden. In den Bereichen in denen die Restlebensdauer hoch ist, werden trotzdem nur kleine sichere Betriebszeitintervalle erreicht.

6.8.2.2. Untersuchung des Winkels eines Längsträgers

Werden die Längsträger als Durchlaufträger berechnet, müssen drei maßgebende Bereiche untersucht werden: Innenfeld, Randfeld, Stützenbereich.

Die Untersuchung der Winkel erfolgt in diesen drei Bereichen:

LÄNGSTRÄGER im Innenfeld			
BE 1934 / N, phi 3, St 37			
Längsträgerabstand [m]	Restlebensdauer- nachweis einer genieteten Verbindung Ermüdung R in Jahren	Betriebszeitintervallnachweis Bruchmechanik I in Jahren	
		Winkel/Nietdurchmesser [mm]	
		80/20	100/20
		a ₀ /W	
		0,38	0,30
2	28	3,0	4,2
3	41	2,2	3,3
4	38	1,9	2,9
5	33	2,2	3,1
6	36	2,2	3,1

Tabelle 6.50

LÄNGSTRÄGER im Randfeld			
BE 1934 / N, phi 3, St 37			
Längsträgerabstand [m]	Restlebensdauer- nachweis einer genieteten Verbindung Ermüdung R in Jahren	Betriebszeitintervallnachweis Bruchmechanik I in Jahren	
		Winkel/Nietdurchmesser [mm]	
		80/20	100/20
		a ₀ /W	
		0,38	0,30
2	38	3,5	5,1
3	42	2,2	3,2
4	45	2,2	3,3
5	40	2,5	3,6
6	42	2,4	3,5

Tabelle 6.51

LÄNGSTRÄGER im Stützenbereich			
BE 1934 / N, phi 3, St 37			
Längsträgerabstand [m]	Restlebensdauer- nachweis einer genieteten Verbindung Ermüdung R in Jahren	Betriebszeitintervallnachweis Bruchmechanik I in Jahren	
		Winkel/Nietdurchmesser [mm]	
		80/20	100/20
		a ₀ /W	
		0,38	0,30
2	-7	1,0	1,6
3	-13	0,1	0,4
4	-6	0,3	0,6
5	2	0,7	1,2
6	11	0,9	1,5

Tabelle 6.52

Teilweise werden für den Längsträger auch für bruchmechanische Untersuchungen recht gute Ergebnisse erhalten, für den Stützenbereich werden sowohl bei der Ermüdung als auch bei der Bruchmechanik schlechte Werte erhalten. In diesem Fall ist der Einfluss der stark gestiegenen Spannungen bei beiden Untersuchungen zu erkennen. Für die Feldbereiche sind die erhaltenen Betriebszeitintervalle höher als bei den Querträgern.

Die Schlussfolgerungen für den Betriebszeitintervallnachweis der Fahrbahnträger sind dieselben wie bei den Hauptträgern. Liefert der Restlebensdauernachweis kein gewünschtes Ergebnis (gilt also $R < 15$ Jahren), ist auch kein ausreichendes Betriebszeitintervall (mindestens 3 Jahre) bei Anwendung von auf der sicheren Seite liegenden Eingangswerten für die hier untersuchten typischen Querschnitte von Längs- und Quertägern bei Brücken mit offener Fahrbahn zu erreichen.

7. Korrosion

Für die meisten mechanisch beanspruchten Bauteile aus metallischen Werkstoffen ist Umfang und Art der korrosiven Einwirkung der Umgebung von besonderer Bedeutung für ihre Lebensdauer. In der Regel ist hierbei der Verlust an Werkstoffsubstanz durch chemische Umsetzung nicht die kennzeichnende Größe für einen Schadenseintritt, sondern die Einbuße an Funktions- und Tragfähigkeit. Eine gleichmäßig abgetragene Korrosion kann z.B. einen beträchtlichen Massenverlust verursachen, ehe beim Bauteil eine Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit eintritt. Dagegen ist bei einer örtlichen Korrosion mit hoher Eindringgeschwindigkeit und Tiefenwirkung, aber sehr geringem Massenverlust, mit einem recht schnellen Bauteilversagen zu rechnen. Als eine wesentliche Einflussgröße für das Verhalten von Bauteilen unter Betriebsbeanspruchung muss daher – neben der grundsätzlichen Feststellung, dass Korrosion im Spiel ist – die jeweils auftretende Korrosionsart mit ihrer spezifischen Erscheinungsform betrachtet werden [Gräfen A 24].

7.1. Arten der Korrosion

7.1.1. Korrosion bei Bauteilen mit überwiegend ruhender mechanischer Beanspruchung

Gleichmäßige und ungleichmäßige Flächenkorrosion

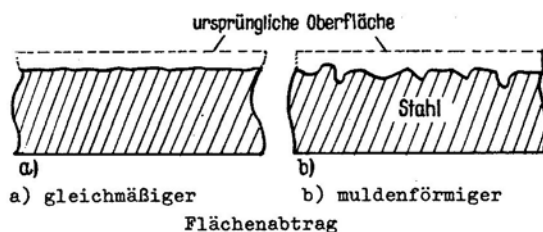


Abbildung 7.1 aus *Gräfen* [A 24]

Die gleichmäßige Flächenkorrosion eines Werkstückes (siehe Abbildung 7.1) ist typisch für wasserstoffbildende Korrosion, sie tritt also in sehr aggressiven, elektrisch leitfähigen, wässrigen Flüssigkeiten, wie Säuren und Salzlösungen auf.

Viel häufiger wird eine ungleichmäßige Flächenkorrosion beobachtet, da diese bei atmosphärischer Korrosion auftritt.

Bei der atmosphärischen Korrosion werden in trockenen Perioden die gebildeten Oxidschichten verdichtet und der Korrosionsvorgang kommt nicht selten zum Stillstand, während in feuchten Perioden Mechanismen im Sinne der Sauerstoffkorrosion (Korrosion in schwach saurem, leitfähigen und Sauerstoff enthaltendem Wasser) ablaufen. Dieser Wechsel von Korrosion und Stabilisierung ist das Kennzeichen der atmosphärischen Korrosion. Eine Atmosphäre ist also desto korrosiver, je feuchter sie ist und je aggressiver das korrosive Medium in den Feuchtperioden ist [Klopper A 25].

Bei ungleichmäßiger Flächenkorrosion liegen auf den einzelnen Flächenbezirken unterschiedliche Abtragungsgeschwindigkeiten vor, wodurch die Oberfläche ein raues, manchmal zerklüftetes und auch muldenbedecktes Aussehen erhält.

Durch Wanddickenzuschlag lässt sich meist sowohl bei gleichmäßiger als auch bei ungleichmäßiger Flächenkorrosion eine gewünschte Lebensdauer erreichen. Bei der ungleichmäßigen Flächenkorrosion ist allerdings zu bedenken, dass es durch die narbige Oberfläche an Kerbstellen zu örtlichen Spannungsspitzen kommt, die aber bei duktilem Werkstoffverhalten durch örtliche plastische Verformungen aufgenommen werden können [Gräfen A 24].

In der Literatur existieren mehrere Modelle zur Beschreibung der Korrosionsrate, eine davon ist die „dose-response function“ aus dem ISO Standard 9224:1992 (Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Guiding values for the corrosivity categories). Diese Funktion beschreibt die Entwicklung des Verschleißes zufolge Korrosion in Abhängigkeit von der Zeit. Es wird hierbei für den Dickenverlust für die ersten zehn Jahre ein Mittelwert für die Korrosionsrate angegeben (r_{av} = average corrosion rate [$\mu\text{m}/\text{Jahr}$]), für die darauffolgenden Jahre kann die stabile Korrosionsrate verwendet werden (r_{lin} = steady state corrosion rate [$\mu\text{m}/\text{Jahr}$]) [D'Aniello et al. D 5].

$$d_1(t) = r_{av} \cdot t \quad t < 10 \text{ Jahre}$$

$$d(t) = r_{av} \cdot 10 + r_{lin} (t - 10) \quad t \geq 10 \text{ Jahre}$$

$d_1(t)$...Korrosionstiefe in den ersten 10 Jahren der Beanspruchung [μm]

$d(t)$...Korrosionstiefe für das betrachtete Zeitintervall

Die Korrosivitätsraten für Baustahl in Abhängigkeit von der Korrosivitätskategorie C1 (unbedeutend) bis C5 (sehr stark) können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

C1	C2	C3	C4	C5
$r_{av} \leq 0,5$	$0,5 < r_{av} \leq 5$	$5 < r_{av} \leq 12$	$12 < r_{av} \leq 30$	$30 < r_{av} \leq 100$
$r_{lin} \leq 0,1$	$0,1 < r_{lin} \leq 1,5$	$1,5 < r_{lin} \leq 6$	$6 < r_{lin} \leq 20$	$20 < r_{lin} \leq 90$

Tabelle 7.1 Korrosionsraten [$\mu\text{m}/\text{Jahr}$] aus D'Aniello et al. [D 5]

Rahgozar [D 14] führte detaillierte Messungen des Dickenverlustes durch Korrosion an I-Trägern durch, die ihn zu den folgenden Schlussfolgerungen geführt haben (siehe auch folgende Abbildung):

- Die obere Seite des unteren Flansches (Bottom flange) und der untere Bereich des Steges ($0,25 \cdot h_w$, Lower part of the web), sind die Bereiche wo die Korrosion am stärksten auftritt. Auch beim Obergurt (Top flange) und beim oberen Bereich des Steges (Upper part of the web) treten Korrosion auf, aber nicht im selben Ausmaß (Abbildung b).

- In der Anfangsphase der Korrosion, kann die Korrosionsrate gleichförmig angenommen werden (Abbildung 7.2 a).

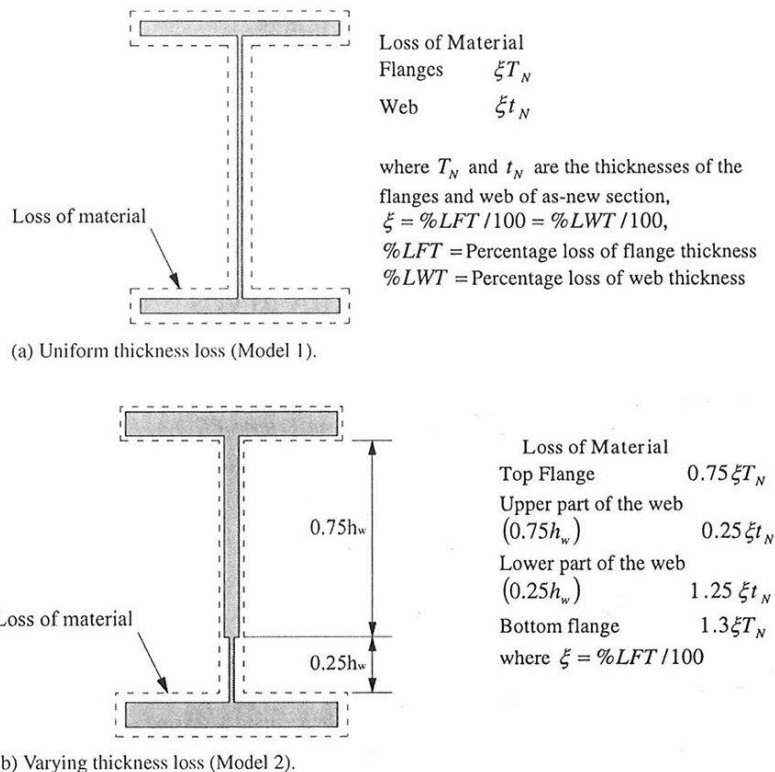


Abbildung 7.2 Modelle zur Erfassung der Korrosion durch Reduzierung der Blechdicke ((a) gleichförmiger, (b) variierender Dickenverlust) aus *Rahgozar* [D 14]

Lochkorrosion und interkristalline Korrosion

Kritischer in Bezug auf die Tragfähigkeit von Bauteilen sind alle Korrosionserscheinungen, die sich auf bestimmte Stellen der Oberfläche von Werkstoffen beschränken und eine ausgeprägte Tiefenwirkung besitzen.

Hierzu gehört die Lochkorrosion. Diese tritt auf, wenn relativ beständige Deckschichten lokal versagen, z.B. ein Metall mit Oxidschicht unter Chlorideinwirkung oder ein beschichtetes Metall mit einer Verletzung der Beschichtung.

Interkristalline Korrosion ist eine spezielle Form der selektiven Korrosion, bei der schmale korngrenzennahe Bereiche aufgelöst werden. Diese tritt hauptsächlich bei nichtrostenden Cr- und Cr/Ni-Stählen auf [*Gräfen* A 24].

Spannungsrissskorrosion

Eine der gefährlichsten und unangenehmsten Korrosionsarten ist die Spannungsrissskorrosion, da sie meist unvermittelt auftritt und sehr rasch zum Versagen des Bauteiles führen kann.

Dabei können bestimmte dafür empfindliche Metalle unter gleichzeitiger Einwirkung starker mechanischer Spannungen – die nicht unbedingt aus äußeren Lasten herrühren müssen – und besonderer Stoffe bei Anwesenheit von Wasser Risskorrosion erleiden. Dabei kann schon eine ganz geringe Konzentration im Wasser risskorrosionserzeugend sein, eine Konzentration, die bei Fehlen der mechanischen

Spannung unbedenklich wäre. Beispielsweise werden manche Aluminiumlegierungen und nichtrostende Stähle bei Wittereinwirkung (und infolge von Eigenspannungen) in der oberflächennahen Zone durch feinmaschige Rissbildung zersetzt. Bei hochfesten niedriglegierten Drähten, wie sie im Bauwesen bei Spannbeton, bei Seilverspannungen großer Brücken und bei Hängebrücken Anwendung finden, kann Risskorrosion z.B. nach Chlorideinwirkung, nach Wasserstoffeinwirkung, nach vorausgegangener geringster Oberflächenkorrosion oder an mechanisch erzeugten Kerben eintreten, wenn die Stähle unter sehr hoher, dauernder Spannung stehen. Kennzeichnend für Spannungsrissskorrosion ist ein verformungsarmer Bruch, der meist von kleinen Narben, Kerben usw. ausgeht. Dabei entstehen keine merklichen Mengen an Korrosionsprodukten, weshalb diese Brüche oft unerwartet auftreten [Klopfer A 25].

In der Bruchmechanik kann die Kinetik der Spannungsrissskorrosion ebenfalls mit dem LEBM-Konzept für allmähliches Risswachstum beschrieben werden. Zwischen der Risswachstumsgeschwindigkeit da/dt und dem Spannungsintensitätsfaktor K besteht der in Abbildung 7.4 gezeigte Zusammenhang [Blumenauer, Pusch A 18].

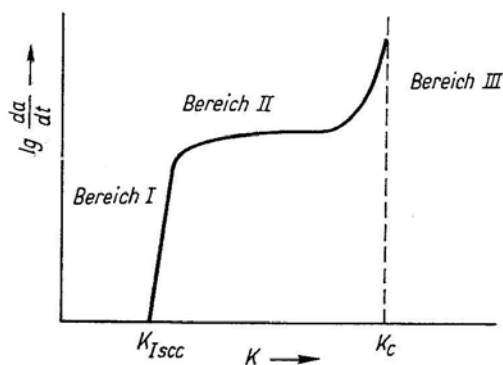


Abbildung 7.3 aus Blumenauer, Pusch [A 18]

Für das subkritische Risswachstum als Folge kombinierter mechanischer und elektrochemischer Vorgänge an der Risspitze ist erforderlich, dass der Spannungsintensitätsfaktor einen vom Werkstoff und Umgebungsmedium anhängigen Grenzwert K_{Isc} (scc = stress corrosion cracking) erreicht. Nach Überschreiten dieses K_{Isc} - Wertes steigt die Rissgeschwindigkeit da/dt zunächst stark an (Bereich I), erreicht danach einen Plateauwert (Bereich II) und nimmt mit Annäherung an die statische Bruchzähigkeit K_c nochmals zu. Während der Bereich III maßgeblich durch die mechanische Komponente bestimmt wird, stehen in den Bereichen I und II die elektrochemischen Vorgänge an der Risspitze im Vordergrund [Blumenauer, Pusch A 18].

7.1.2. Korrosion bei Bauteilen mit wechselnder mechanischer Beanspruchung

Ist ein Bauteil neben einer mechanischen Schwingungsbeanspruchung auch noch an der Oberfläche einer ständigen Korrosionseinwirkung durch die Umgebung ausgesetzt, wird gegenüber dem Verhalten in Luft das Gebiet der Zeitfestigkeit zu kleineren Lastspielzahlen verschoben und keine Dauerfestigkeit mehr erreicht. Eine einmalige der Schwingbeanspruchung vorausgehende Korrosionsbeanspruchung würde dagegen die Grenzen der Belastbarkeit nur zu niedrigeren Werten verschieben [Gräfen A 24].

In Abbildung 7.5 wird der Verlauf der Wöhlerlinie bei einer Beanspruchung an Luft (Kurve 1) verglichen mit dem Kurvenverlauf bei gleichzeitiger mechanischer und korrosiver Beanspruchung (Kurve 3), bei Schwingungsrissskorrosion (SwRK, oder auch Korrosionsermüdung, corrosion fatigue = CF). Gleichzeitig ist in der Darstellung gezeigt, wie sich die Dauerfestigkeit dann verändert wenn mechanische und korrosive Beanspruchung zeitlich aufeinander folgen (Stillstandskorrosion). In diesem Fall ist im allgemeinen eine definierte Dauerfestigkeit noch vorhanden, die jedoch gegenüber der Ausgangsfestigkeit entsprechend einer Oberflächenbeschädigung niedriger liegt (Kurve 2) [Schmitt-Thomas, Leidig A 20].

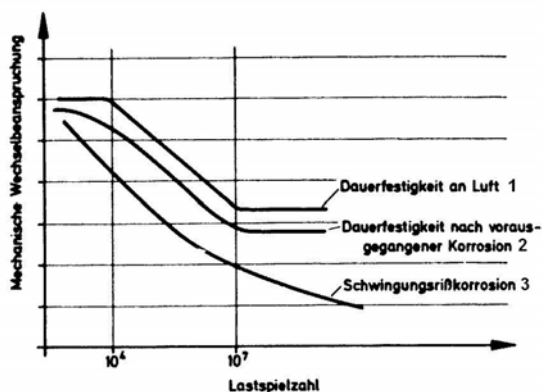


Abbildung 7.4 aus Schmitt-Thomas, Leidig [A 20]

Die Überlagerung von Korrosions- und Schwingbeanspruchung erzeugt den Bruch schneller, als aufgrund getrennter Betrachtung der beiden Vorgänge zu erwarten ist. Der Rissfortschritt durch zyklische Beanspruchung bricht den sich bildenden Schutzfilm gegen Korrosion immer wieder auf, so dass der Korrosionsangriff beschleunigt wird. Die Korrosion erhöht andererseits die Oberflächenrauigkeit, so dass dadurch die Ermüdungsrisssbildung begünstigt wird.

Bereits trockene Umgebungsluft vermindert die Dauerfestigkeit mancher Metalle gegenüber dem Vakuum um nennenswerte Beträge. Der Effekt verstärkt sich, wenn die Luft feucht ist und korrosive Komponenten aufweist. Eine weitere Minderung der Dauerfestigkeit tritt auf, wenn die in korrosivem Medium ausgelagerte Probe anschließend in Luft schwinggeprüft wird. Die eigentlichen Korrosionsermüdungsversuche mit besonders starker Schwingfestigkeitsminderung werden in anwendungsnah gewählten Korrosionsmedien, beispielsweise in Salzwasser durchgeführt.

Durch das Hinzutreten der Korrosion sind eine ganze Reihe weiterer Einflussgrößen zu beachten, die sich einerseits auf das korrosive Medium beziehen (chemische

Zusammensetzung, Bewegungszustand, Temperatur), andererseits auf die Versuchsdauer (Schwingfrequenz, Ruhepausen) [Radaj A 22]. Zum Beispiel ist bei langsamen Lastwechseln die Dauer der korrosiven Beanspruchung und damit die Schädigung pro Lastwechsel größer als bei hohen Lastwechselfrequenzen [Schmitt-Thomas, Leidig A 20]. Die Korrosionsschwingfestigkeit ist also lastspielzahl-(N) und lastwechselfrequenz-abhängig (n), dadurch ergeben sich Schwierigkeiten, im Laborversuch für die Praxis aussagefähige Kennwerte zu ermitteln [Spähn A 21].

Formalisierte Angaben zur Festigkeitsberechnung bei Schwingrisskorrosion von Stählen und Eisengusswerkstoffen in feuchter bzw. wässriger Umgebung enthält der Kommentar zur FKM-Richtlinie [Radaj, Vormwald A 26]. Die Abbildung 7.5 zeigt die Dauerfestigkeitsminderung durch Korrosion bei Walzstahl in feuchter oder wässriger Umgebung als Funktion der Zugfestigkeit. Die *Wechselfestigkeit* ist der Dauerfestigkeitswert, bei der die Mittelspannung Null ist.

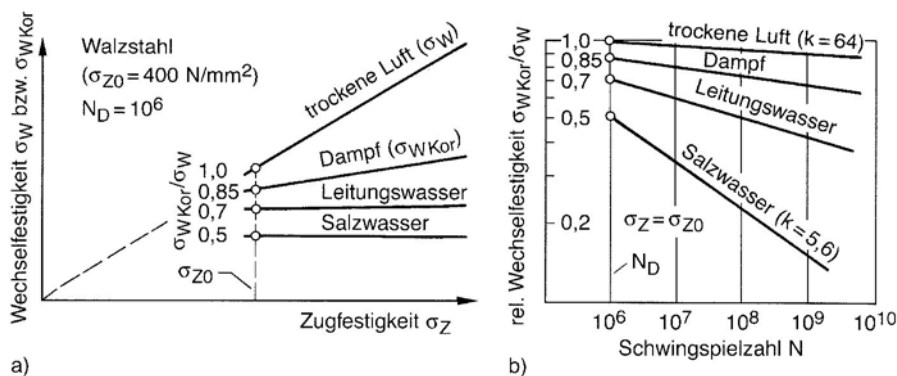


Abbildung 7.5 aus Radaj, Vormwald [A 26]

In Abbildung a) lässt sich erkennen, dass die Korrosion eine Abnahme der Wechselfestigkeit bewirkt, die umso stärker ist, je höher die statische Festigkeit des Werkstoffes ist. Der statisch hochfeste Werkstoff bietet also bei Korrosionsermüdung kaum einen Vorteil. Mit σ_{Z0} wird die minimale Zugfestigkeit innerhalb der Werkstoffgruppe (hier Walzstähle) bezeichnet.

Die Korrosion hat weiters einen Abfall der Wöhlerlinie ausgehend von der (technischen) Dauerfestigkeit bei $N_D = 10^6$ zur Folge (siehe Abbildung b). Die Neigungskennzahlen k im Dauerfestigkeitsbereich werden über eine Näherungsformel ermittelt, die auch schon bei trockener Luft eine schwache Neigung anstelle des horizontalen Auslaufs ergibt [Radaj, Vormwald A 26].

Im Gegensatz zur Spannungsrissskorrosion ist zur Auslösung der Schwingungsrissskorrosion kein spezifisches Angriffsmittel erforderlich.

Sowohl Schwingungsrissskorrosion als auch Spannungsrissskorrosion gehören zu jenen Korrosionsarten, die plötzlich und meist unerwartet auftreten und durch Bruch oder Aufreißen Bauteile total außer Betrieb setzen und dies in der Regel nach sehr kurzen Betriebszeiten, die noch weit von der erwarteten Laufzeit der Teile entfernt sind [Gräfen A 24].

7.2. Korrosion im Brückenbau

Das vorangegangene Kapitel beschreibt die Korrosionsarten und die Voraussetzungen für das Entstehen von Korrosion. In diesem Kapitel soll auf die für den Brückenbau wichtigen Formen der Korrosion näher eingegangen werden, im speziellen auf jene die bei den in dieser Arbeit untersuchten Brückentypen, den Blechträger- und den Fachwerkträgerbrücken vorkommen. Durch diese Einschränkung können einige Korrosionsarten ausgeschlossen werden.

Dazu gehören die Lochkorrosion und die interkristalline Korrosion, da diese hauptsächlich bei wetterfesten Cr- und Cr/Ni-Stählen auftreten, diese werden aber im Eisenbahnbrückenbau in Österreich nicht verwendet.

Auch nicht näher untersucht wird die Spannungsrissskorrosion, da sie vorwiegend bei Seilverspannungen großer Brücken und bei Hängebrücken vorkommt. Dies bestätigt auch ein Artikel von *Fisher et al.* [D 7], wonach bei Proben aus teilweise Langzeit beanspruchten Brücken, weder beim Grundmaterial noch bei den Schweißverbindungen, Schäden aus Spannungs- oder Schwingungsrissskorrosion aufgetreten sind. Die Begründung hierfür sieht *Fisher* in den im Labor erhaltenen sehr hohen Werten für den K_{ISCC} -Faktor.

Auch das Auftreten von Schwingungsrissskorrosion bei der Witterung ausgesetzten Brücken wird von *Fisher* verneint, dies deckt sich mit der Aussage von *Klopfer* [A 25], dass atmosphärische Korrosion gekennzeichnet ist durch den Wechsel von Korrosion und Stillstand, weswegen es nicht zur Schwingungsrissskorrosion sondern zu der in Abbildung 7.4 dargestellten Stillstandskorrosion (in Abbildung als Dauerfestigkeit nach vorausgegangener Korrosion bezeichnet) kommt.

Für diese Arbeit von besonderer Bedeutung ist also der Einfluss der Korrosion auf die Ermüdung. In der Literatur finden sich einige Veröffentlichungen bezüglich Ermüdungsversuchen an genieteten korrodierten Brückenträgern. Dazu gehören die Artikel von *Hirt et al.* [C 8; D 4], in denen die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen an zum Teil stark korrodierten genieteten Trägern aus Schweiß Eisen und Flusseisen dargestellt und mit Resultaten aus anderen Forschungsarbeiten verglichen werden. Die Resultate zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit dieser der Witterung ausgesetzten Träger sich nicht von derjenigen der noch gut erhaltenen Träger unterscheidet. Die Korrosion beeinflusste das Ermüdungsverhalten nicht, besonders da in allen Fällen die Nietensatteln waren und in den Nietlöchern kein Korrosionsfraß festgestellt wurde. Es wird in diesem Artikel auch auf ähnliche Untersuchungsergebnisse von *Out*, *Fisher* und *Yen* [D 6] verwiesen.

Auch *Out et al.* haben die Ermüdungsfestigkeit einer korrodierten genieteten Eisenbahnbrücke aus dem Jahr 1903 (abgebaut im Jahr 1982) an Hand mehrerer Versuche getestet. Hierbei haben sie festgestellt, dass durch Korrosion hervorgerufene Querschnittsreduktion abseits der Nietensatteln meist keinen Einfluss auf das Verhalten der Nietlöcher hat. Erst bei sehr starker Korrosion, wenn eine örtliche Querschnittsreduktion bis zu 50 % erfolgt ist, konnte beobachtet werden, dass Risse außerhalb der Nietlöcher entstehen und dass mit tieferen Ermüdungsfestigkeiten gerechnet werden muss.

Die Ermüdungsfestigkeit von korrodierten Bauteilen wird in der folgenden Abbildung beschrieben. Die auf der Ordinate aufgetragene „stress range“ in [Mpa] entspricht hierbei der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ in [N/mm²]. Die Abszisse enthält die „number of cycles“ also die Lastspielzahl N.

Die Abbildung 7.6 zeigt, dass die Ermüdungsfestigkeit von korrodierten Bauteilen zwischen Kategorie C und E der AREA variiert (American Railroad Engineering Association), abhängig von der Intensität der Korrosion und dem Querschnittsverlust. Für genietete Konstruktionen wird die Kategorie D verwendet (siehe Kapitel Ermüdung und Tabelle 7.2 Ermüdungsfestigkeitskategorien der AREA). Bei Bauteilen bei denen durch Korrosion die Flanschdicke auf 50 % reduziert wurde, können Ermüdungsbrüche beobachtet werden die der Kategorie E entsprechen.

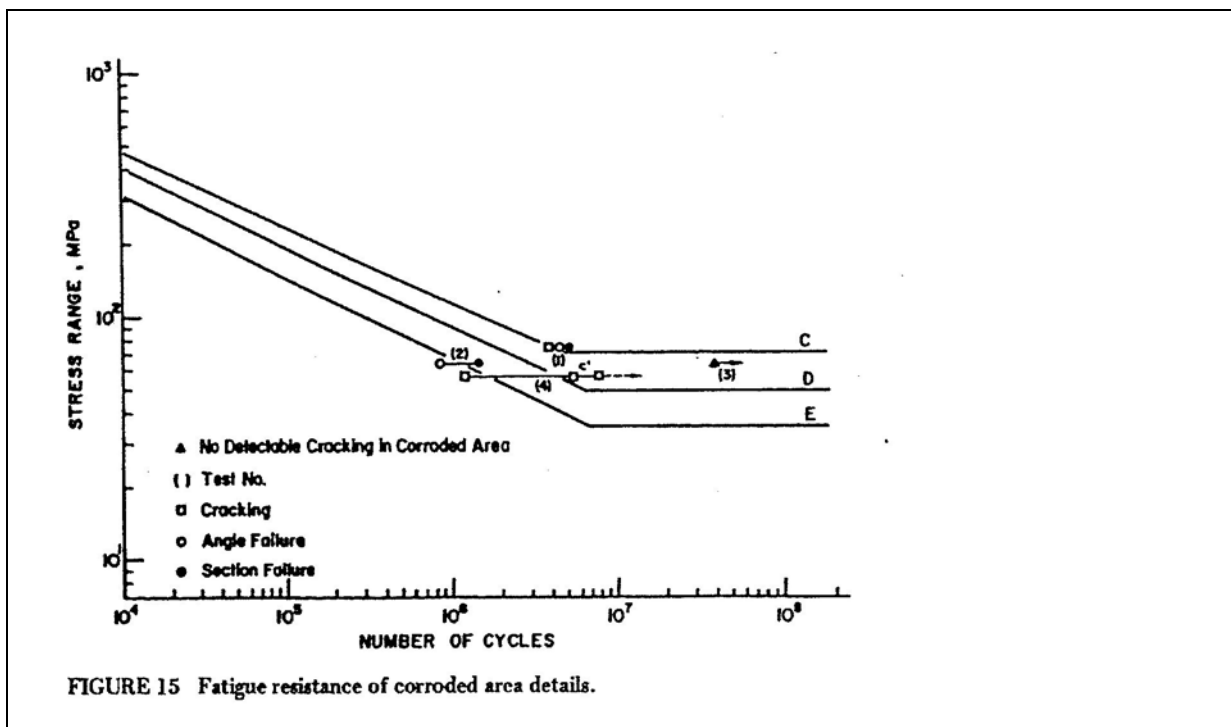


Abbildung 7.6 Ermüdungsfestigkeit von korrodierten Bauteilen aus *Out et al.* [D 6]

Die folgende Tabelle enthält die Randdaten für die Ermüdungsfestigkeitskategorien C bis E (diese wurden graphisch aus der Abbildung 7.6 Ermüdungsfestigkeit von korrodierten Bauteilen aus *Out et al.* [D 6] entnommen).

	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$		Steigung m	Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$	
	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	bei N Lastwechseln		$\Delta\sigma_L$ [N/mm ²]	bei N Lastwechseln
Kategorie C	90	$2 \cdot 10^6$	3,20	70	$5 \cdot 10^6$
Kategorie D	70	$2 \cdot 10^6$	3,07	50	$6 \cdot 10^6$
Kategorie E	50	$2 \cdot 10^6$	3,05	35	$7 \cdot 10^6$

Tabelle 7.2 Ermüdungsfestigkeitskategorien der AREA

Zusammenfassend kann also gesagt werden, dass die Kerbwirkung des Nietes im Gegensatz zur Kerbwirkung des korrodierten Bauteiles bis zu einem sehr starken Abrostungsgrad (bis zu einer örtlichen Querschnittsreduktion von 50 %) dominierend ist.

Feldmann et al. [C 26] haben den Einfluss der Nietkopfabrostung auf die Nietvorspannung und Dauerhaftigkeit alter Stahlkonstruktionen erforscht und an Hand von numerischen Berechnungen und Versuchen festgestellt, dass die untersuchten Schadenstypen mit gleichmäßiger Abrostung unkritisch für das Tragverhalten und die Restlebensdauer der Brücke sind.

Bei genieteten und geschraubten Tragwerken oder Tragwerksteilen (Stößen, Anschlüssen) tritt oft Spaltkorrosion auf, wenn die aufeinanderliegenden Flächen an den Rändern nicht dicht gelagert sind. Durch das Eindringen von Feuchtigkeit mit unterschiedlichem Sauerstoffangebot entstehen lokale elektrochemische Vorgänge, die zur Auflösung des Eisens führen. Der Beginn der Spaltkorrosion macht sich durch Rostfahnen bemerkbar. Schließlich kommt es wegen des mehrfachen Volumens des Rosts zur Rostaufreibungen und damit auch zu erhöhter, die Ermüdungsfestigkeit vermindender Kerbwirkung. Spaltkorrosion wird saniert, indem die Spaltflächen durch das Ausräumen des Rostes in diesen soweit wie möglich zugänglich gemacht werden, Korrosionsschutz wieder aufgebracht und zum Abschluss abgedichtet wird (*Ramberger, Aigner* herausgegeben von *Mehlhorn* [A 16]).

Beispiel Fischbachbrücke:

Um den Einfluss der Korrosion auf das Ermüdungsverhalten genietet Tragwerke darzustellen, wird als Beispiel die Fischbachbrücke herangezogen.

Am Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte (Abbildung 7.6) wird die Ermüdungsfestigkeit an zwei Stellen untersucht. Unter der Voraussetzung, dass die Stegdicke durch Korrosion um 50 % reduziert wurde, ist der Punkt a zu untersuchen. Weiters ist der durch die Niete geschwächte Querschnitt im Punkt b zu untersuchen.

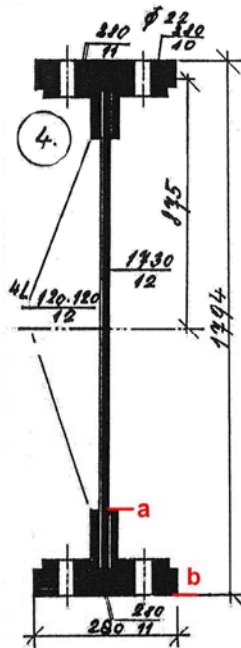


Abbildung 7.7 Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte

Die folgende Tabelle fasst die Einwirkungen, Querschnittsparameter, Sicherheitsbeiwerte und Spannungen zusammen:

Einwirkungen:	Stützweite			
	18 m	20 m	18,79 m	
Momente zufolge LM 71, $\alpha = 1$, ϕ_2 nach EN 1991-2/2004 [B 4] [kNm]	5967	7032	6387	siehe Kapitel Einwirkungen, Dynamischer Beiwert
Momente zufolge Eigengewicht einer Brücke ohne Schotterbett nach Herzog [kNm]	871	1107	964	siehe Kapitel Einwirkungen, Eigengewicht
Querschnittsparameter:	für die volle Stegdicke		für die um 50 % reduzierte Stegdicke	
Trägheitsmoment [cm ⁴]	2,368.10 ⁶		2,203.10 ⁶	
Sicherheitsbeiwert:				
Sicherheitsbeiwert γ_{Ff} nach ÖNORM EN 1993-1-9/2005			$\gamma_{Ff} = 1$	
Sicherheitsbeiwert γ_{Mf} nach ONR 24008/2006			$\gamma_{Mf} = 1,10$	
Spannungen:	Im Punkt a		Im Punkt b	
$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]	107,9		130,0	

Tabelle 7.3

- Nachweis im Punkt a:

Bei Reduktion der Flanschdicke durch Korrosion auf 50 % wird nach *Out* [D 6] für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis Kategorie E der AREA angewendet:

$$\Delta\sigma_C = 50 \text{ N/mm}^2, m = 3,05$$

Es soll nun die Anzahl der ertragbaren Spannungsschwingbreiten berechnet werden. Die Ermüdungsfestigkeitskurven für konstante Spannungsschwingbreiten sind definiert durch:

$$\Delta\sigma_R^m \cdot N_R = \Delta\sigma_C^m \cdot 2 \cdot 10^6$$

Für den Punkt a gilt nun:

$$107,9^{3,05} \cdot N_R = (50/1,1)^{3,05} \cdot 2 \cdot 10^6 \rightarrow N_R = 1,43 \cdot 10^5 \text{ Schwingspiele}$$

- Nachweis im Punkt b:

Bei einer kontinuierlichen Verbindung zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern ist für die Bestimmung von $\Delta\sigma_C$ an den Kopfnieten KF 85 laut ONR 24008/2006 [B 28] zu verwenden:

$$\Delta\sigma_C = 85 \text{ N/mm}^2, m = 5$$

Es ist weiters die Mittelspannungs-Abhängigkeit zu berücksichtigen.

$$\kappa = \frac{M_g}{M_p} = \frac{964}{6387} = 0,15$$

$$f(\kappa) = \frac{1 - \kappa}{1 - 0,6 \cdot \kappa} = 0,934 \text{ für Flusstahl}$$

$$\Delta\sigma_{2MioLW} = 85 \cdot 0,934 = 79,4 \text{ N/mm}^2$$

Für den Punkt b gilt nun:

$$130,0^5 \cdot N_R = (79,4/1,1)^5 \cdot 2 \cdot 10^6 \rightarrow N_R = 1,06 \cdot 10^5 \text{ Schwingspiele}$$

Man kann erkennen, dass in diesem Fall, der Kerbfall des genieteten Querschnittes im Bereich des Kopfniets, trotz höherer Kerbfallkategorie, gegenüber dem Kerbfall des korrodierten Stegs maßgebend ist.

8. Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Um die Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Arbeit hervorzuheben, werden die im Laufe der Arbeit gestellten Fragen in diesem Kapitel nochmals aufgelistet und beantwortet. Darauf aufbauend werden noch ausstehende Fragen formuliert und Themen für weitergehende Arbeiten empfohlen.

Tragfähigkeit bestehender Brücken: Die Benutzung bestehender Brücken führt zur Frage, wie groß können die Lasten sein, die gemäß der heute gültigen Normen unter Berücksichtigung des technischen Zustandes der Brücke aufgenommen werden können. Sind bestehende Brücken mit modernen Lastenzügen befahrbar?

Die Arbeit für die ÖBB [Kronfuß E 10] untersucht die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit bereits bestehender Eisenbahnbrücken aus Stahl bei Belastung mit dem nach heutigem Stand der Normen gültigen Lastmodell (LM 71 nach ÖNORM EN 1991-2/2004 und ÖNORM B 1991-2/2004 [B 4]).

Hierbei kann festgestellt werden, dass die Aufnahme der Biegemomente und Querkräfte zufolge der vertikalen Lasten aus dem Eigengewicht, dem Lastmodell LM 71, $\alpha = 1,21$, und dem dynamischen Beiwert ϕ_2 im Stützweitenbereich ab ca. 20 m¹³ für bestehende Brücken möglich ist, falls diese mit den schweren Lastenzügen der alten Normen bemessen wurden. Diese sind: Lastenzug I der Verordnung 1904 [B 15], Lastenzug N der BE 1934 [B 20], Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1], Lastenzug (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2]. Kleinere Stützweiten erweisen sich als schlechter.

Weiters wurde festgestellt, dass sich beim Nachweis der Niete auf Lochleibung und Abscheren im Vergleich zu dem oben beschriebenen Spannungsnachweis des Grundmaterials, bessere Resultate ergeben, die vorhandenen Querschnittswerte liegen also häufiger über den erforderlichen Querschnittswerten. In diesem Fall kann der Nachweis auch für die leichteren Lastenzüge meist erbracht werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen führten zur Aufgabenstellung dieser Arbeit:

die Untersuchung der Lebensdauer bestehender Eisenbahnbrücken
einerseits auf Basis des Wöhlerlinienkonzeptes,
andererseits auf Basis der Bruchmechanik,
mit besonderem Augenmerk auf
Vollwandträgerbrücken mit Stützweiten von kleiner 20 m
und auf Fahrbahnträger offener Brücken.

¹³ Die erforderlichen 100 %, d.h., dass die vorhandenen Querschnittswerte größer sind als die erforderlichen, werden je nach Norm zwischen 1 und 35 m Stützweite erreicht, bei Stützweiten von 20 m beträgt die Abweichung der vorhandenen von den erforderlichen Werten bei Vergleich mit den schweren Lastenzügen immer unter 10 %.

Kapitel Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdauernanalyse der Hauptträger und der Fahrbahnträger:

Unterschiedliche Ermüdungsnachweise in den Normen: Es ist zu prüfen, wie sich die Ermüdungsnachweise der einzelnen Normen, bzw. wie sich das Fehlen eines Ermüdungsnachweises, auf die Nachrechnung auswirken.

Die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] enthält keinen Ermüdungsnachweis, erst ab der BE 1934 [B 20] wird auf die Materialermüdung eingegangen. Die Normen bis einschließlich ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] enthalten einen Dauerfestigkeitsnachweis, der als Nachweis gegenüber einer zulässigen Oberspannung in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis κ geführt wird. Dieser wird dann ab der ÖNORM B 4303/1994 [B 10] durch den Betriebsfestigkeitsnachweis abgelöst, bei welchem einerseits die Beanspruchung mittels des Betriebsfaktors (Anpassungsbeiwert λ) reduziert wird und andererseits wird bei der Beanspruchbarkeit die gegenüber der Dauerfestigkeit höhere Zeitfestigkeit angesetzt. Der Nachweis wird gegenüber einer ertragbaren Spannungsschwingbreite geführt.

Beim Vergleich der erforderlichen und vorhandenen Widerstandsmomente, die beim Dauerfestigkeits- bzw. Betriebsfestigkeitsnachweis für 2 Millionen Lastwechsel (bzw. für die Verordnung 1904 [B 15] ohne Berücksichtigung der Materialermüdung) erhalten werden, kann man feststellen, dass für genietete Bauteile, bei den älteren Normen größere vorhandene Querschnittswerte erhalten werden als bei den neuen Normen. Bei Brücken die nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] berechnet wurden, ergeben sich größere vorhandene Widerstandsmomente als z.B. nach der ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11], obwohl bei der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] kein Dauerfestigkeitsnachweis geführt wurde. Dieser Vergleich berücksichtigt aber nicht die Schäden der Vergangenheit.

Kerbdetails: Wie haben sich die einzelnen Kerbdetails von der ersten Norm bis jetzt entwickelt? Kann man aus dem Vergleich der Kerbfallkataloge schließen welche besonders problematisch sind?

Diese Arbeit enthält einen Vergleich der Kerbfälle und der dazugehörigen ertragbaren Spannungen. Dieser Vergleich wird einerseits auf die ÖNORM EN 1993-1-9/2005 [B 33] und andererseits auf die Ril 805/1999 [B 13] bezogen, da diese die einzige neue Norm ist, deren Ermüdungsfestigkeit, wie bei den alten Normen, bei allen Kerbfällen von κ abhängt. Beim Vergleich mit beiden Normen kann man feststellen, dass sich vor allem die Kerbfälle genietetes Grundmaterial und nicht tragende Schweißnähte als problematisch erweisen, da die zulässigen Spannungen die für diese Kerbfälle nach den alten Normen angesetzt werden konnten, wesentlich größer sind, als die ertragbaren Spannungen der neuen Normen. Für genietete Bauteile ist besonders ein Vergleich mit den Kerbfallkategorien der ONR 24008/2006 [B 28] wichtig, da diese Norm auf die neuesten Versuche zurückgreift und eine Einteilung der genieteten Konstruktionen in mehrere Kerbfälle enthält. Diese Unterteilung in drei Kerbfälle vermeidet, dass ein auf der sicheren Seite liegender zu niedriger Wert für alle

Kerbdetails angewendet werden muss. Auch der Vergleich mit ONR lässt erkennen, dass genietete Bauteile einen kritischen Kerbfall darstellen.

Mittelspannung: Besteht eine Abhängigkeit von der Mittelspannung (bzw. dem Spannungsverhältnis κ)? Bei welchen Konstruktionen ist diese Abhängigkeit zu merken, bei welchen nicht? Welche Normen berücksichtigen diese Abhängigkeit? Wie wirkt sich das bei der Nachrechnung aus?

In den alten Normen, also von der BE 1934 [B 20] bis zur ÖNORM B 4600/1979 [B 6], ist die zulässige Oberspannung für den Dauerfestigkeitsnachweis von κ abhängig. Versuche haben aber gezeigt, dass für Details mit hohen Eigenspannungen (Schweißkonstruktionen, nicht aber genietete Konstruktionen) die ertragbare Spannungsschwingbreite betragsmäßig praktisch konstant ist, also von der Mittelspannung unabhängig. Das führte in den neueren Normen dazu, dass die Mittelspannungsabhängigkeit für die meisten Kerbfälle nicht mehr vorhanden ist. Eine Ausnahme davon ist die Ril 805/1999 [B 13], bei der die Abhängigkeit von der Mittelspannung in Anlehnung an die alte DS 804 [B 19] erhalten geblieben ist. In der ÖNORM B 4303/1999 [B 10] gibt es eine Abhängigkeit für nicht geschweißte Bauteile. Die ONR 24008/2006 [B 28], die auf bestehende genietete Konstruktionen eingeht, enthält ebenfalls eine Abhängigkeit von κ .

Der Vergleich der Kerbfälle und ihrer ertragbaren Spannungen lässt erkennen, dass die in eine ertragbare Spannungsschwingbreite umgerechnete Oberspannung der alten Normen im positiven κ Bereich (Schwellbereich) eher unter den Werten der neuen Normen liegt, und im negativen κ Bereich (Wechselbereich) eher darüber. Das heißt, dass nach den alten Normen aus heutiger Sicht im Wechselbereich zu wenig Stahl gebraucht wurde, und im Schwellbereich eher zu viel. Dies ist besonders beim Vergleich mit Normen ohne κ -Abhängigkeit zu bemerken, aber im geringeren Maße auch beim Vergleich mit Ril 805/1999 [B 13] und ONR 24008/2006 [B 28]. Der kritische Wechselbereich ist bei den in dieser Arbeit untersuchten Einfeldträgerbrücken bei den Fahrbahn­längsträgern zu finden, bei den Hauptträgern und den Fahrbahn­querträgern ist κ positiv.

Tragfähigkeitsnachweis-Ermüdungsnachweis: Wann ist der Ermüdungsnachweis maßgebend, wann der Tragfähigkeitsnachweis?

Bei der Vergleichsrechnung, die den maßgebenden Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis (für 2 Mio. Lastwechsel) der alten und der neuen Norm vergleicht, konnte beobachtet werden, dass in Bereichen kleinerer Stützweiten der Ermüdungsnachweis maßgebend ist, bei größeren Stützweiten wird der Tragfähigkeitsnachweis maßgebend. Je niedriger der Kerbfall nach EN und ONR 24008/2006 [B 28] ist, umso länger ist der Ermüdungsnachweis maßgebend, d.h. umso größer ist die Stützweite, ab welcher der Tragfähigkeitsnachweis bemessungsbestimmend wird.

Im Bereich kleiner Stützweiten liefert der Ermüdungsnachweis also noch schlechtere Ergebnisse als der Tragfähigkeitsnachweis (schlechte Ergebnisse bedeuten, dass die vorhandenen Querschnittswerte kleiner sind als die erforderlichen Querschnittswerte).

Einfluss der Verkehrslasten: Es stellt sich die Frage ob sich bei der Berechnung der Restlebensdauer für Brücken neueren Entstehungsdatums eine entsprechend der kürzeren Nutzung höhere Restnutzungsdauer ergibt oder ob der Einfluss der Lastenzüge stärker ist. Ergeben sich für neuere Brücken höhere Restlebensdauern als für ältere?

Bei der Berechnung der Restlebensdauer genieteter Konstruktionen nach Ril 805/1999 [B 13] mit Wöhlerlinien nach ONR 24008/2006 [B 28] kann man feststellen, dass der Einfluss der Lastenzüge groß ist. Vergleicht man die Ergebnisse der schweren Lastenzüge für einen Kerbfall (z.B. Kerbfall 85), kann man feststellen, dass sich für den Lastenzug (2) der ÖNORM B 4003/1984 [B 2] und den Österreichische N-Zug aus dem Jahr 1926 die längsten Restlebenszeiten ergeben. Die kürzesten Restlebenszeiten erhält man für den Lastenzug I der Verordnung 1904 [B 15] und den Lastenzug S der ÖNORM B 4003/1956 [B 1] bei Berechnung nach ÖNORM B 4300/1952 [B 5]. Man kann also erkennen, dass neuere Brücken nicht unbedingt eine höhere Restlebensdauer aufweisen.

Bei den geschweißten Konstruktionen ist das Ergebnis stark vom Kerbfall abhängig. Insgesamt kann man für diese Konstruktionen bei einer Restlebensdauerberechnung nach Ril 805/1999 [B 13] erkennen, dass für BE 1934 [B 20] und DR 1935 [B 23] großteils noch eine sehr lange Restnutzungsdauer errechnet werden kann, obwohl die Lebensdauer der nach dieser Norm berechneten Brücken schon weit höher ist als jene von Brücken die nach der ÖNORM B 4600-3/1979 [B 11] berechnet wurden, für welche sich oftmals bei dieser Berechnung keine Restnutzungsdauer mehr ergibt.

Man kann auch bei der Berechnung der Restlebensdauer erkennen, dass Brücken mit kleinen Stützweiten zu schlechteren Ergebnissen führen als solche mit großen Stützweiten. Beim Restlebensdauernachweis für genietete Brücken bei Belastung mit LM 71, werden, für die schweren Lastenzüge und die niedrigere Stahlsorte, beim Kerbfall 85, positive Restlebenszeiten ab Stützweiten zwischen 5 und 26 m erhalten.

Stahlsorten: Wie wirken sich die unterschiedlichen Stahlsorten auf die Restlebensdauer aus, haben sie einen Einfluss auf das Ergebnis? Wie ist das Ermüdungsverhalten von Schweißbeisen und Flusseisen?

Bei den Tragfähigkeits- und den Ermüdungsuntersuchungen kann man feststellen, dass sich „bessere“ Stahlsorten bei einer Nachrechnung nicht immer als besser erweisen.

Beim ULS sind die Ergebnisse für Flusseisen und für Schweißbeisen nach der Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] und in den späteren Normen die Ergebnisse für St 37 und St 52/St 55 nahezu gleich. D.h., dass bei einer Nachrechnung einer alten Brücke, beim Tragfähigkeitsnachweis sich alle Stahlsorten ähnlich verhalten und keine als besonders problematisch bezeichnet werden muss.

Beim FLS kann aber für höhere Stahlsorten ein schlechteres Verhalten beobachtet werden als für niedrige Stahlsorten.

Bei den alten Normen ist im Gegensatz zu den heutigen Normen, die zulässige Oberspannung von der Stahlsorte abhängig. Die größten Differenzen zwischen

den Stahlsorten werden nach der ÖNORM B 4300/1954 [B 5] erhalten, und zwar sowohl für Grundmaterial, genietete Stäbe als auch für Schweißnähte. In der BE 1934 [B 20] und der ÖNORM B 4600/1979 [B 6] sind Abweichungen der zulässigen Spannungen in Abhängigkeit von der Stahlsorte bei Grundmaterial und gelochten Stäben zu bemerken, bei geschweißten Konstruktionen sind die Unterschiede eher gering. Dies entspricht den Ergebnissen der Untersuchung von *Herzog* [C 5], wonach bei geschweißten Konstruktionen also bei starken Kerben, die Ermüdungsfestigkeit weitgehend von der Stahlsorte unabhängig ist, bei Grundmaterial ist eine Abhängigkeit zu bemerken. Dies führt dazu, dass bei der Berechnung der Restlebensdauer einer bestehenden Brücke für höhere Stahlsorten kürzere Zeiten erhalten werden als für niedrigere Stahlsorten.

Bei einer Nachrechnung einer genieteten Konstruktion nach der ONR 24008/2006 [B 28] werden für Schweißisen im Vergleich zu Flusseisen um bis zu 20 % bessere Werte erhalten, und für St 37 im Vergleich zu St 52 um bis zu 40 % bessere Ergebnisse. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen für St 37 und St 52/55 ist bei Berechnung mit den Wöhlerlinien nach ONR 24008/2006 [B 28] größer, als bei Verwendung der zulässigen Spannungen nach Ril 805/1999 [B 13].

Zu unterschiedlichen Aussagen bei Anwendung der ONR 24008/2006 [B 28] und der Ril kommt es bei Schweißisen. Bei der ONR erhält man für Brücken aus Schweißisen eine längere Restlebensdauer als für Brücken aus Flusseisen, bei der Anwendung der Ril 805/1999 [B 13] ist dies genau umgekehrt. Diese Unklarheit im Ermüdungsverhalten von Schweißisen, führt zur Untersuchung des Rissfortschrittsverhaltens von Schweißisen im Kapitel *Bruchmechanik*.

Verbindungsmittel: Gibt es Bereiche in einer genieteten Konstruktion, die eher gefährdet sind, als andere? Kann man das aus dem Kerbfallkatalog ablesen? Stimmen hier die Aussagen des Wöhlerlinienkonzeptes mit jenen der Versuche überein? Was wird in Versuchen erhalten? Ist es wahrscheinlicher, dass das durch das Nietloch geschädigte Grundmaterial versagt, oder, dass der Niet selbst versagt?

Aus den Analysen zur Tragfähigkeit der Verbindungsmittel kann man schließen, dass der Tragfähigkeitsnachweis der Niete erbracht werden kann, jedoch lässt sich aus den Untersuchungen zur Betriebsfestigkeit ablesen, dass genietete Bauteile äußerst kritische Kerbdetails darstellen. D.h., dass die zulässigen Spannungen die für diese Kerbfälle nach den alten Normen angesetzt werden konnten, wesentlich größer sind, als die ertragbaren Spannungen der neuen Normen. Besonders kritisch ist, wie man der Einteilung in Kerbdetails der ONR 24008/2006 [B 28] entnehmen kann, der Bereich des Anschlusses eines Verbandes an den Zuggurt eines Biegeträgers und der Bereich der Endverankerung einer Verstärkungslamelle.

Diese Aussagen decken sich mit den Ergebnissen zahlreicher Versuche durchgeführt am BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und – prüfung, Deutschland). *Helmerich* [A 28] stellt hierbei fest, dass Querschnitte mit Kraftumlenkungen und/oder Steifigkeitsreduzierungen also z.B. am Ende von Gurtlamellen Schwachpunkte einer Konstruktion darstellen.

Weiters kann man aus den durchgeführten Berechnungen schließen, dass das durch das Nietloch geschädigte Grundmaterial eher versagt als der Niet selbst.

Fahrbahnträger: Wird auf die Berechnung der Fahrbahnträger in den alten Normen eingegangen, und wenn wie? Wird für diese ein Ermüdungsnachweis geführt? Wie ist die konstruktive Gestaltung der Fahrbahnträger, werden Zwängungsspannungen berücksichtigt, bzw. wie werden diese möglichst klein gehalten? Zählen die Fahrbahnträger zu den kritischen Elementen in Brücken? Kann man besondere Problembereiche der Fahrbahnträger allgemein und je nach Norm festlegen, welches sind diese Problembereiche? Treten eher bei den Längsträgern oder bei den Querträgern Schäden auf? Wie sind die Anschlüsse ausgeführt? Führen die Anschlüsse zu Problemen? Welche Anschlüsse sind besonders gefährdet?

Wird auf die Berechnung der Fahrbahnträger in den alten Normen eingegangen, und wenn wie?

Während die Verordnung aus dem Jahr 1904 [B 15] noch keine Hinweise auf die Ausführung oder Berechnung der Fahrbahn gibt, kann aus der BE 1934 [B 20] die damals bevorzugte Bauweise der Stahlbrücken als inhomogene ebene Tragwerkssysteme abgeleitet werden, es wird den einzelnen Tragwerksteilen eine getrennte Wirkungsweise zugewiesen. Diese Konstruktionsweise der Fahrbahn ist auch Inhalt weiterer Normen nach der BE 1934 [B 20], also des Entwurfes zur ÖNORM B 4303 [B 16] und der ÖNORM B 4603/1964 [B 9]. Die Entwicklung der orthotropen Platte wurde erst durch die Weiterentwicklung der Schweißtechnik nach dem zweiten Weltkrieg ermöglicht. ÖNORM B 4603/1964 [B 9] nimmt jedoch noch keinen Bezug auf Fahrbahnen dieser Art, erst ÖNORM B 4303/1994 [B 10] enthält Vorschriften zur Berechnung orthotroper Fahrbahnplatten. Die Untersuchungen dieses Kapitels beschränken sich auf, für die bei alten Brücken (bis in die Nachkriegszeit) gebräuchlichste Art, nämlich auf genietete Brücken mit offener Fahrbahn.

Wird für die Fahrbahnträger ein Ermüdungsnachweis geführt?

In den Normen BE 1934 [B 20] bis zur ÖNORM B 4303/1994 [B 10] ist ein vereinfachtes Nachweisverfahren zur Berechnung der Längsträger offener Fahrbahnen enthalten. Hierin werden die Schnittgrößen des Längsträgers am Einfeldträger bestimmt, durch Anwendung von Beiwerten soll einerseits die Durchlaufwirkung erfasst werden und andererseits die Ermüdungswirkung berücksichtigt werden, wodurch ein gesonderter Ermüdungsnachweis entfällt. Bei den Normen BE 1934 [B 20] bis zur ÖNORM B 4603/1964 [B 9] wird hierbei keine Unterscheidung in Kerbfälle vorgenommen.

Querträger werden als Einfeldträger ausgeführt und bemessen, eine der häufigsten Ausführungsarten die daher auch im Folgenden zur Untersuchung kommt, ist die Lagerung der Querträger zwischen den Hauptträgern, der Hauptträgerabstand ist hierbei die Stützweite. In den Normen ab der BE 1934 [B 20] bis heute wird ein Ermüdungsnachweis zur Berechnung der Querträger vorgeschrieben.

Wie ist die konstruktive Gestaltung der Fahrbahnträger, werden Zwängungsspannungen berücksichtigt, bzw. wie werden diese möglichst klein gehalten?

Querträger werden im Allgemeinen als Einfeldträger zwischen den Hauptträgern ausgeführt, die Längsträger können entweder auf den Querträgern oder zwischen den Querträgern gelagert sein.

- Längsträger auf den Querträgern

Die Längsträger werden (bei uneingeschränkter Bauhöhe) auf den Querträgern entweder fest oder längsbeweglich aufgelagert. Statisch gesehen wirken bei einer längsbeweglichen Auflagerung die Fahrbahnträger ganz unabhängig von der Haupttragkonstruktion, dadurch sollen Schäden die durch Zwängungen bei festen Verbindungen entstehen, vermieden werden. Durch die Reibung aus der Verkehrslast wird allerdings die Verschieblichkeit stark gehemmt, so dass das wirkliche Verhalten kaum mit den Voraussetzungen der Berechnung übereinstimmt. *Schaper* aus dem Jahr 1934 [A 3] enthält Konstruktionszeichnungen einer solchen Längsträgerlagerung. In die Normenwerke wird diese Methode als Ratschlag in den Entwurf der ÖNORM B 4303 [B 16] aufgenommen, in der darauffolgenden ÖNORM B 4603/1964 [B 9] ist dieser Ratschlag nicht mehr zu finden.

D.h., bei Brücken mit einer längsbeweglichen Lagerung der Längsträger treten Zwängungsspannungen auf, die aber bei der Berechnung in der Originalstatik vermutlich nicht berücksichtigt wurden.

- Längsträger zwischen den Querträgern

▪ Mit Verbindung der Obergurte

Ab der BE 1934 [B 20] wird für die Bauart Längsträger zwischen den Querträgern, eine Verbindung der Obergurte vorgeschrieben, Längsträger müssen als durchlaufende Träger ausgebildet und gelagert werden. Die Obergurte der Längsträger benachbarter Felder müssen durch (durchschießende) Platten miteinander verbunden werden. Diese Platten und ihre Anschlussniete sind so zu bemessen, dass sie das Auflagermoment allein aufnehmen können.

Durch die Verbindung der Fahrbahnträger, Fahrbahnquerträger und Hauptträger wirken diese infolge ihrer gegenseitigen Formänderungsabhängigkeit zwangsläufig zusammen. Unter Berücksichtigung aller Einflüsse des Zusammenwirkens ergeben sich für die Fahrbahn in der Regel größere, für die Hauptträger dagegen kleinere Schnittgrößen als ohne die Berücksichtigung.

Die früheren Normen (BE 1934 [B 20], Entwurf B 4303 [B 16]) und die Literatur (z.B. *Bleich* [A 1], *Schaper* [A 3]) zeigen, dass das Zusammenwirken eher unerwünscht und somit unbeabsichtigt war, deswegen kam es meist zu einer Ausbildung der Fahrbahn ohne Endscheiben, mit einer Scheibe (Bremsverband) in der Fahrbahnmitte. Die Untersuchungen in diesem Kapitel werden für diese Form der Ausbildung geführt.

D.h., Brücken mit Längsträgern zwischen den Querträgern mit Verbindung der Obergurte wurden nach der BE 1934 [B 20] und dem Entwurf ÖNORM B 4303 [B 16] so konstruiert, dass die Zwängungsspannungen möglichst klein bleiben und es zu einem unbeabsichtigten Mitwirken der Fahrbahnträger kommt, welches bei der Berechnung nach den alten Normen, nicht berücksichtigt wurde. Bei der überschlägigen Ermittlung der Tragsicherheit einer bestehenden Brücke kann das Zusammenwirken laut Ril 805/1999 [B 13] ebenfalls vernachlässigt werden. Es empfiehlt sich, hierbei die zwängungsspannungsarme Ausführung der Konstruktion zu kontrollieren. Hierzu gehören unter anderem ein nicht zu kleiner Abstand des Längsträgers vom Hauptträger, eine nicht zu große Gurtbreite der Querträger, Anordnung eines Bremsverbandes in der Fahrbahnmitte und der Zusammenbau der Fahrbahnträger nach dem Freisetzen der Hauptträger.

- Ohne Verbindung der Obergurte

Diese Bauweise ist laut den Normen nur bei Brücken bis zum Baujahr 1934 erlaubt (siehe oben), und kann durch die Zwängung, die durch die Verbindung der Längsträger mit den Querträgern entsteht, zu Ermüdungsrissen führen.

Die Niete dieser Verbindungen wurden in der ursprünglichen Statik nur auf Schub bemessen, aus der Zwängung am Längsträgerende entstehen aber Momente. Al-Emrani stellte bei statischen Versuchen fest, dass diese Verbindungen oft beträchtliche Momente aufnehmen können, hierbei kommt es aber zu großen Verformungen, die dann bei wiederholter Beanspruchung zu Ermüdungsschäden, und zwar entweder zu Rissen in den Winkelschenkeln, oder zum Ausfall der Niete führen können.

Treten eher bei den Längsträgern oder bei den Querträgern Schäden auf?

Bei der Nachrechnung der Fahrbahnträger bei Belastung mit LM 71, $\alpha = 1,21$, werden nur sehr selten vorhandene Querschnittswerte erhalten, die über den erforderlichen Querschnittswerten liegen. Die Restlebensdauer ist meistens im negativen Bereich. Die Querträger liefern hierbei etwas schlechtere Resultate als die Längsträger.

Zählen die Fahrbahnträger zu den kritischen Elementen in Brücken?

Die Untersuchungen dieser Arbeit haben gezeigt, dass die Fahrbahnträger oft die kritischsten Elemente in Brücken darstellen. Dies bestätigen diverse Artikel, in welchen die Ergebnisse von Versuchen an Brückenteilen und Untersuchungen an bestehenden Brücken dargelegt werden.

Kann man besondere Problembereiche der Fahrbahnträger allgemein und je nach Norm festlegen, welches sind diese Problembereiche? Wie sind die Anschlüsse ausgeführt? Führen die Anschlüsse zu Problemen? Welche Anschlüsse sind besonders gefährdet?

Brücken die nach der Verordnung 1904 [B 15] berechnet wurden, können zu Problemen im Anschlussbereich Längsträger-Querträger führen, vor allem wenn die Längsträger nur über ihre Stege mit den Querträgern verbunden sind. Bei Brücken die nach der BE 1934 [B 20] ausgeführt wurden, ist es wahrscheinlich, dass die kritischen Bereiche nicht die Anschlüsse der Fahrbahnträger sind, sondern eher der Bereich der maximalen Momente. Hier ist besonders auf Stellen zu achten wo es zu Steifigkeitssprüngen (Querschnittssprünge oder Querschnittsänderungen) kommt. Bei beiden Normen kann es zu Schäden in den Anschlüssen kommen, wenn die Längsträger sehr knapp neben den Hauptträgern liegen. Weiters können Schäden bei geometrischen Fehlstellen entstehen, also bei Ausklüngen am Anschluss Querträger-Hauptträger oder bei nicht verstärkten Durchlässen im Querträger.

Kapitel Bruchmechanik und Verknüpfung der Ergebnisse der Kapitel Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Haupt- und Fahrbahnträger mit den Ergebnissen des Kapitels Bruchmechanik:

Bruchmechanischer Nachweis: Wie wird ein bruchmechanischer Nachweis für eine bestehende Brücke aus Stahl geführt? Was wird dabei nachgewiesen? Was sind die Eingangsparameter? Wie groß ist ihr Einfluss? Sind diese bekannt? Was ist das Ergebnis dieser Berechnungen?

Wie wird ein bruchmechanischer Nachweis für eine bestehende Brücke aus Stahl geführt? Was wird dabei nachgewiesen?

Ein bruchmechanischer Nachweis kann z.B. mit Hilfe des K-Konzeptes erfolgen, hierbei werden die einwirkenden Spannungsintensitäten K_{appl} den kritischen Spannungsintensitäten K_{crit} gegenübergestellt ($K_{appl} \leq K_{crit} = K_{Ic}$).

Oftmals kann jedoch nicht eindeutig zwischen dem Spanningskriterium und demjenigen der Bruchmechanik unterschieden werden, es kommt zu Versagensformen, die durch beide Kriterien teilweise erklärt werden können. Solche Fragen können mit der plastischen Bruchmechanik, mit nicht-linearen Finiten Elementen oder handlicher und rascher mit der R6-Methode (oder auch FAD genannt) angegangen werden. Das FAD ist eine Interaktionskurve, die bruchmechanisches Versagen sowie plastisches Materialversagen berücksichtigt, das Versagen wird erreicht sobald die Grenzfunktion erfüllt ist. Mithilfe des FAD kann als erster Schritt einer bruchmechanischen Untersuchung, die kritische Risslänge a_{krit} iterativ bestimmt werden, bei der das Bauteil versagt.

Der zweite Schritt, ist die Untersuchung des Rissfortschrittes, hierbei wird die Anzahl der Lastwechsel bestimmt, durch welche der vorhandene Riss von der Anfangsrisslänge a_0 bis zur kritischen Risslänge a_{krit} heranwächst.

Was sind die Eingangsparameter, bei der Bestimmung von a_{krit} ? Wie groß ist ihr Einfluss? Sind diese bekannt?

- Anfangsrisslänge a_0 , eines vorhandenen oder eines fiktiven Risses, der bei einer Inspektion des Tragwerkes gerade noch nicht entdeckt werden konnte. Die Anfangsrisslänge hat keinen Einfluss auf die kritische Risslänge.
- σ_{vorh} , die maximale Spannung im untersuchten Bauteil, zufolge Eigengewicht, Verkehrslast und Eigenspannung. Diese hat einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge.

Die Annahme von Eigenspannungen, verursacht durch den Walzvorgang und durch Umlagerungen in einem zusammengesetzten, genieteten Querschnitt, ist mit großen Unsicherheiten behaftet. Bei duktilem Versagen haben die Eigenspannungen keinen Einfluss, da diese herausplastizieren, bei sprödem Versagen jedoch schon. Zur Feststellung welche von beiden Versagensformen maßgebend ist, müssen die Eigenspannungen bekannt sein. D.h. es müssen im Bauteil, das den Riss enthält, sowohl die Betriebsspannungen als auch die Eigenspannungen bekannt sein. Die Betriebslasten sind oft weder in ihrer Größe noch in ihrem zeitlichen Ablauf genau bekannt. Hier können Verformungsmessungen an den entsprechenden Bauteilen wertvolle Aufschlüsse geben.

- Rissformfaktor $Y(a)$, dieser kann für viele Anwendungsfälle aus der Literatur entnommen werden oder er kann mit Hilfe von FE- Methoden bestimmt werden, auch sein Einfluss ist groß.
- Bruchzähigkeit K_{Ic} , die Bruchzähigkeit und die Fließgrenze, und somit das verwendete Material, haben einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge und auch auf die Beurteilung der Spontanbruchsicherheit. Die Bruchzähigkeit kann entweder durch Versuche an Probekörpern aus dem Bauwerk bestimmt werden, oder es können auf der sicheren Seite liegende Werte aus der Literatur entnommen werden.

Was sind die Eingangsparameter, bei der Berechnung der Rissfortschrittslebensdauer? Wie groß ist ihr Einfluss? Sind diese bekannt?

Eingangsparameter der Berechnung der Rissfortschrittslebensdauer, direkter Einfluss

- Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$, diese hat einen großen Einfluss auf die ertragbaren Spannungsspiele. Ist die Spannungsdifferenz kleiner als die Schwellenspannung $\Delta\sigma_D^*$, kann sie unendlich oft ertragen werden ohne Rissfortschritt. Die Schwellenspannung ist abhängig vom Spannungsverhältnis κ , der Blechbreite, dem Anfangsris und vom Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} .
- Rissformfaktor $Y(a)$, dieser wirkt sich sowohl auf die kritische Risslänge als auch auf den Rissfortschritt aus. Bei höheren Spannungen, also bei schneller fortschreitendem Riss ist der Einfluss geringer als bei kleineren Spannungen. Da der Formfaktor $Y(a)$ von der Risslänge abhängig ist, ist zur Bestimmung der Schwingspielzahl eine numerische Integration anzuwenden. Wird der Formfaktor vereinfachend als konstant angenommen (als Mittelwert der Formfaktoren für a_0 und a_{krit}), ist eine analytische Integration möglich, deren Ergebnis (stark) auf der sicheren Seite liegen kann.
- Rissfortschrittparameter m und C , diese haben einen großen Einfluss auf die ertragbaren Spannungsspiele. Sie können wie die Bruchzähigkeit entweder durch Versuche ermittelt werden oder der Literatur entnommen werden. Jedoch können die Rissfortschrittparameter für alte Stähle stark variieren, wodurch eine auf der sicheren Seite liegende Annahme aus der Literatur sehr niedrige Werte ergeben kann.
- Anfangsrislänge a_0 , auch diese hat einen großen Einfluss auf die ertragbaren Spannungswechsel.

Eingangsparameter der Berechnung der kritischen Risslänge, indirekter Einfluss auf die Rissfortschrittslebensdauer

- σ_g, σ_{eigen} , die Spannungen zufolge Eigengewicht und somit das Spannungsverhältnis κ haben einen wesentlichen Einfluss auf den Bereich I und III der Paris-Erdogan Kurve, also auf den unteren Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} und auf den oberen Grenzwert ΔK_c , der Einfluss auf den Bereich II, und somit auf das stabile Risswachstum,

ist eher gering. Der Einfluss der Eigenspannungen ist von ihrer Größe und vom Größenverhältnis zur Spannungsdifferenz abhängig. Eine in der Literatur übliche Annahme für die Eigenspannungen in genieteten Konstruktionen ist 10 % der Fließgrenze. Bei Eigenspannungen in der Größenordnung der Spannungsdifferenzen und bei langsamem Rissfortschritt, ist der Einfluss der Eigenspannungen deutlich zu bemerken. Bei großen Spannungsdifferenzen, und somit schnellem Risswachstum, kann der Einfluss der Eigenspannungen vernachlässigt werden. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse für die ertragbare Schwingspielzahl ohne Ansatz von Eigenspannungen auf der unsicheren Seite liegen.

- Bruchzähigkeit K_{Ic} , dieser Wert hat meist einen minimalen Einfluss auf die ertragbaren Spannungswechsel, obwohl der Einfluss auf a_{krit} groß ist. Für die Ermittlung der Schwingspiele von Nutzungsbeginn bis zum Bruch, muss der Wert von a_{krit} wegen der steilen Risswachstumskurve nicht genau bestimmt werden, der Einfluss der Bruchzähigkeit ist also gering. Anders liegen die Verhältnisse, wenn von großen Anfangsrissen ausgegangen wird, wenn also das Verhältnis des Anfangsrisses zum kritischen Endriss klein ist. In diesem Fall ist der Einfluss von a_{krit} und somit auch des K_{Ic} Wertes deutlich zu bemerken.

Was ist das Ergebnis dieser Berechnungen?

Das Ergebnis der bruchmechanischen Berechnung wie sie hier beschrieben wurde, sind die ertragbaren Schwingspiele eines Bauteiles, also jene Anzahl an Lastwechseln die nötig ist, bis der vorhandene Anfangsriss auf eine kritische Rissgröße angewachsen ist und das untersuchte Bauteil somit versagt. Unter der Voraussetzung eines fiktiven Anfangsrisses kann eine Betriebszeitintervallrechnung erfolgen, es wird also berechnet, ob der fiktive Riss im Zeitraum des Inspektionsintervalles soweit anwächst, dass ein Versagen des Bauteiles auftreten kann.

Bruchmechanik in den Normen: Ist ein bruchmechanischer Nachweis in den Normen zur Beurteilung bestehender Brücken vorhanden? Wie funktioniert dieser?

In der Ril 805/1999 [B 13] muss der bruchmechanische Nachweis des sicheren Betriebszeitintervalles genieteter Bauteile geführt werden, wenn die ermittelte Restnutzungsdauer kleiner als 15 Jahre ist, um die übliche Zykluszeit für die Brückenhauptprüfung zu rechtfertigen. Dieser Nachweis geht von einem fiktiven Anfangsriss aus, und errechnet, unter Zugrundelegung von auf der sicheren Seite liegenden bruchmechanischen Kennwerten, ein sicheres Betriebszeitintervall.

Die anderen in dieser Arbeit untersuchten Normen zur Bewertung bestehender Brücken (ONR 24008/2006 [B 28], UIC Kodex 778-2/1991 [B 12]) enthalten keinen bruchmechanischen Nachweis.

Gegenüberstellung Bruchmechanik - Wöhlerliniennachweis: Was sind die Vor- und Nachteile des Wöhlerliniennachweises bzw. des Nachweises auf bruchmechanischer Basis? Können Gemeinsamkeiten oder Unterschiede bei der Anwendung beider Verfahren entdeckt werden?

Kann die bruchmechanische Analyse der hier untersuchten Brückenbauteile ein „sicheres Betriebszeitintervall“ ergeben, wenn auf Basis des Wöhlerlinienkonzeptes keine Restnutzungsdauer berechnet werden kann? Und wenn, unter welchen Voraussetzungen?

Was sind die Vor- und Nachteile des Wöhlerliniennachweises bzw. des Nachweises auf bruchmechanischer Basis?

Bei beiden Verfahren müssen Annahmen getroffen werden, die mit großen Streuungen behaftet sind.

- Wöhlerliniennachweis

Vorteil des Wöhlerliniennachweises gegenüber dem Nachweis auf bruchmechanischer Basis: Es müssen meistens keine zusätzlichen Materialkennwerte an Versuchen bestimmt werden. Es existieren Kerbfallkataloge, bei deren Anwendung durch die Zuordnung eines Konstruktionsdetails zu einer Kerbgruppe, die Geometrie, die Rissform und die Eigenspannungsverhältnisse berücksichtigt werden.

Nachteile bzw. Annahmen die großen Streuungen unterworfen sind:

Die bisherigen Beanspruchungen (die einwirkenden Verkehrslasten der Vergangenheit) müssen möglichst genau bekannt sein, um den Schaden der Vergangenheit feststellen zu können.

Bei der Zuteilung eines Details zu einer Wöhlerlinie ergeben sich Ungenauigkeiten.

Die Verknüpfung der Beanspruchung mit der Wöhlerlinie über eine Schadensakkumulationshypothese ist ebenfalls mit größeren Streuungen behaftet.

- Nachweis auf bruchmechanischer Basis

Vorteil: Die Berechnung erfolgt unabhängig von den Belastungen in der Vergangenheit.

Nachteile bzw. Annahmen die großen Streuungen unterworfen sind:

Bruchmechanische Materialparameter alter Baustähle unterliegen starken Streuungen, bei einer bruchmechanischen Berechnung ohne vorherige Materialprüfung (wie sie zum Beispiel in der Ril vorgeschlagen wird), müssen also auf der sicheren Seite liegende Materialkennwerte verwendet werden, die dann unter Umständen zu sehr kleinen Betriebszeitintervallen führen. Die Bestimmung bruchmechanischer Parameter mittels Versuchen ist jedoch kostspielig.

Bei der Bewertung eines Bauteiles ohne gemessenen Anfangsriss muss die Größe eines fiktiven Anfangsrisses festgelegt werden, hierbei muss sichergestellt sein, dass sich in den kritischen Bauteilen tatsächlich keine größeren Risse befinden, viele Risse sind allerdings trotz einer gewissen Größe nur schwer zu erkennen.

Die Annahme der Größe der Eigenspannungen ist mit Unsicherheiten behaftet.

Können Gemeinsamkeiten oder Unterschiede bei der Anwendung beider Verfahren entdeckt werden?

- Gemeinsamkeiten:

Bei beiden Methoden gibt es einen Grenzwert der Spannungen. Sind die vorhandenen Spannungen an einem Bauteil kleiner als jener Grenzwert, können unendlich viele Lastwechsel ertragen werden. Beim Wöhlerliniennachweis ist dieser Grenzwert der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$, dieser ist abhängig vom Kerbfall und teilweise von der Stahlsorte. Beim bruchmechanischen Nachweis ist dieser Grenzwert die Schwellenspannung $\Delta\sigma_D^*$, sie ist abhängig vom Spannungsverhältnis κ , den Abmessungen des Bauteiles, der Größe des Anfangsrisses und vom Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} .

Sowie bei der Ermüdungsfestigkeit eine Mittelspannungsabhängigkeit, vor allem bei genieteten Konstruktionen beobachtet werden kann, ist auch in der Bruchmechanik eine Mittelspannungsabhängigkeit des Rissfortschrittes bekannt. Bei wachsendem κ nimmt in der Bruchmechanik der Rissfortschritt zu, Risse wachsen also schneller, analog dazu, nimmt bei der Ermüdungsberechnung bei wachsendem κ die ertragbare Spannungsschwingbreite ab. Unterschiedlich ist die Vorgehensweise bei Druck Schwellbeanspruchungen. In der Bruchmechanik findet bei dieser Beanspruchung kein Rissfortschritt statt, bei der Ermüdungsberechnung ist in diesem Fall die ertragbare Spannungsschwingbreite zwar am größten, es kann aber im Gegensatz zur Bruchmechanik ein Versagen stattfinden. Der ungünstigste Fall ist in der Bruchmechanik wie bei der Ermüdungsfestigkeit der Fall einer Zug-Schwellbeanspruchung.

Die Ergebnisse des Restlebensdauernachweises und des Betriebszeitintervallnachweises sind beide stark von den Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma$ im untersuchten Bauteil abhängig, eine genaue Kenntnis der Betriebsspannungen ist für beide Methoden vorteilhaft.

Die Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner wird im Kapitel Ermüdungsnachweis vorgestellt, sie liefert eine Methode zur Aufsummierung der Einzelschäden, wobei die Einzelschäden der Beanspruchungsspiele über der Dauerfestigkeit linear addiert werden. Schädigung und Schadensakkumulation können als zyklischer Rissfortschritt aufgefasst werden. Damit wird der empirisch begründeten Miner-Regel eine physikalische Basis gegeben. Im Kapitel Bruchmechanik wurde dargelegt, dass bei der schwingenspielweisen Berechnung des Rissfortschrittes das gleiche Ergebnis wie bei einer Miner-Rechnung zustande kommt.

- Unterschiede:

Die Ergebnisse einer Betriebszeitintervallrechnung auf bruchmechanischer Basis und einer Restlebensdauerberechnung auf Basis der Wöhlerlinien, führen zu unterschiedlichen Aussagen. Der Betriebszeitintervallnachweis legt ausgehend von einem fiktiven Anfangsriss ein sicheres Intervall zwischen zwei Brückenprüfungen fest. Die Restlebensdauerrechnung basiert auf der Berechnung eines Schadens, welcher sich aus dem Schaden der Vergangenheit und der Zukunft zusammensetzt, und errechnet so die Anzahl der Lastwechsel

die noch ertragen werden können. Die Ergebnisse beider Verfahren können also nicht direkt verglichen werden.

Wie bereits erläutert, sind die Ergebnisse beider Verfahren stark von der Spannungsdifferenz abhängig, weiters ist eine Abhängigkeit von κ (und somit von den Spannungen zufolge Eigengewichts) zu bemerken. Bei der bruchmechanischen Berechnung haben außerdem die Eigenspannungen direkten Einfluss bei der Berechnung der kritischen Risslänge, beim Wöhlerliniennachweis wird der Einfluss der Eigenspannungen durch die Einteilung in Kerbdetails erfasst.

Beim Restlebensdauernachweis ermöglichen Kerbfallkataloge eine Einteilung in Kerbdetails. Für die bruchmechanische Analyse hat *Hensen* einen Katalog entwickelt, der es ermöglicht, die verschiedenen vorkommenden Risskonfigurationen der häufig bei alten Stahlbrücken verwendeten Querschnittstypen, auf drei bruchmechanische Grundfälle zurückzuführen. Hierbei müssen die Querschnittsabmessungen bekannt sein, dazu zählen vor allem die Nietgröße und die Blechgröße (der Abstand vom Niet bis zum freien Rand).

Weitere Unterschiede (die unterschiedlichen Eingangsgrößen und deren Ermittlung) wurden schon weiter oben, bei den Vor- und Nachteilen aufgelistet.

Kann die bruchmechanische Analyse der hier untersuchten Brückenbauteile ein „sicheres Betriebszeitintervall“ ergeben wenn auf Basis des Wöhlerlinienkonzeptes keine Restnutzungsdauer berechnet werden kann? Und wenn, unter welchen Voraussetzungen?

Beim Tragfähigkeitsnachweis und bei der Restlebensdauerberechnung haben sich kurze Stützweiten als kritisch erwiesen (die erhaltene Restlebensdauer ist unter 15 Jahren), daher werden einerseits die Hauptträger kurzer Vollwandträgerbrücken und andererseits die Fahrbahnträger, einer bruchmechanischen Berechnung unterzogen. Typische genietete Querschnitte dieser Brücken, sind aus Winkeln und Blechen zusammengesetzte I-Träger. Mit Hilfe des Kataloges von *Hensen* lässt sich zeigen, dass das bruchmechanische Ersatzmodell des Winkels im Zugbereich gegenüber jenem des Untergurtes bei diesem Querschnittstyp immer maßgebend ist. Es werden daher Winkel unterschiedlicher Größe mit Nieten variierender Größe, der Hauptträger und der Fahrbahnträger untersucht. Als Anfangsrissgröße wird der Nietkopfdurchmesser plus 5 mm beidseitig angenommen, die Berechnung erfolgt mit auf der sicheren Seite angenommenen Materialkennwerten (ohne Versuche am Bauwerk) und Spannungen aus der Berechnung. Man kann erkennen, dass für Hauptträger und für Fahrbahnträger, in Bereichen in denen keine oder nur eine sehr kleine Restnutzungsdauer ermittelt wurde, auch kein oder nur ein sehr kurzes Betriebszeitintervall errechnet werden kann. Weiters kann man erkennen, dass auch in Bereichen bei denen beim Restlebensdauernachweis sehr gute Ergebnisse erhalten werden (50 Jahre) bei der bruchmechanischen Berechnung kein oder nur ein sehr kurzes sicheres Betriebszeitintervall ermittelt werden konnte. Das macht den großen Einfluss der Querschnittsabmessungen auf das Betriebszeitintervall deutlich.

Die Untersuchungen zeigen also, dass eine bruchmechanische Analyse für eine vorhandene Brücke des hier untersuchten Querschnittstyps, also nur dann zu besseren Ergebnissen als bei der Ermüdungsberechnung führen kann, wenn statt

auf der sicheren Seite liegenden Eingangsparametern, am Bauwerk ermittelte bruchmechanische Kennwerte und/oder Spannungen eingesetzt werden.

Die Spannungen haben einen großen Einfluss auf die Ergebnisse der Restlebensdauerberechnung und der bruchmechanischen Berechnung und werden mit konventionellen statischen Berechnungsmodellen meistens überschätzt. Es ist also in vielen Fällen zweckmäßig, Spannungsmessungen am Tragwerk durchzuführen, wodurch unter Umständen die Ergebnisse der Restlebensdauerberechnung maßgeblich verbessert werden können, und so kann eventuell auf eine aufwendige, kostenintensive Bestimmung der bruchmechanischen Parameter verzichtet werden.

Eine große Bedeutung bei der Bestimmung des Betriebszeitintervalles, hat auch die Anfangsrisslänge, wenn also Verfahren zur Rissentdeckung angewendet werden, durch die auch verdeckte Risse entdeckt werden können, kann sich die errechnete Restnutzungsdauer wesentlich erhöhen.

Bruchmechanische Materialkennwerte: Wie sinnvoll ist die Bestimmung eines sicheren Betriebszeitintervalles ohne Bestimmung der Materialkennwerte am Bauwerk? Wie groß sind die Streuungen der Eingangsparameter? Wie groß ist der Einfluss der streuenden Parameter auf das Betriebszeitintervall?

Die Streuung der Rissfortschrittsparameter, vor allem für Schweißseisen, ist groß, und ebenso ist der Einfluss dieser Parameter auf das Betriebszeitintervall groß. Bei einer Vergleichsrechnung für eine Platte mit einseitigem Randriss (genaue Abmessungen und die angesetzten Spannungen sind im Kapitel *Bruchmechanik* nachzulesen), mit Rissfortschrittsparametern die aus Versuchen einerseits von *Helmerich* [A 28] und andererseits von *Tanner* [C 22] ermittelt wurden, ergeben sich stark variierende Schwingspiele ($N_{Tanner; m,C Versuch} \approx 25 \cdot N_{Helmerich; m,C Versuch}$).

Ebenso konnte bei dieser Vergleichsrechnung festgestellt werden, dass die in der Literatur (*Geißler* [D 2], *JRC Report* [A 31]) angegebenen Rissfortschrittsparameter, die als statistisch abgesichert bezeichnet werden, in Abhängigkeit von der einwirkenden Spannungsdifferenz, im Vergleich zu den Berechnungen mit Rissfortschrittsparametern die in Versuchen von *Helmerich* bestimmt wurden, entweder zu stark auf der sicheren Seite liegenden Schwingspielzahlen führen ($N_{JRC Report; m,C statistisch abgesichert} < N_{Helmerich; m,C Versuch}$), oder zu auf der unsicheren Seite liegenden Schwingspielzahlen ($N_{JRC Report; m,C statistisch abgesichert} > N_{Helmerich; m,C Versuch}$).

Für Flusseisen sind in der Literatur nicht so viele Versuchsergebnisse zu finden wie für Schweißseisen. Die vorhandenen Versuchsergebnisse lassen darauf schließen, dass die Streuung der Rissfortschrittsparameter von Flusseisen wesentlich geringer ist, als jene von Schweißseisen. An Versuchen ermittelte Rissfortschrittsparameter, die bei einer Beispielrechnung, im Vergleich zu einer Berechnung mit statistisch abgesicherten Parametern, zu auf der unsicheren Seite liegenden Schwingspielzahlen, führen (wie bei Schweißseisen), konnten keine gefunden werden.

Es empfiehlt sich mit Parametern aus der Literatur „nur“ ein sicheres Betriebszeitintervall zu bestimmen und keine Restlebensdauer, für Brücken aus Schweißseisen ist auch das nicht zu befürworten. Allgemein gültige Aussagen für schweißseiserne Brücken sind schwer möglich, auf Untersuchungen im Einzelfall kann kaum verzichtet werden.

Stahlsorten: Wie wirken sich die unterschiedlichen Stahlsorten auf die bruchmechanischen Nachweise aus? Wie ist das Rissfortschrittsverhalten von Schweißseisen, Flusseisen und Baustahl? Wie wirkt sich eine höhere Stahlsorte auf das Risswachstum aus? Kann man Gemeinsamkeiten zwischen dem Einfluss der Stahlsorten auf das Ermüdungsverhalten und auf das bruchmechanische Verhalten feststellen? Wie verhalten sich die unterschiedlichen Stahlsorten bezüglich Sprödbruchs?

Wie wirken sich die unterschiedlichen Stahlsorten auf die bruchmechanischen Nachweise aus?

Die bruchmechanischen Materialparameter von Stählen, sind die Bruchzähigkeit K_{Ic} (bzw. ΔK_{Ic}), der Schwellenwert des zyklischen Spannungsintensitätsfaktors ΔK_{th} und die Rissfortschrittsparameter m und C . Wie bereits bekannt, hat die Bruchzähigkeit einen großen Einfluss auf die kritische Risslänge a_{krit} , der Einfluss auf die ertragbare Schwingspielzahl ist eher gering. Mit dem Schwellenwert ΔK_{th} kann man bestimmen, wie groß die Spannungen sind, die ohne Fortschreiten des Risses ertragen werden können. Die Rissfortschrittsparameter m und C geben an, wie schnell ein Riss anwächst. Diese haben einen sehr großen Einfluss auf die ertragbare Schwingspielzahl.

Wie ist das Rissfortschrittsverhalten von Schweißseisen, Flusseisen und Baustahl? Wie wirkt sich eine höhere Stahlsorte auf das Risswachstum aus? Kann man Gemeinsamkeiten zwischen dem Einfluss der Stahlsorten auf das Ermüdungsverhalten und auf das bruchmechanische Verhalten feststellen?

Bei der Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit konnte bemerkt werden, dass in den Richtlinien zur Bewertung alter Eisenbahnbrücken Uneinigkeit herrscht, über das Ermüdungsverhalten von Schweißseisen. Die Ergebnisse bei der Nachrechnung einer Brücke aus Schweißseisen nach ONR sind stark unterschiedlich von den Ergebnissen nach Ril 805/1999. Das liegt daran, dass in der ONR für Schweißseisen, Flusseisen, St 37, St 48 und St 52 dieselbe Wöhlerlinie angesetzt wird, während nach Ril 805/1999 die zulässige Spannung für Schweißseisen weitaus kleiner als für Flusseisen und St 37 ist. Diese Uneinigkeit lässt sich auch bezüglich des Rissfortschrittsverhaltens von Schweißseisen in der Literatur finden. Einige Autoren sind der Meinung, dass Schweißseisen ein langsames Rissfortschrittsverhalten hat als Stahl, andere Autoren behaupten das Gegenteil. Bei der Durchsicht der Versuchsergebnisse konnte jedoch festgestellt werden, dass alle Versuche ein ähnliches Verhalten aufweisen, nur die Schlussfolgerungen der Autoren sind unterschiedlich.

Die genaue Durchsicht der Versuche zeigt meines Erachtens, dass Schweißseisen ein schnelleres Risswachstum aufweist als Baustahl, aber auch, dass es einen höheren Schwellenwert hat (d.h. die Spannung ab der ein Riss zu wachsen beginnt ist größer, beginnt der Riss zu wachsen, wächst er aber schneller an als bei Baustahl). Dieser höhere Schwellenwert und das Untersuchen eines zu kleinen Bereiches, hat einige Autoren zu dem falschen Schluss geführt, dass Schweißseisen ein langsames Rissfortschrittsverhalten aufweist. Alle Autoren konnten feststellen, dass das Rissfortschrittsverhalten von Schweißseisen sehr starken Streuungen unterworfen ist. Wenn man nun die Ergebnisse der Bruchmechanik mit jenen des Ermüdungsnachweises vergleicht, sieht man, dass die starken Streuungen der Rissfortschrittsparameter in der Bruchmechanik sich

beim Ermüdungsnachweis in den streuenden Ermüdungsfestigkeitswerten für Schweißverbindungen je nach Norm wiederfinden.

Eine ähnliche Uneinigkeit ergibt sich auch für die Stahlsorten St 37 und St 52, da im Eurocode wiederum die gleiche Wöhlerlinie für beide Stahlsorten anzuwenden ist, während nach Ril 805/1999 und den alten Normen für die höhere Stahlsorte eine höhere zulässige Spannung verwendet wird. Bei der bruchmechanischen Berechnung konnte festgestellt werden, dass höhere Stahlsorten einen höheren K_{Ic} Wert aufweisen, die Rissfortschrittsparameter und der Schwellenwert sind aber annähernd gleich. Das heißt, dass höhere Stahlsorten auch eine größere kritische Risslänge aufweisen, der Einfluss auf die zu erwartende Lastwechselzahl ist im Allgemeinen (außer bei sehr großen Anfangsrissen) aber eher gering. D.h., dass die Ergebnisse der Bruchmechanik den Ansatz des Eurocode unterstützen.

Wie verhalten sich die unterschiedlichen Stahlsorten bezüglich Sprödbruchs?

Höhere Stahlsorten weisen eine höhere Bruchzähigkeit auf, diese reduziert die Wahrscheinlichkeit des Sprödbruchs (siehe FAD).

Kapitel Korrosion:

Ermüdungsverhalten korrodierter Bauteile: Wie wirkt sich die Korrosion auf das Ermüdungsverhalten genieteteter Bauteile aus?

Zahlreiche Ermüdungsversuche an korrodierten genieteten Tragwerken haben gezeigt, dass die Kerbwirkung des Nietes im Gegensatz zur Kerbwirkung des korrodierten Bauteiles bis zu einem sehr starken Abrostungsgrad (bis zu einer örtlichen Querschnittsreduktion von 50 %) dominierend ist. D.h., erst bei dieser sehr starken Abrostung konnte beobachtet werden, dass durch Korrosion bedingte Risse außerhalb der Nietlöcher entstehen und dass mit tieferen Ermüdungsfestigkeiten gerechnet werden muss.

Empfehlungen für weitergehende Arbeiten:

Für die in dieser Arbeit untersuchten Brücken wurden einige Einschränkungen getroffen, so wurden nur eingleisige, gerade und einfeldrige Brücken untersucht. Es ist von Interesse diese Arbeit auf folgende Brücken auszuweiten:

- Brücken die in der Kurve liegen und somit Fliehkräften ausgesetzt sind,
- Brücken die mehrgleisig sind,
- Durchlaufträgerbrücken.

Weiters wurden in dieser Arbeit Fachwerkträgerbrücken nicht näher untersucht, da diese Brücken für größere Stützweiten zum Einsatz kommen und sich diese Arbeit auf Brücken mit kurzer Stützweite konzentriert, weil sich diese Stützweiten als besonders kritisch erweisen. Eine nähere Untersuchung der Fachwerkträgerbrücken in Hinblick auf die Größe der Nebenspannungen und die Ausbildung der Fachwerkknoten ist sinnvoll.

Diese Arbeit konzentriert sich auf genietete Konstruktionen, es empfiehlt sich eine Ausweitung auf geschweißte Brücken. Hierbei ist die Untersuchung der Ausführung und der Fehler in Schweißnähten älterer Brücken besonders interessant.

9. Literaturverzeichnis

9.1. Bücher

- [A 1] **Bleich, Fr.:** Theorie und Berechnung der eiserner Brücken, Julius Springer Verlag, Berlin 1924.
- [A 2] **Bleich, Fr., Melan, J.:** Taschenbuch für Ingenieure und Architekten, Julius Springer Verlag, Wien 1926.
- [A 3] **Schaper, G.:** Feste stählerne Brücken, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934.
- [A 4] **Stüssi,Fr.:** Baustatik I, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, 1975.
- [A 5] **Kollbrunner, C. F., Meister, M.:** Knicken, Theorie und Berechnung von Knickstäben, Knickvorschriften, Springer Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg, 1955.
- [A 6] **Hirt, M. A., Bez, R.:** Stahlbau, Grundbegriffe und Bemessungsverfahren, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1998.
- [A 7] **Ramberger, G., Schnaubelt, St.:** Stahlbau, Manz Verlag Schulbuch, Wien 1998.
- [A 8] **Petersen, C.:** Stahlbau, Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsges.m.b.H, Braunschweig/ Wiesbaden 1993.
- [A 9] **Roik, K.:** Vorlesungen über Stahlbau, Grundlagen, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin , München 1983.
- [A 10] **Petersen, C.:** Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsges.m.b.H, Braunschweig 1980.
- [A 11] **Fritsch, R., Pasternak, H.:** Stahlbau, Grundlagen und Tragwerke, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsges.m.b.H, Braunschweig/Wiesbaden 1999.
- [A 12] **Ramberger, G., Schwarz, L.:** Instandhaltung und Adaptierung von Stahl- und Verbundbrücken, aus Festsschrift Peter Klement, Technische Universität Graz, Fakultät für Bauingenieurwesen, 1993.
- [A 13] **Sedlacek, G., Lietz, H., Dahl, W., Mang, F., Brandes, K.:** Zur Restnutzungsdauer bestehender Brückenbauwerke aus Stahl, Bericht aus Forschung, Entwicklung und Normung 18/1992, DAST 1992.
- [A 14] **Valtinat, G.:** Restnutzungsdauer bestehender Brückenbauwerke, Bericht aus Forschung, Entwicklung und Normung 18/1992, DAST 1992.
- [A 15] **Schapitz, E.:** Festigkeitslehre für den Leichtbau, VDI – Verlag, Düsseldorf, 1963.
- [A 16] **Mehlhorn G.** (Herausgeber): Handbuch Brücken, Springer – Verlag Berlin Heidelberg 2007.
- [A 17] **Geißler, K., Graße, W., Brandes, K.:** Bewertung bestehender Stahlbrücken, Stahlbau Kalender 2006, Herausgegeben von Ulrike Kuhlmann, Ernst & Sohn Berlin 2006.
- [A 18] **Blumenauer, H., Pusch, G.:** Technische Bruchmechanik, Springer – Verlag Wien – New York 1982.
- [A 19] **Heckel, K.:** Einführung in die technische Anwendung der Bruchmechanik, Carl Hanser Verlag München Wien 1991.

- [A 20] **Schmitt-Thomas Kh., Leidig, A.:** Maßnahmen zur Beeinflussung und Verhinderung von Schadenabläufen durch Schwingungsriß-Korrosion (SwRK), VDI- Berichte Nr. 235, 1975.
- [A 21] **Spähn, H.:** Grundlagen und Erscheinungsformen der Schwingungsrißkorrosion, VDI- Berichte Nr. 235, 1975.
- [A 22] **Radaj, D.:** Ermüdungsfestigkeit, Grundlagen für den Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau, Springer - Verlag Berlin Heidelberg New York, 1995.
- [A 23] **Uhlig, H. (Herausgeber):** Uhlig`s Corrosion Handbook, R. Winston Revie, John Wiley & Sons Inc., 2000.
- [A 24] **Gräfen, H.:** Die verschiedenen Arten der Korrosion und deren Einfluß auf die Gebrauchstauglichkeit und Lebensdauer von Bauteilen, VDI- Berichte Nr. 235, 1975.
- [A 25] **Klopfer, H.:** Korrosionsschutz von Stahlbauten, in Stahlbau Handbuch 1 Teil B, Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, Köln 1996.
- [A 26] **Radaj, D., Vormwald, M.:** Ermüdungsfestigkeit, Grundlagen für Ingenieure, Dritte, neubearbeitete und erweiterte Auflage, Springer - Verlag Berlin Heidelberg New York, 2007.
- [A 27] **Haibach, E.:** Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung, VDI Verlag Düsseldorf 1989.
- [A 28] **Helmerich, R.:** Alte Stähle und Stahlkonstruktionen – Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003. BAM, Forschungsbericht 271, Berlin, 2005.
- [A 29] **Cremona, C., Patron, A., Johansson, B., Larsson, T., Eichler, B., Höhler, S.:** Project of the European Commission: Sustainable Bridges; D4.6 Background document: Improved Assessment Methods for Static and Fatigue Resistance of Old Steel Railway Bridges, Final Draft, 2007.
- [A 30] **Brandes, K., Albrecht, G.:** Messungen und Materialuntersuchungen zur Schadensanalyse an einer Stahlbrücke, VDI Bericht 696, 1988.
- [A 31] **Kühn, B., Lukic, M., Nussbaumer, A., Günther, H.-P., Helmerich, R., Herion, S., Kolstein, M.H., Walbridge, S.; Androic, B.m Dijkstra, O., Bucak, Ö.:** Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, JRC Scientific and Technical Report, Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes, First Edition, February 2008.
- [A 32] **Koch, W.:** Massiv- und Stahlvollwandbalkenbrücken, Werner Verlag, Düsseldorf 1962.
- [A 33] **Rossmann, H.-P.:** Grundlagen der Bruchmechanik, Springer-Verlag Wien New York, 1982.

9.2. Normen

- [B 1] **ÖNORM B 4003-1:** Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Allgemeine Grundlagen, Eisenbahnbrücken, 1956.
- [B 2] **ÖNORM B 4003-1:** Eisenbahnbrücken, Allgemeine Grundlagen für die Berechnung und Ausführung, 1984.
- [B 3] **ÖNORM B 4003:** Eisenbahn- und Straßenbahnbrücken, Allgemeine Grundlagen für die Berechnung und Ausführung, 1994.
- [B 4] **ÖNORM EN 1991-2:** Eurocode 1, Einwirkung auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, August 2004 und
ÖNORM B 1991-2: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen, August 2004.
- [B 5] **ÖNORM B 4300:** Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Stahlbau; Teil 2: Genietete und geschraubte Stahltragwerke, 1954; Teil 3: Geschweißte Stahltragwerke, 1952; Teil 4: Knickung, Kippung, Beulung, 1953.
- [B 6] **ÖNORM B 4600:** Stahlbau; Teil 2: Berechnung der Tragwerke, 1978; Teil 3: Wöhlerfestigkeitsnachweis, 1979; Teil 4: Stabilitätsnachweis, Grundfälle, 1978; Teil 11: Schraubenverbindungen, 1982.
- [B 7] **ÖNORM B 4300:** Teil 1: Stahlbau; Berechnung und Konstruktion der Tragwerke, Bemessung nach Grenzzuständen, 1994; Teil 2: Knicken von Stäben und Stabwerken Bedingung für die gemeinsame Anwendung von DIN 18 800 Teil 2 und ÖNORM B 4300 Teil 1, 1994; Teil 5: Ermüdungsfestigkeit, 1994.
- [B 8] **ÖNORM EN 1993-1-1:** Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, November 2005 und
ÖNORM B 1993-1-1: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Oktober 2006.
- [B 9] **ÖNORM B 4603:** Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Stahlbau, Eisenbahnbrücken, 1964.
- [B 10] **ÖNORM B 4303:** Stahlbau, Eisenbahnbrücken, 1994.
- [B 11] **ÖNORM B 4600:** Stahlbau; Teil 2: Berechnung der Tragwerke, 1964; Teil 3: Wöhlerfestigkeitsnachweis, 1964; Teil 4: Stabilitätsnachweis, Grundfälle, 1964.
- [B 12] **UIC –Kodex 778-2 E:** Empfehlung für die Bewertung des Tragvermögens bestehender stählerner Überbauten, Internationaler Eisenbahnverband, 1. Ausgabe 1986, Änderungen 1991.
- [B 13] **Richtlinie der Deutschen Bahn:** Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken (Modulfamilie 805), Ausgabe 1999.
- [B 14] **DV 804:** Berechnungsgrundlage für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) gültig vom 1. Oktober 1951 an, Ausgabe 1965.
- [B 15] **Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904** betreffend die Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und Zufahrtsstraßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken.

- [B 16] **2. Entwurf der ÖNORM B 4303** 1. Teil: Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Stahlbau, Eisenbahnbrücken.
- [B 17] **Grundsätzliche Bestimmungen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken in der vom k.k. Handelsministerium genehmigten Fassung**, Wien, aus der kaiserlich - königlichen Hof- und Staatsdruckerei, 1892.
- [B 18] **ÖNORM B 1002**: Berechnung gedrückter Tragwerksteile mit Rücksicht auf Knickung, 1926.
- [B 19] **DS 804**: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Deutsche Bundesbahn, 1985.
- [B 20] **Berechnungsgrundlage für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)** der deutschen Reichsbahn Gesellschaft gültig ab 1. Februar 1934, 1934.
- [B 21] **DIN 4114**: Stahlbau, Stabilitätsfälle, Berechnungsgrundlagen; Teil 1: Vorschriften, 1952; Teil 2: Richtlinien, 1953.
- [B 22] **Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE)** der deutschen Reichsbahn Gesellschaft gültig ab 1. November 1938, 1940.
- [B 23] **Vorläufige Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken, Auszug aus dem Vorschriftenblatt Nr 848 der DR.** Gültig ab 20.11.1935, 2. Ausgabe 1939 (Nachdruck 1941) aus Stahlbau Kalender 1943, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1943.
- [B 24] **Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten**, Neueste Ausgabe vom August 1934, Zusätzliche Erlässe von Mai 1940 und September 1940 aus Stahlbau Kalender 1943, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1943.
- [B 25] **ÖNORM ENV 1991-2-4**: Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke, Teil 2-4: Einwirkungen auf Tragwerke - Windeinwirkungen, Norm 1. September 1995.
- [B 26] **ÖNORM EN 1993-2**: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 2: Stahlbrücken, April 2007 und **ÖNORM B 1993-2**: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-2 und nationale Ergänzungen, März 2008.
- [B 27] **Richtlinie der Deutschen Bahn**: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken (Modulfamilie 805), Ausgabe 1997.
- [B 28] **ONR 24008**: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, Dezember 2006.
- [B 29] **UIC -Kodex 776-1 E**: Bei der Berechnung von Eisenbahnbrücken zu berücksichtigende Lasten, Internationaler Eisenbahnverband, 4. Ausgabe 01.07.1994.
- [B 30] **ÖNORM EN 1993-1-5**: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-5: Plattenbeulen, November 2005.
- [B 31] **ENV 1991-3**: Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke, Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken, 2001.
- [B 32] **ÖNORM EN 1993-1-8**: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen, November 2005 und **ÖNORM B 1993-1-8**: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-1-8, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Oktober 2006.
- [B 33] **ÖNORM EN 1993-1-9**: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-9: Ermüdung, 2005 und

- ÖNORM B 1993-1-9:** Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-1-9, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Oktober 2006.
- [B 34] **ÖNORM EN 1990:2002/A1:** Grundlagen der Tragwerksplanung, Anhang A 2 Anwendung für Brücken, Dezember 2005 und
ÖNORM B 1990-2: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990:2002/A1:2005, September 2006.
- [B 35] **ÖNORM EN 1991-1-4:** Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, November 2005 und
ÖNORM B 1991-1-4: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen, Dezember 2006.
- [B 36] **Joint Report (Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the eurocodes):** Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life, B. Kühn, M. Lukic', A. Nussbaumer, H.-P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M.H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra, Ö. Bucak; First Edition, February 2008.
- [B 37] **Technische Richtlinie für Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und verwandte Bauwerke, B 45,** Österreichische Bundesbahnen, 1.3.2005.
- [B 38] **ÖNORM EN 1991-1-5:** Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen, Dezember 2004 und
ÖNORM B 1991-1-5: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-5, Dezember 2004.
- [B 39] **DIN 18 800 Teil 2:** Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken, November 1990.
- [B 40] **DIN 18 800 Teil 3:** Stahlbauten, Stabilitätsfälle, Plattenbeulen, November 1990.
- [B 41] **VORNORM ÖNORM ENV 1991-3:** Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke, Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken, 2001.
- [B 42] **ÖNORM EN 1991-1-1:** Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau, März 2003 und
ÖNORM B 1991-1-1: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1, Jänner 2006.

9.3. Artikel

9.3.1. Stahlbau und Bautechnik

- [C 1] **Herzog, M.:** Stahlgewichte moderner Eisenbahn- und Straßenbrücken, Stahlbau, 1975, Heft 9, S 280 - 282.
- [C 2] **Sattler, K.:** Ermittlung der Eigengewichte stählerner Brücken, Bautechnik, 1948, Heft 8, S 169 – 175.
- [C 3] **Stier, W.:** Gedanken zur Entwicklung der neuen Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (DS 804) der deutschen Bundesbahn, Stahlbau, 1981, Heft 8, S 226 – 233.
- [C 4] **Kommerell :** Neue Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken, Stahlbau, 1935, Heft 20, S 153 - 159.
- [C 5] **Herzog, M.:** Folgerungen aus Ermüdungsversuchen mit gewalzten und geschweißten Trägern für die Bemessung, Stahlbau, 1977, Heft 9, S 294 – 296.
- [C 6] **Herzog, M.:** Abschätzung der Restlebensdauer älterer genietet Eisenbahnbrücken, Stahlbau, 1985, Heft 10, S 309 – 312.
- [C 7] **Stier, W., Kostes, D., Graf, U.:** Ermüdungsverhalten von Brücken aus Schweißisen, Stahlbau, 1983, Heft 5, S 136 – 142.
- [C 8] **Brühwiler, E., Hirt, M. A.:** Das Ermüdungsverhalten genietet Brückenbauteile, Stahlbau, 1987, Heft 1, S 1 – 8.
- [C 9] **Quoos, V., Geißler, K., Sedlacek, G., Hensen, W.:** Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken, Stahlbau, 2000, Heft 1, S 10 – 24.
- [C 10] **Al-Emrani, M., Åkesson, B.:** Experimentelle Untersuchung des Ermüdungsverhaltens genietet Trägers, Stahlbau, 2002, Heft 2, S 145 – 150.
- [C 11] **Graße, W., Schmachtenberg, R., Geißler, K.:** Zur Nachrechnung, Restnutzungsdauerberechnung und Ertüchtigungsuntersuchung der Eisenbahnhochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal in Rendsburg, Stahlbau, 2002, Heft 9, S 641 – 652.
- [C 12] **Wichtowski, B.:** Zur Diagnose der Qualität von geschweißten Stumpfstoßen in bestehenden Eisenbahnbrücken, Stahlbau, 2003, Heft 8, S 595 – 600.
- [C 13] **Quoos, V., Fila, R.:** Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC), Stahlbau, 1998, Heft 8, S 642 – 650.
- [C 14] **Volke, E.:** Rückblick auf den Stahlbrückenbau der Nachkriegsjahr, Stahlbau, 2001, Heft 9, S 642 – 660.
- [C 15] **Tschumi, M., Grüter, R., Ramondenc, P.:** Fortschritte im Eisenbahn – Stahlbrückenbau, Stahlbau, 1998, Heft 8, S 612 – 624.
- [C 16] **Åkesson, B., Edlund, Bo.:** Remaining fatigue life of riveted railway bridges, Stahlbau, 1996, Heft 11, S 429 – 436.
- [C 17] **Brühwiler, E., Hirt, M. A., Morf, U., Huwiler, R.:** Bewertung der Spontanbruchgefahr angerissener Brückenbauteile, Stahlbau, 1989, Heft 1, S 9 – 16.
- [C 18] **Geißler, K.:** Restlebensdauerberechnung von Stahlbrücken unter Nutzung detaillierter Beanspruchungsverläufe, Stahlbau, 1995, Heft 3, S 79 – 87.

- [C 19] **Petzek, E., Kosteas, D., Băncilă, R.:** Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbrücken in Rumänien, *Stahlbau*, 2005, Heft 8, S 606 – 613.
- [C 20] **Lüddecke, F., Mehdiانpour, M., Graße, W.:** Ertüchtigung bestehender Stahltragwerke aus der Zeit von 1860 bis 1940, *Stahlbau*, 2006, Heft 4, S 298 – 302.
- [C 21] **Brüning, J., Richter, C., Seeger, T., Möll, R., Jenisch, F.-M., Germann, J.:** Bewertung der Weiterverwendung einer alten Stahlbrücke auf der Grundlage bruchmechanischer Methoden, *Stahlbau*, 2005, Heft 10, S 754 – 761.
- [C 22] **Tanner, P., Hirt, M.A.:** Überlegungen zur Restlebensdauer schweißeiserner Brücken am Beispiel der Basler Wettsteinbrücke, *Stahlbau*, 1991, Heft 7, S 211 – 219.
- [C 23] **Hirt, M.A., Kunz, P.M.:** Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl, *Stahlbau*, 1996, Heft 11, S 399 - 406.
- [C 24] **Cywinski, Z.:** Simplified Evaluation of Wrought Iron Bridges, *Stahlbau*, 1985, Heft 4, S 103 - 106.
- [C 25] **Kulak, G.L.:** Fatigue Strength of Riveted Connections, *Stahlbau*, 1996, Heft 11, S 445 - 451.
- [C 26] **Feldmann, M., Heinemeyer, Ch., Hinrichs, H.:** Zum Einfluss der Nietkopfabrostung auf die Nietvorspannung und Dauerhaftigkeit alter Stahlkonstruktionen, *Bautechnik*, 2008, Heft 2, S 93 - 102.
- [C 27] **Petzek, E., Kosteas, D., Băncilă, R.:** Bruchmechanik als Komplementärmethode zur Bestimmung der Restnutzungsdauer alter genieteter Stahlbrücken in Rumänien, *Stahlbau*, 2005, Heft 9, S 691 – 700.
- [C 28] **Albrecht, G., Laukel, S.:** Lahnbrücke Lahnstein – Nachrechnung und Sicherheitsanalyse, *Stahlbau*, 1994, Heft 9, S 258 – 261.
- [C 29] **Kühn, B., Helmerich, R., Nussbaumer, A., Günther, H.-P., Herion, S.:** Beurteilung bestehender Stahltragwerke: Empfehlungen zur Abschätzung der Restnutzungsdauer, *Stahlbau*, 2008, Heft 8, S 595 – 607.
- [C 30] **Lener, G., Weichert, J.:** Praktische Anwendung der effektiven Kerbspannung und der Bruchmechanik im Stahlbau, *Stahlbau*, 2007, Heft 10, S 722 – 729.
- [C 31] **Taras, A., Greiner, R.:** Versuche an genieteten Brückenlängsträgern, Statisches Verhalten, Ermüdungsfestigkeit und Rissausbreitung, *Stahlbau*, 2008, Heft 7, S 507 – 514.
- [C 32] **Greiner, R., Taras, Q., Brunner, H.:** Statistisch begründete Festigkeitskennwerte genieteter Bauteile – statische Festigkeit und Wöhlerlinienkatalog, *Stahlbau*, 2007, Heft 8, S 537 – 552.
- [C 33] **Voormann, F., Pfeifer, M., Trautz, M.:** Die ersten geschweißten Stahlbrücken in Deutschland, Über die wechselvollen Anfänge der Schweißtechnik, *Stahlbau*, 2006, Heft 4, S 287 – 297.
- [C 34] **Brandes, K.:** Experimentelle Absicherung von Untersuchungen zur Restnutzungsdauer älterer Stahlbrücken, *Stahlbau*, 1994, Heft 9, S 273 – 278.

9.3.2. Andere Zeitschriften

- [D 1] **Chwalla, E.:** Die Seitensteifigkeit offener Parallel- und Trapetzträgerbrücken, Der Bauingenieur, 1929, Heft 25, S 443 - 448.
- [D 2] **Geißler, K., Brandes, K.:** Restnutzungsdauernanalyse stählerner Brücken, Der Bauingenieur, 1996, Heft 71, S 541 - 553.
- [D 3] **Sedlacek, G., Hensen, W., Bild, J., Dahl, W., Langenberg, P.:** Verfahren zur Ermittlung der Sicherheit von alten Stahlbrücken unter Verwendung neuester Erkenntnisse der Werkstofftechnik, Der Bauingenieur, 1992, Heft 67, S 129 - 136.
- [D 4] **Brühwiler, E., Smith, I. F. C., Hirt, M. A.:** Fatigue and fracture of riveted bridge members, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 1, 1990, S 198 – 214.
- [D 5] **D`Aniello, M., Cascini, L., Portioli, F., Landolfo, R.:** Vulnerability Assessment of a Historic Railway Bridge, EUROSTEEL paper 2008.
- [D 6] **Out, J.M.M., Fisher, J.W., Yen, B.T.:** Fatigue Strength of Weathered and Deteriorated Riveted Members, Transportation Research Record 950, 1984, S 10 – 20.
- [D 7] **Fisher, J.W., Kaufmann, E.J., Pense, A.W.:** Effect of Corrosion on Crack Development and Fatigue Life, Transportation Research Record 1924, 1998, S 110 – 117.
- [D 8] **Barsom, J.M., Rolfe, S.T.:** Correlations Between K_{Ic} and Charpy V-Notch Test Results in the Transition-Temperature Range, ASTM STP 466, American Society for Testing and Materials, 1970, pp. 281 – 302.
- [D 9] **Blumenauer, H.:** 100 Jahre Kerbschlagbiegeversuch nach Charpy, Mat.-wiss. U. Werkstofftech. 32, 2001, S 506 – 513.
- [D 10] **Rooke, D.P., Baratta, F.I., Cartwright, D.J.:** Simple Methods of Determining Stress Intensity Factors, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 14, 1981, pp. 397 - 426.
- [D 11] **Wittemann, K.:** Wie sicher sind alte Stahlbauwerke?, Bruchmechanische Kennwerte von Baustahl des 19.Jahrhunderts, Materialprüfung 35, 1993, S 53 – 57.
- [D 12] **Al-Emrani, M.:** Fatigue Performance of Stringer-to-Floor-Beam Connections in Riveted Railway Bridges, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 10, No.2, March 1 2005, pp. 179- 185.
- [D 13] **Roeder, Ch., MacRae, G., Leland, A., Rospo, A.:** Extending the Fatigue Life of Riveted Coped Stringer Connections, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 10, No.1, January 2005, pp. 69- 76.
- [D 14] **Rahgozar, R.:** Remaining capacity assessment of corrosion damaged beams using minimum curves, Journal of Constructional Steel Research 65, 2009, pp. 299-307.

9.4. Dissertationen, Diplomarbeiten, Skripten

- [E 1] **Unterweger, H.:** Berücksichtigung der Betriebsbeanspruchung beim Ermüdungsnachweis von stählernen Eisenbahnbrücken, Dissertation Technische Universität Graz 1996.
- [E 2] **Fink, J.:** Stahl- und Verbundbrückenbau, Skriptum, Institut für Stahlbau, Technische Universität Wien 2004.
- [E 3] **Geißler, K.:** Vorlesungsunterlagen, Fachgebiet Metall- und Leichtbau, Technische Universität Berlin 2006.
- [E 4] **Brunner, H.:** Entwicklungsgeschichte der Lastenzüge, 1983, unveröffentlicht.
- [E 5] **Sedlacek, G.:** Grundlagen der Bruchmechanik, Skriptum, Lehrstuhl für Stahlbau, Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen.
- [E 6] **Hensen, W.:** Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken, Dissertation Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen 1992.
- [E 7] **Stötzel, G.:** Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit bei Weiterverwendung alter Stahlbrücken, Dissertation Rhein.-Westf. Technische Hochschule Aachen 1997.
- [E 8] **Kunz, P.:** Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit bestehender Brücken aus Stahl, Dissertation Ecole Polytechnique Federale de Lausanne 1992.
- [E 9] **Ingraffea, A.R.:** Engineering Fracture Mechanics, Class Notes, 2007.
- [E 10] **Kronfuß, C.:** Bewertung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowie Restnutzungsdaueranalyse bestehender Eisenbahnbrücken in Stahlbauweise auf Basis der ÖNORM EN 1991-2/2004 und ÖNORM B 1991-2/2004, Untersuchungen für die ÖBB, 2008, unveröffentlicht.
- [E 11] **Greiner, R.:** Studienblätter Stahlbau III, TU Graz 1981.

9.5. Programme

- [F 1] FRANC/FRANSYS: FE-Programm speziell für bruchmechanische Analysen.
Verfasser: Prof. Ingraffea, Cornell-University, 1993.

DISSERTATION

BEITRAG ZUR BEURTEILUNG STÄHLERNER EISENBAHNBRÜCKEN UNTER BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER RESTNUTZUNGSDAUERANALYSE UND DES BETRIEBSZEITINTERVALLNACHWEISES

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Francesco Aigner
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink
Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Constanze Kronfuß
9525975

Wien, November 2009

BAND 2

INHALTSVERZEICHNIS

BAND 2

ZUSAMMENFASSUNG	I
EINLEITUNG	1
BEISPIEL I: FISCHBACHBRÜCKE.....	5
BEISPIEL II: TRATTENBACHBRÜCKE.....	9
ANNEX A	Seiten 1 - 51
ANNEX B	Seiten 1-100
ANNEX C	Seiten 1-142
ANNEX T	Seiten I-XVIII

Zusammenfassung

In Österreich gibt es zahlreiche bestehende stählerne Eisenbahnbrücken die das Ende ihrer planmäßigen Nutzungsdauer erreicht haben, oder es in naher Zukunft erreichen werden. Um diese Bauwerke erhalten zu können, ist eine Bewertung der Tragfähigkeit und der Restlebensdauer notwendig. Hierbei ist es wichtig, sich mit der Ingenieurkunst aus der Zeit der Errichtung der Brücken auseinanderzusetzen. Die Kenntnis der früheren Materialien, der Fügetechniken und der Gestaltung von Konstruktionsdetails ist hierbei unablässig. Daher bilden die „alten“ Normen, frühere Literaturwerke und einige Originalstatiken alter Brücken die Grundlage dieser Arbeit.

Aufbauend auf Untersuchungen der Tragfähigkeit in einer Arbeit für die ÖBB, beschäftigt sich diese Arbeit mit der Bestimmung der Restnutzungsdauer mit Hilfe zweier Verfahren. Das erste basiert auf dem Wöhlerlinienkonzept und der Ermittlung des Ermüdungsschadens aus der Vergangenheit und der Zukunft, und das zweite basiert auf bruchmechanischen Berechnungen zum Rissfortschrittsverhalten bei schwingender Beanspruchung. Untersucht werden hierbei jene Brückensysteme und Brückenteile, die bei der Analyse der Tragfähigkeit und der Ermüdungsfestigkeit von eingleisigen, geraden Brücken, als kritisch eingestuft wurden. Diese sind die Hauptträger genieteter Vollwandbalkenbrücken mit Stützweiten bis 20 m, und genietete Fahrbahnträger von Brücken mit offener Fahrbahn. Für diese Brückensysteme werden nun Vergleichsrechnungen angestellt, die ohne Bezug auf eine spezielle Brücke, und somit ohne Kenntnis der Querschnittskennwerte, Aussagen über deren Lebensdauer liefern. Das erfolgt in Abhängigkeit vom Erbauungsjahr der Brücke, vom, der ursprünglichen Berechnung zugrunde gelegten Lastenzug und der jetzigen Belastung (LM 71), vom verwendeten Material, von der Stützweite, und bei bruchmechanischen Berechnungen zusätzlich, von den Abmessungen des kritischen Bauteiles.

Bei den Berechnungen wird davon ausgegangen, dass eine bestehende Brücke mit der zur Entstehungszeit gültigen „alten“ Norm berechnet wurde. Auf der Grundlage dieser „alten“ Normen werden für fiktive Brücken Querschnittskenngrößen bestimmt, diese Querschnittskenngrößen können als vorhanden angenommen werden, die jetzt gültigen Normen liefern die erforderlichen Querschnittskenngrößen. Die „vorhandenen“ und die „erforderlichen“ Querschnittskenngrößen werden nun gegenübergestellt.

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse des Wöhlerliniennachweises (eine zu erwartende Restnutzungsdauer) und des bruchmechanischen Nachweises (ein sicheres Betriebszeitintervall), zeigt die Gemeinsamkeiten, die Unterschiede und auch die Widersprüche dieser Verfahren auf.

Nach der Richtlinie der deutschen Bahn (Ril 805/1999), muss, bei einer rechnerischen Restnutzungsdauer unter 15 Jahren, der bruchmechanische Nachweis zur Rechtfertigung der üblichen Zykluszeit von sechs Jahren für die Brückenhauptprüfungen, geführt werden. Daher werden in dieser Dissertation jene Brückensysteme, für die eine Restnutzungsdauer kleiner als 15 Jahre zu erwarten ist,

einer bruchmechanischen Analyse unterzogen, um festzustellen, ob hierfür ein sicheres Betriebszeitintervall erhalten werden kann. Die Fragestellung ist also, unter welchen Voraussetzungen bringt eine bruchmechanische Analyse „bessere Ergebnisse“ als eine Restlebensdauerrechnung auf Basis der Wöhlerlinien?

Ein weiterer Punkt dieser Arbeit, ist die Untersuchung des Einflusses der Korrosion auf das Ermüdungsverhalten von genieteten Bauteilen.

Einleitung

Diese Arbeit wird wegen der leichteren Handhabbarkeit in zwei Bände aufgeteilt. Texte befinden sich im Band 1 (Kapitel 1 bis Kapitel 9), Diagramme und Tabellen, die aus den in Band 1 geführten Vergleichsrechnungen resultieren, werden in Band 2 dargestellt. Der Band 2 dient dem Ingenieur bei der Untersuchung eines bestehenden Brückenbauwerkes, zur Einschätzung der Tragfähigkeit und Restnutzungsdauer. In Abhängigkeit vom Entstehungsjahr der Brücke, und somit der zu der Zeit gültigen Norm, dem Lastenzug, der der ursprünglichen Berechnung zugrunde gelegt wurde und der verwendeten Stahlgüte, kann aus den Diagrammen abgelesen werden, ob die Tragfähigkeit der Haupt- und der Fahrbahnträger, bei Belastung mit dem jetztgültigen Lastmodell 71 ($\alpha = 1,21$) gewährleistet ist, und wie groß die zu erwartende Restnutzungsdauer ist.

Der Annex A enthält die Diagramme des Kapitels 2 des Bandes 1 *Zusammenfassung der Ergebnisse der Untersuchungen für die ÖBB [E 10]*. Es sind dies Diagramme die die Einwirkungen (Verkehrslast, dynamischer Beiwert, Bremsen und Anfahren, Windlasten) darstellen, sowie die Ergebnisse der Untersuchungen der Tragfähigkeit der Hauptträger sowie der Nietverbindungen.

Annex A S 1-4: Biegemomente und Auflagerkräfte eines Trägers auf zwei Stützen
zufolge Verkehrslast (ohne dynamischen Beiwert)

Annex A S 5: Einfluss der Lastverteilung durch die Schiene auf Biegemoment und
Auflagerkraft

Annex A S 6: Dynamischer Beiwert

Annex A S 7-10: Brems- und Anfahrkräfte eines Trägers auf zwei Stützen

Annex A S 11: Windflächenlasten

Annex A S 12-21: Untersuchung der Tragfähigkeit eines Hauptträgers unter
Einwirkung von Biegemomenten (Verhältnis der vorhandenen zu den
erforderlichen Widerstandsmomenten)

Annex A S 22-31: Untersuchung der Tragfähigkeit eines Hauptträgers unter
Einwirkung von Querkraften (Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen
Schubflächen)

Annex A S 32-36: Drucknachweis

Annex A S 37-41: Beulnachweis

Annex A S 42-46: Untersuchung der Tragfähigkeit der Nietverbindung eines
Hauptträgers bei Abscheren (Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen
Nietdurchmessern)

Annex A S 47-51: Untersuchung der Tragfähigkeit der Nietverbindung eines
Hauptträgers bei Lochleibung (Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen
Nietdurchmessern)

Der Annex B enthält die Diagramme des Kapitels 4 des Bandes 1 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Hauptträger*.

Annex B S 1-33: Vergleich der ertragbaren Spannungsschwingbreiten unterschiedlicher Kerbfälle

S 1-3: Vollstab

S 4-5: Lochstab

S 6-8: Geschweißte zusammengesetzte Querschnitte, Längsnähte

S 9-13: Quer laufende Stumpfnähte

S 14-19: Nichttragende Schweißnähte

S 20-27: Tragende Schweißnähte

S 28-33: Schubbeanspruchung

Annex B S 34-66: Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit für 2 Mio Lastwechsel eines Hauptträgers

S 34-40: Grundmaterial unter Normalspannung

S 41-45: Grundmaterial unter Schubspannung

S 46-60: Genieteteter Träger

S 61-66: Niet auf Abscheren

Annex B S 67-100: Berechnung der Restnutzungsdauer der Hauptträger alter genieteteter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen, Berechnung des Schadens der Vergangenheit mit Ril 805/1999, Kerbfälle für genietetete Brücken nach ONR 24008/2006

Der Annex C enthält die Diagramme des Kapitels 5 des Bandes 1 *Ermüdungsnachweis und Restnutzungsdaueranalyse der Fahrbahnträger*.

Annex C S 1-36: Untersuchung der Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit mit Hilfe des vereinfachten Verfahrens der ÖNORM B 4303/1994 für Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn

S 1-9: Feldmoment im Randfeld

S 10-18: Feldmoment im Innenfeld

S 19-26: Stützmoment

S 27-36: Querkraft an der Innenstütze und Anschluss der Längsträger an die Querträger

Annex C S 37-74: Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit für 2 Mio Lastwechsel nach ÖNORM EN 1993-2/2007 für Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn

S 37-41: Feldmoment im Randfeld, Grundmaterial

S 42-46: Feldmoment im Randfeld, genieteteter Träger Kerbfall 85

S 47-51: Feldmoment im Innenfeld, Grundmaterial

S 52-56: Feldmoment im Innenfeld, genieteteter Träger Kerbfall 85

S 57-60: Stützmoment, Grundmaterial

S 61-64: Stützmoment, genieteteter Träger Kerbfall 85

S 65-69: Querkraft an der Innenstütze

S 70-74: Anschluss der Längsträger an die Querträger mit Nieten, Kerbfall Abscheren der Nieten

Annex C S 75-82: Vergleichsrechnung Längsträger als Durchlaufträger-offene Fahrbahn; Vergleich ÖNORM B 4303/1994 mit ÖNORM EN 1993-2/2007

Annex C S 83-85: Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit für 2 Mio Lastwechsel nach ÖNORM EN 1993-2/2007 für Längsträger als Einfeldträger (für Brücken die mit der Verordnung aus dem Jahr 1904 berechnet wurden)-offene Fahrbahn

Annex C S 86-115: Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit für 2 Mio Lastwechsel nach ÖNORM EN 1993-2/2007 für den Querträger-offene Fahrbahn

S 86-90: Grundmaterial unter Normalspannung

S 91-95: Genietete Träger, Kerbfall 71

S 96-100: Genietete Träger, Kerbfall 85

S 101-105: Genietete Träger, Kerbfall 90

S 106-110: Grundmaterial unter Schubspannung

S 111-115: Anschluss der Querträger an die Hauptträger mit Nietten, Kerbfall Abscheren der Nietten

Annex C S 116-142: Berechnung der Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger alter genieteter Brücken unter Zugrundelegung der Ermüdungsnachweise vergangener Normen, Berechnung des Schadens der Vergangenheit mit Ril 805/1999, Kerbfälle für genietete Brücken nach ONR 24008/2006

S 116-122: Längsträger, Feldmoment im Randfeld

S 123-129: Längsträger, Feldmoment im Innenfeld

S 130-135: Längsträger, Stützmoment

S 136-142: Querträger, Feldmoment

Der Annex T enthält Tabellenwerte die sich ebenfalls auf das Kapitel 2 des Bandes 1 beziehen. Es werden hier für Brücken mit Stützweiten von 1 bis 100 m die Biegemomente und Auflagerkräfte zufolge Einwirkungen aus Eigengewicht und zufolge Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr mit dynamischem Beiwert, für die in dieser Arbeit untersuchten Normen, aufgelistet.

Annex T S I-II: Biegemomente und Auflagerkräfte für Einfeldträgerbrücken mit einem Gleis aus Einwirkungen aus Eigengewicht

Annex T S III-XVIII: Biegemomente und Auflagerkräfte für Einfeldträgerbrücken mit einem Gleis aus Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr mit dynamischem Beiwert

Die Anwendung der Diagramme dieses Bandes wird an Hand zweier Beispiele (es sind dies die im Band I vorgestellten Brücken: Fischbachbrücke, Trattenbachbrücke) im Folgenden erläutert.

Beispiel I: Fischbachbrücke

Die folgende Tabelle enthält die wichtigsten Daten der Fischbachbrücke:

	Jahr der Erbauung bzw. Nachrechnung	Bauart der Brücke	Stützweite [m]	Material	Verwendete Norm	Lastenzug
Fischbachbrücke	Nachrechnung im Jahre 1940; Genehmigt im Jahre 1910	Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauftragung ¹⁾	18,79 ¹⁾	Martin-Flusseisen	BE 1934	E-Zug

1) Bei unmittelbarer Schwellenauftragung wird nach BE 1934 der dynamische Beiwert φ_2 verwendet.

Tabelle 1

Die folgende Abbildung wurde der Originalstatik entnommen und zeigt die Bauart der Brücke als Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauftragung:

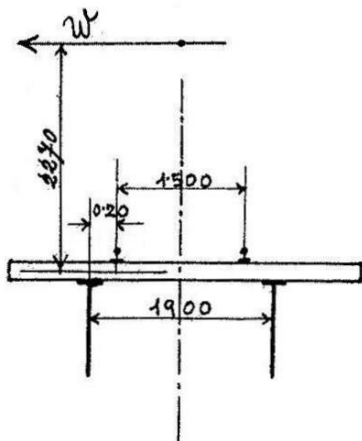


Abbildung 1: Bauart der Fischbachbrücke

Die folgende Abbildung zeigt den Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte:

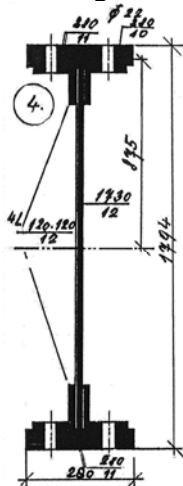


Abbildung 2: Querschnitt der Fischbachbrücke in Feldmitte

Mit Hilfe der Diagramme in Annex A und B kann nun die Tragfähigkeit, die Ermüdungsfestigkeit und die Restnutzungsdauer der Hauptträger der Fischbachbrücke bei Belastung mit LM 71, $\alpha = 1,21$ abgeschätzt werden.

Verglichen werden in diesen Diagrammen die vorhandenen und erforderlichen Querschnittskennwerte, die sich für den jeweils untersuchten Nachweis ergeben, diese sind z.B. die Widerstandsmomente, die Schubflächen oder der Nietdurchmesser. Aus den Diagrammen kann das Verhältnis dieser Querschnittskennwerte $\left(\frac{Qu.K.W._{vorhanden}}{Qu.K.W._{erforderlich}} \right)$ abgelesen werden. Werte $> 100 \%$

bedeuten, dass der vorhandene Querschnittskennwert größer ist als der erforderliche Querschnittskennwert, also, dass der untersuchte Nachweis erbracht werden kann.

Alle in dieser Arbeit untersuchten Nachweise werden in der Einleitung aufgelistet, hieraus können die für dieses Beispiel in Frage kommenden Seiten abgelesen werden. Weiters muss dann die Seite herausgesucht werden, die für jene Norm gilt, die zur Berechnung der untersuchten Brücke verwendet wurde.

- Untersuchung der Tragfähigkeit:

Wie in der Einleitung erläutert ist die Untersuchung der Tragfähigkeit des Hauptträgers in Annex A auf den Seiten 12 – 31 zu finden, auf den Seiten 12 bis 21 unter Einwirkung von Momenten und auf den Seiten 22 bis 31 unter Einwirkung von Querkräften. Die Untersuchung der Tragfähigkeit der Nietverbindung ist auf den Seiten 42 – 51 enthalten.

Die verwendete Norm BE 1934 und Flusstahl St 37 findet sich auf der S 13, S 23, S 43 und S 48.

Tragfähigkeit des Hauptträgers unter Einwirkung von Momenten, Annex A S 13:

Die folgende Abbildung zeigt die S 13 und die Anwendung dieser Seite für die untersuchte Brücke (die folgenden Untersuchungen erfolgen analog dazu). Für die vorhandene Stützweite von 18,79 m kann bei einem Schnitt mit dem Graphen für den Lastenzug E/φ_2 der BE 1934 das Verhältnis der Widerstandsmomente

$$\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} * 100 = 92 \% \text{ herausgelesen werden.}$$

Tragfähigkeit des Hauptträgers unter Einwirkung von Querkräften, Annex A S 23:

$$\frac{A_{V,vorhanden}^*}{A_{V,erforderlich}^*} * 100 = 70 \%$$

Tragfähigkeit der Nietverbindung für Abscheren, Annex A S 43:

$$\frac{d_{vorhanden}^*}{d_{erforderlich}^*} * 100 = 102 \%$$

Tragfähigkeit der Nietverbindung für Lochleibung, Annex A S 48:

$$\frac{d^*_{\text{vorhanden}}}{d^*_{\text{erforderlich}}} * 100 = 97 \%$$

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente; ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 (fyd=23,5/1,15=20,43 kN/cm²)
Hauptträger

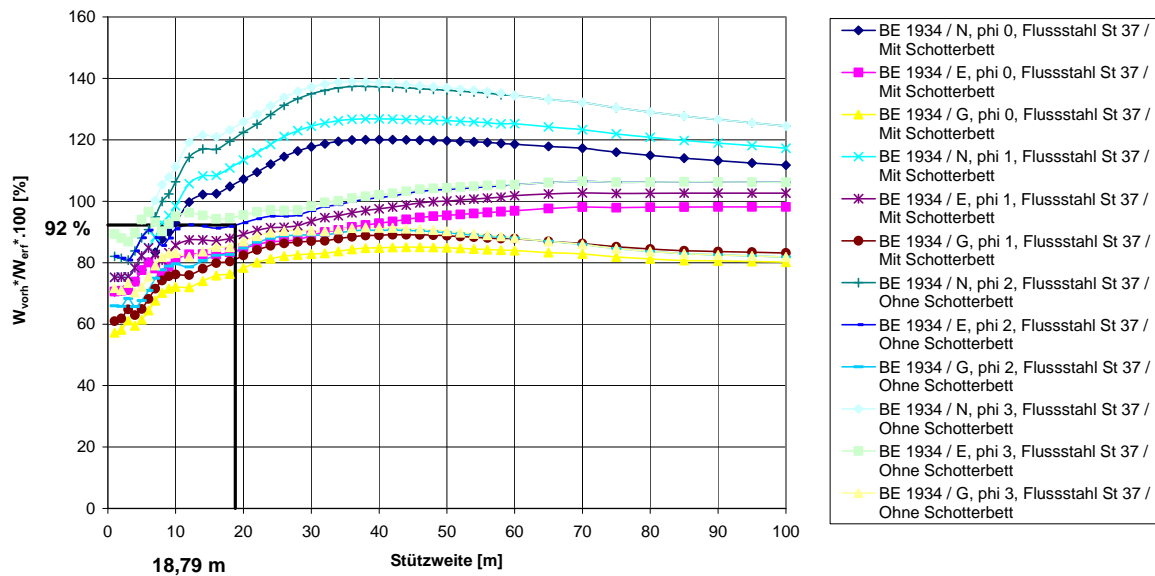


Abbildung 3: Anwendung an Hand Annex A S 13

- Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit:

Wie in der Einleitung erläutert ist die Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Hauptträgers in Annex B auf den Seiten 34 – 66 zu finden, auf den Seiten 34 bis 40 für das Grundmaterial unter Normalspannung, auf den Seiten 41 bis 45 für das Grundmaterial unter Schub, auf den Seiten 46 bis 60 für genietete Träger und auf den Seiten 61 bis 66 für den Niet auf Abscheren. Der genietete Träger der Fischbachbrücke laut Abbildung 2 kann dem Kerbfall 85 der ONR (Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech sowie zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern) zugeordnet werden.

Die verwendete Norm BE 1934 und Flusstahl St 37 findet sich auf der S 35, S 42, S 52 und S 62.

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Hauptträgers für das Grundmaterial unter Normalspannung, Annex B S 35:

$$\frac{W^*_{\text{vorhanden}}}{W^*_{\text{erforderlich}}} * 100 = 92 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Hauptträgers für das Grundmaterial unter Schub, Annex B S 42:

$$\frac{A_{V,vorhanden}^*}{A_{V,erforderlich}^*} * 100 = 92 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Hauptträgers für den genieteten Träger, Kerbfall 85, Annex B S 52:

$$\frac{W_{vorhanden}^*}{W_{erforderlich}^*} * 100 = 92 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Hauptträgers für den Niet auf Abscheren, Kerbfall 140, Annex B S 62:

$$\frac{d_{vorhanden}^*}{d_{erforderlich}^*} * 100 = 99 \%$$

- Bestimmung der Restnutzungsdauer:

Wie in der Einleitung erläutert ist die Bestimmung der Restnutzungsdauer in Annex B auf den Seiten 67 – 100 zu finden.

Die verwendete Norm BE 1934, Lastenzug E und Flusstahl St 37 findet sich auf den Seiten 77 bis 80. Es sind hier (zur Reduktion des Umfangs) nur der dynamische Beiwert φ_3 und φ_0 aufgelistet. Untersucht wird wieder der Kerbfall 85.

Bestimmung der Restnutzungsdauer, Kerbfall 85, Annex B S 77 und S 79:

$$R(\varphi_3) = -5 \text{ Jahre}; R(\varphi_0) = -24 \text{ Jahre}$$

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die vorhandenen Querschnittskennwerte meist unter den erforderlichen Querschnittskennwerten liegen (bis ungefähr 10 %). Es sei in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen, dass der bei der Berechnung der Fischbachbrücke angesetzte Lastenzug E, ein "leichter" Lastenzug der BE 1934 ist (der „schwere“ Lastenzug dieser Norm wird mit N bezeichnet), der hier aber mit dem zurzeit üblichen Lastmodell 71, $\alpha = 1,21$ verglichen wird. Es ist also daher nicht verwunderlich, dass die vorhandenen Querschnittswerte leicht unter den erforderlichen Querschnittskennwerten liegen.

Weiters kann man erkennen, dass bei der Untersuchung der Tragfähigkeit unter Einwirkung von Querkraft wesentlich niedrigere Werte erhalten werden als bei der Einwirkung von Momenten (d.h. dass unter Einwirkung von Momenten, die vorhandenen Querschnittskennwerte im Verhältnis zu den erforderlichen Querschnittskennwerten noch kleiner sind als unter Einwirkung von Momenten). Dies kann aber bei der Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit für 2 Mio. Lastwechsel nicht mehr festgestellt werden. Das liegt an einem Fehler in der BE 1934 beim Nachweis der Querkraft (in dieser Norm sind die zulässigen Schubspannungen im Verhältnis zu den zulässigen Normalspannungen zu hoch angesetzt), dies wird in Band 1 näher erläutert. Weiters kann keine Restnutzungsdauer bei Belastung mit Lastmodell 71, $\alpha = 1,21$ mehr errechnet werden.

Beispiel II: Trattenbachbrücke

Zur Untersuchung der Fahrbahnträger wird die Trattenbachbrücke herangezogen. Diese Brücke befindet sich in Kurvenlage, da aber in dieser Arbeit nicht auf die hierfür benötigte Berechnung der Fliehkraft eingegangen wird, erfolgt die Untersuchung unter der Annahme einer geraden Brücke.

	Jahr der Erbauung bzw. Nachrechnung	Bauart der Brücke	Stützweite [m]	Material	Verwendete Norm	Lasten zug
Brücke über den Trattenbach	1912	Blechträger mit untenliegender Bahn	16,08	Flusseisen	Verordnung 1904	Lasten zug I

Tabelle 2

Die folgenden Abbildungen aus der Originalstatik zeigen den Schnitt, den Grundriss und die Querschnitte der Träger der Trattenbachbrücke:

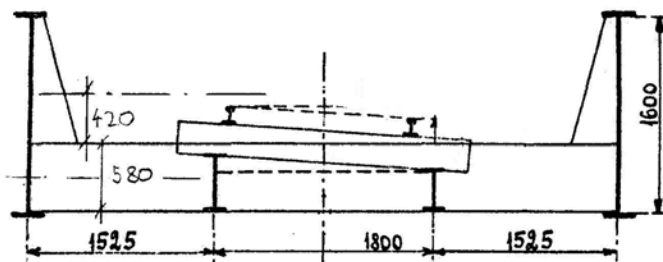


Abbildung 1 Querschnitt der Trattenbachbrücke

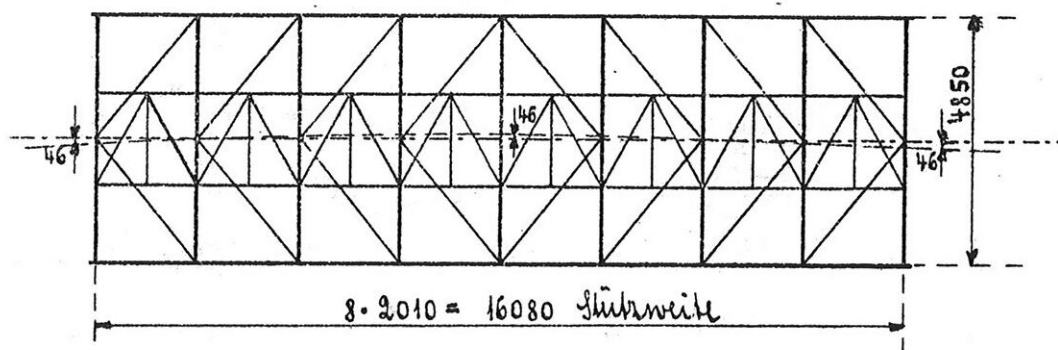


Abbildung 2 Grundriss der Trattenbachbrücke

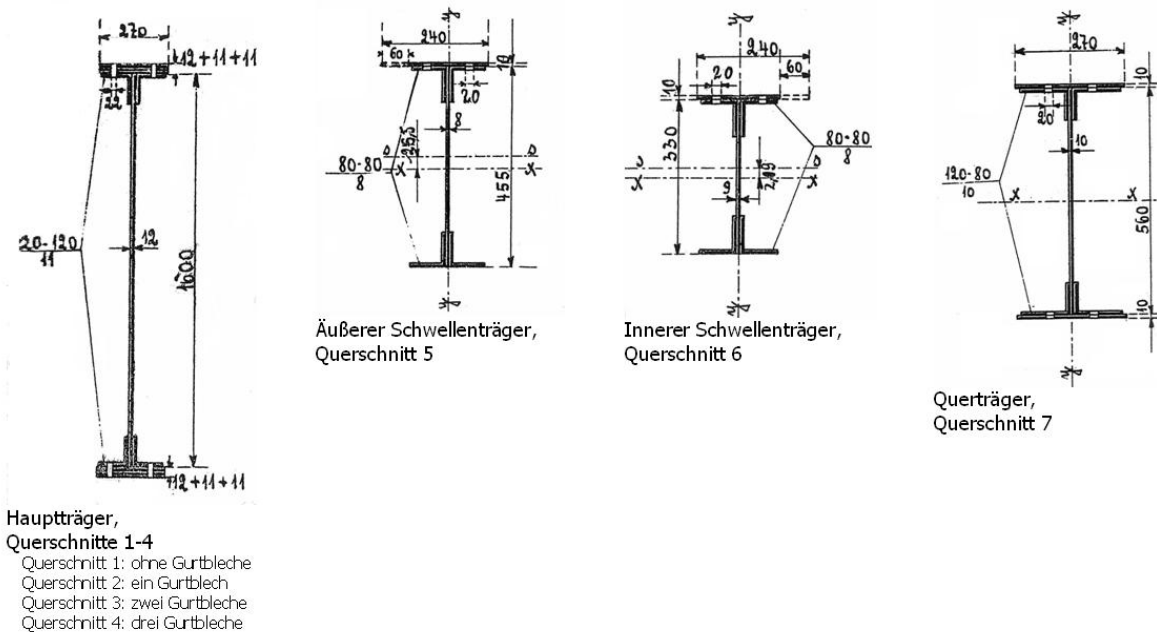


Abbildung 3 Querschnitte der Trattenbachbrücke (Hauptträger, Längsträger und Querträger)

Mit Hilfe der Diagramme in Annex C kann nun die Tragfähigkeit, die Ermüdungsfestigkeit und die Restnutzungsdauer der Fahrbahnträger der Trattenbachbrücke abgeschätzt werden.

- Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit:

Wie in der Einleitung erläutert ist die Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit der Fahrbahnträger in Annex C auf den Seiten 37 – 115 zu finden.

Bei der Untersuchung der Längsträger wird davon ausgegangen, dass diese als Durchlaufträger ausgeführt sind, in der Originalstatik aber als Einfeldträger bemessen wurden (Erklärung hierzu Band 1), es kommen daher die Seiten S 37 bis 74 zur Anwendung. Die Untersuchung des Feldmoments im Randfeld für den bei der Trattenbachbrücke zur Anwendung gekommenen Lastenzug I der Verordnung 1904 ist auf den Seiten 37 und 42, des Feldmomentes im Innenfeld auf den Seiten 47 und 52, die Querkraft an der Innenstütze auf Seite 65 und der Kerbfall Abscheren der Niete für den Anschluss der Längsträger an die Querträger auf S 70.

Die Untersuchung der Querträger ist auf den Seiten S 86 bis 115 zu finden. Der Kerbfall Grundmaterial unter Normalspannung befindet sich auf S 86, der Kerbfall 85 für genietete Träger (Zuordnung wie bei der Fischbachbrücke) auf S 96, der Kerbfall Grundmaterial unter Schub auf S 106 und der Kerbfall Abscheren der Niete für den Anschluss der Querträger an die Hauptträger auf S 111.

Untersuchung des Längsträgers als Durchlaufträger:

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Längsträgers für das Randfeld, Kerbfall Grundmaterial und genietetes Träger (Kerbfall 85), Annex C S 37 und 42:

Die Stützweite der Längsträger kann der Abbildung 2 entnommen werden, sie beträgt 2,01 m.

$$\text{Grundmaterial } \frac{W_{\text{vorhanden}}^*}{W_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 98 \%$$

$$\text{Kerbfall 85 } \frac{W_{\text{vorhanden}}^*}{W_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 52 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Längsträgers für das Innenfeld, Kerbfall Grundmaterial und genietetes Träger (Kerbfall 85), Annex C S 47 und 52:

$$\text{Grundmaterial } \frac{W_{\text{vorhanden}}^*}{W_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 118 \%$$

$$\text{Kerbfall 85 } \frac{W_{\text{vorhanden}}^*}{W_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 79 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Längsträgers, Querkraft an der Innenstütze, Annex C S 65:

$$\frac{A_{V,\text{vorhanden}}^*}{A_{V,\text{erforderlich}}^*} * 100 = 54 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Längsträgers, Anschluss der Längsträger an die Querträger mit Niete, Abscheren der Niete, Annex B S 70:

$$\frac{d_{\text{vorhanden}}^*}{d_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 80 \%$$

Untersuchung des Querträgers:

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Querträgers für das Grundmaterial unter Normalspannung, Annex C S 86:

Die Querträgerentfernung entspricht der Stützweite der Längsträger, sie beträgt 2,01 m. Die Stützweite der Querträger kann ebenfalls der Abbildung 2 entnommen werden und beträgt 4,85 m, dies entspricht also näherungsweise der Annahme in den Diagrammen in Annex C von 5 m.

$$\frac{W_{\text{vorhanden}}^*}{W_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 68 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Querträgers für den genieteten Träger, Kerbfall 85, Annex C S 96:

$$\frac{W_{\text{vorhanden}}^*}{W_{\text{erforderlich}}^*} * 100 = 48 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Querträgers, Grundmaterial unter Schub, Annex C S 106:

$$\frac{A_{V,vorhanden}^*}{A_{V,erforderlich}^*} * 100 = 66 \%$$

Maßgebender Fall aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit des Querträgers, Anschluss des Querträgers an die Hauptträger mit Nieten, Abscheren der Niete, Annex B S 85:

$$\frac{d_{vorhanden}^*}{d_{erforderlich}^*} * 100 = 79 \%$$

- Bestimmung der Restnutzungsdauer:

Wie in der Einleitung erläutert ist die Bestimmung der Restnutzungsdauer der Längsträger in Annex C auf den Seiten 116 – 135, für Querträger auf den S 136-142 zu finden.

Bestimmung der Restnutzungsdauer, Längsträger, Feldmoment im Randfeld, Kerbfall 85, Annex C S 116:

$$R = 40 \text{ Jahre}$$

Bestimmung der Restnutzungsdauer, Längsträger, Feldmoment im Innenfeld, Kerbfall 85, Annex C S 123:

$$R = 50 \text{ Jahre}$$

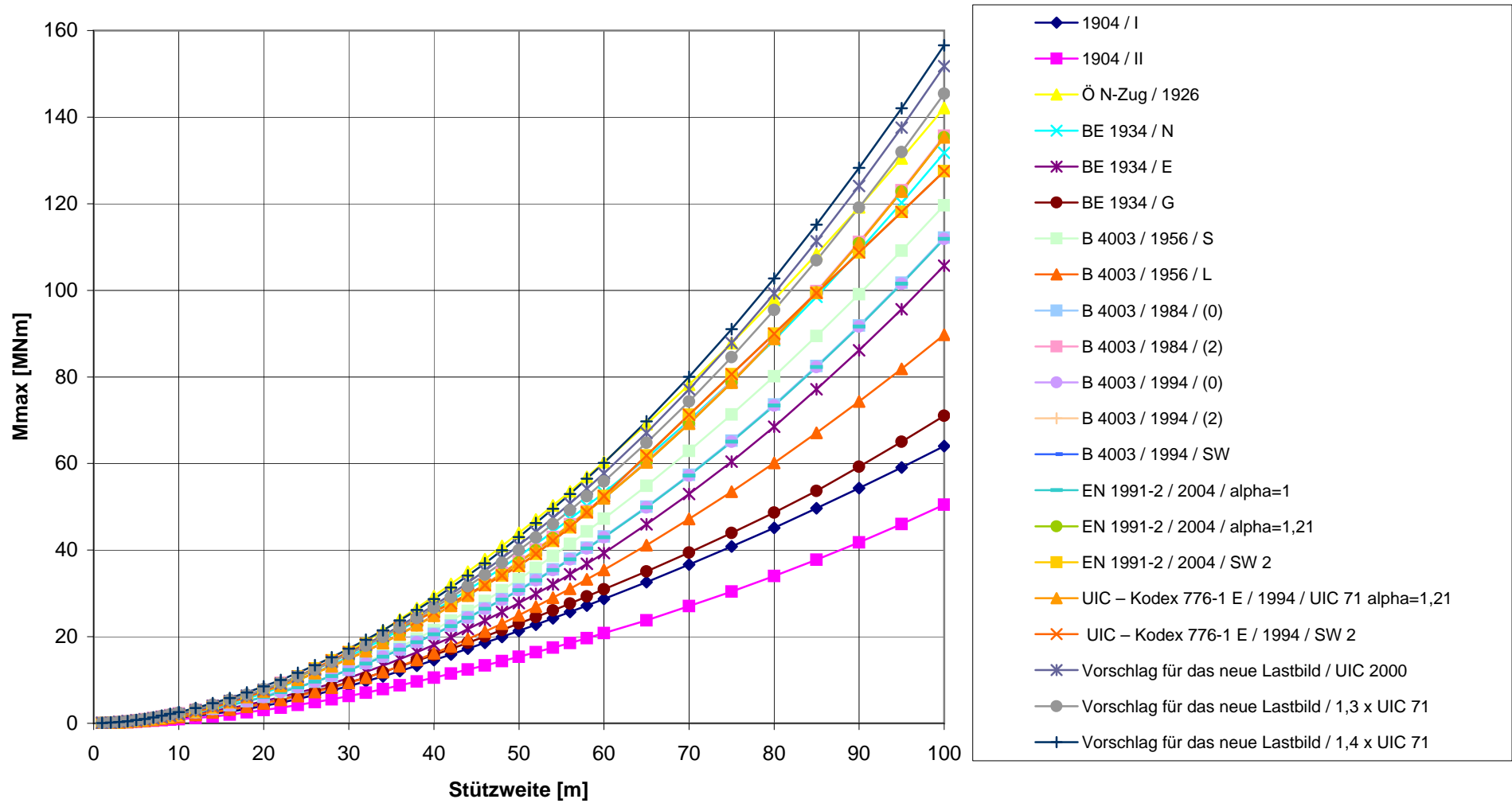
Bestimmung der Restnutzungsdauer, Querträger, Feldmoment, Annex C S 136:

$$R = -40 \text{ Jahre}$$

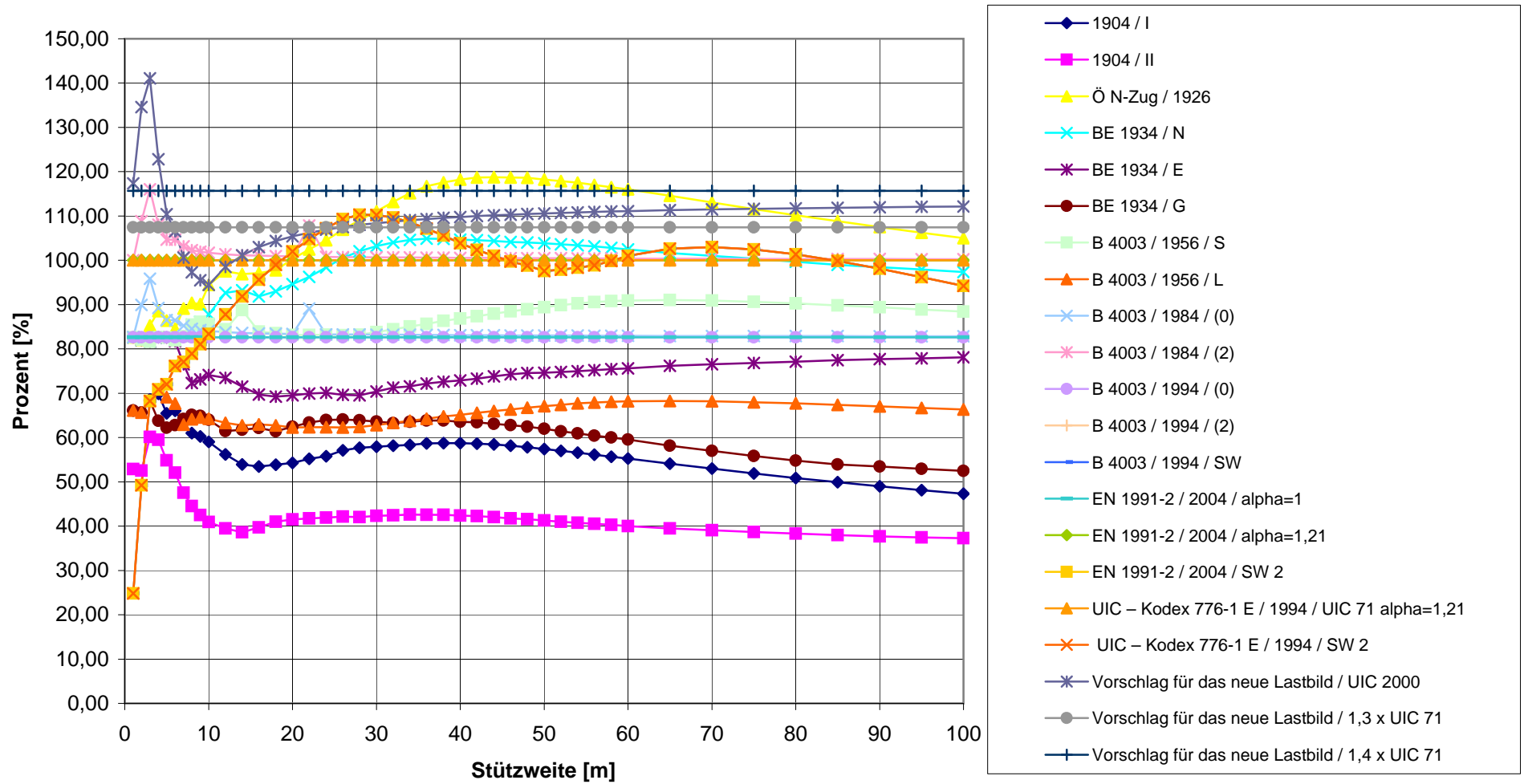
Die Ergebnisse bei der Untersuchung des maßgebenden Falles aus Tragfähigkeit und Ermüdungsfestigkeit der Längsträger und der Querträger lassen erkennen, dass die vorhandenen Querschnittskennwerte für den maßgebenden Kerbfall wesentlich kleiner sind als die erforderlichen Querschnittskennwerte. Bei der Berechnung der Restnutzungsdauer kann für den Längsträger jedoch eine sehr hohe Restnutzungsdauer errechnet werden, für den Querträger ist keine Restnutzungsdauer vorhanden.

Diese Diskrepanz ergibt sich durch die Unterschiede in den Beiwerten zur Berücksichtigung des Stützweiteneinflusses nach EN für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit und nach Ril für die Berechnung des Schadens der Vergangenheit zur Bestimmung der Restnutzungsdauer. Eine genaue Untersuchung der Schäden an den Längsträgern und den Querträgern am vorhandenen Bauwerk ist zu empfehlen.

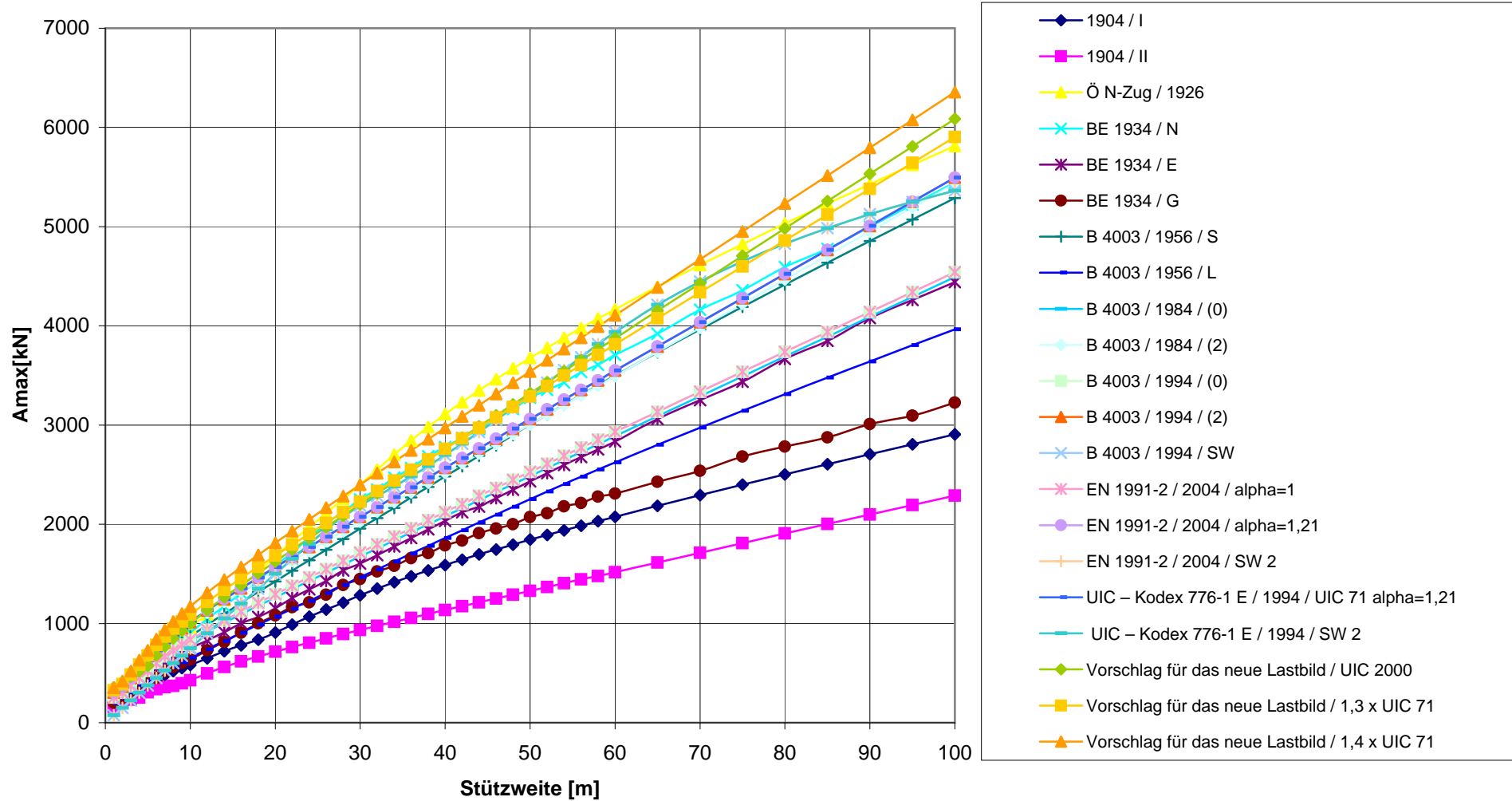
Biegemoment eines Trägers auf zwei Stützen (ohne dynamischen Beiwert) (Eingleisige Brücken)



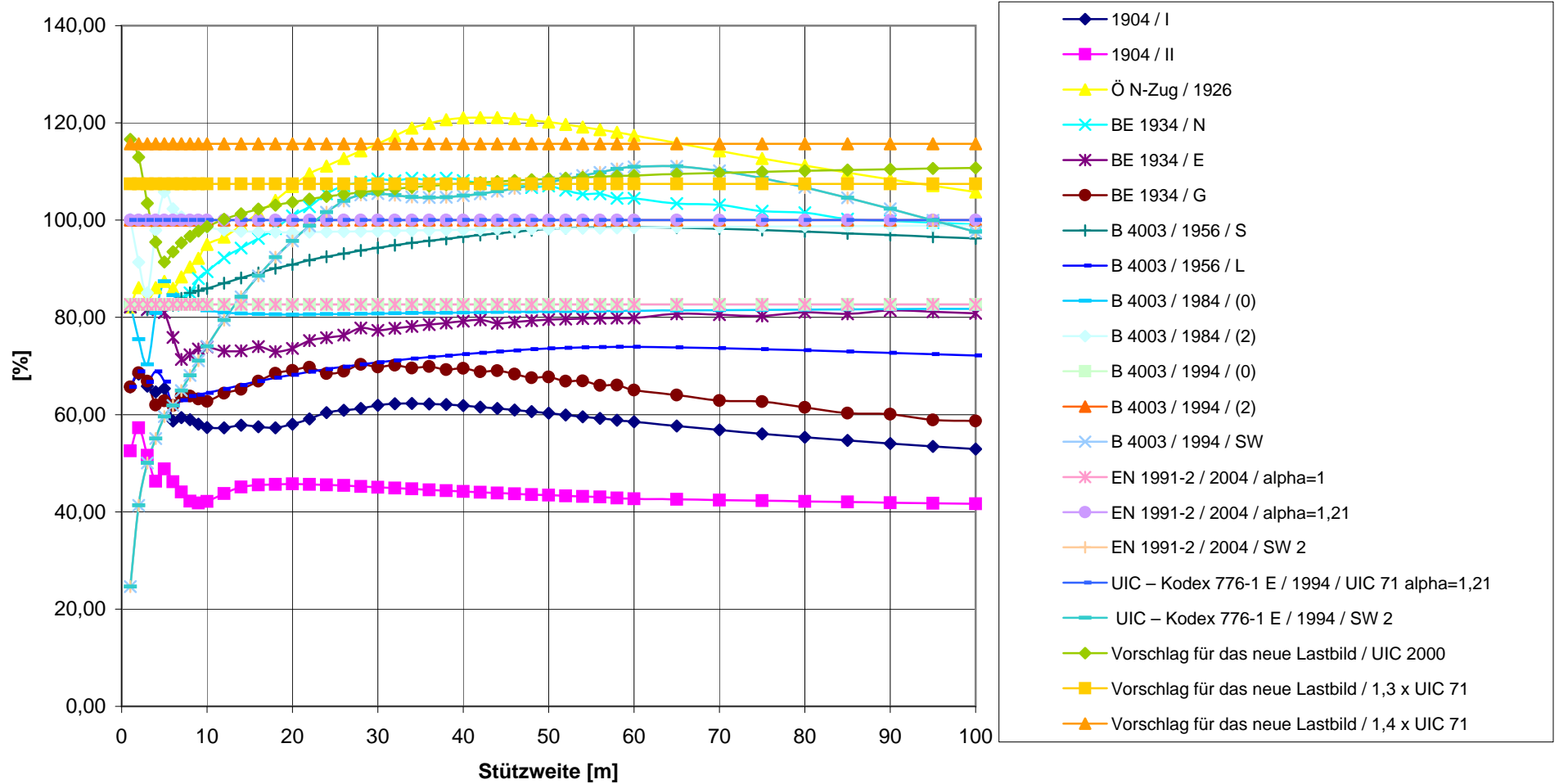
Vergleich der maximalen Biegemoment eines Trägers auf zwei Stützen
 bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$ (ohne dynamischen Beiwert)
 (Eingleisige Brücken)



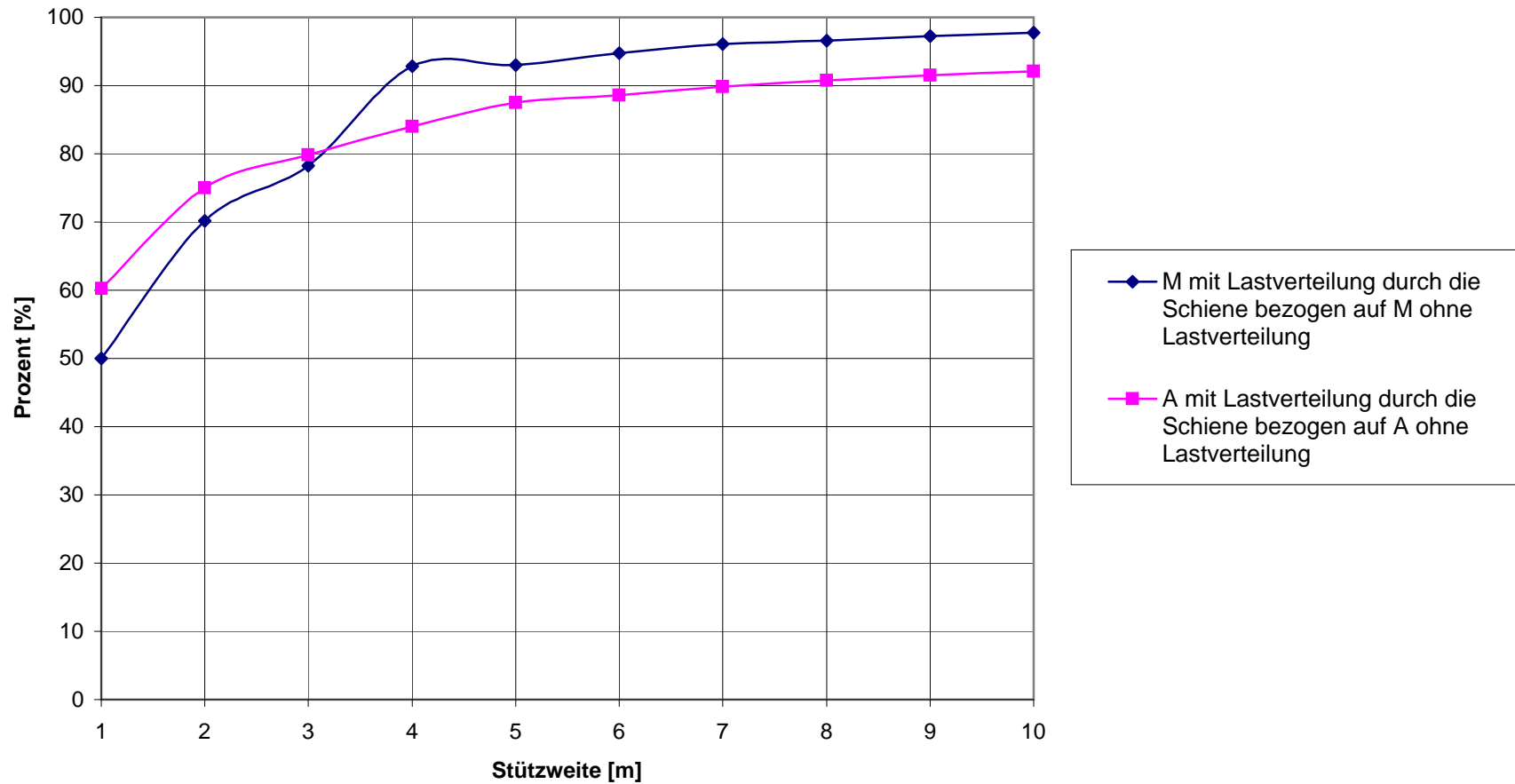
Auflagerkräfte eines Trägers auf zwei Stützen (ohne dynamischen Beiwert) (Eingleisige Brücken)



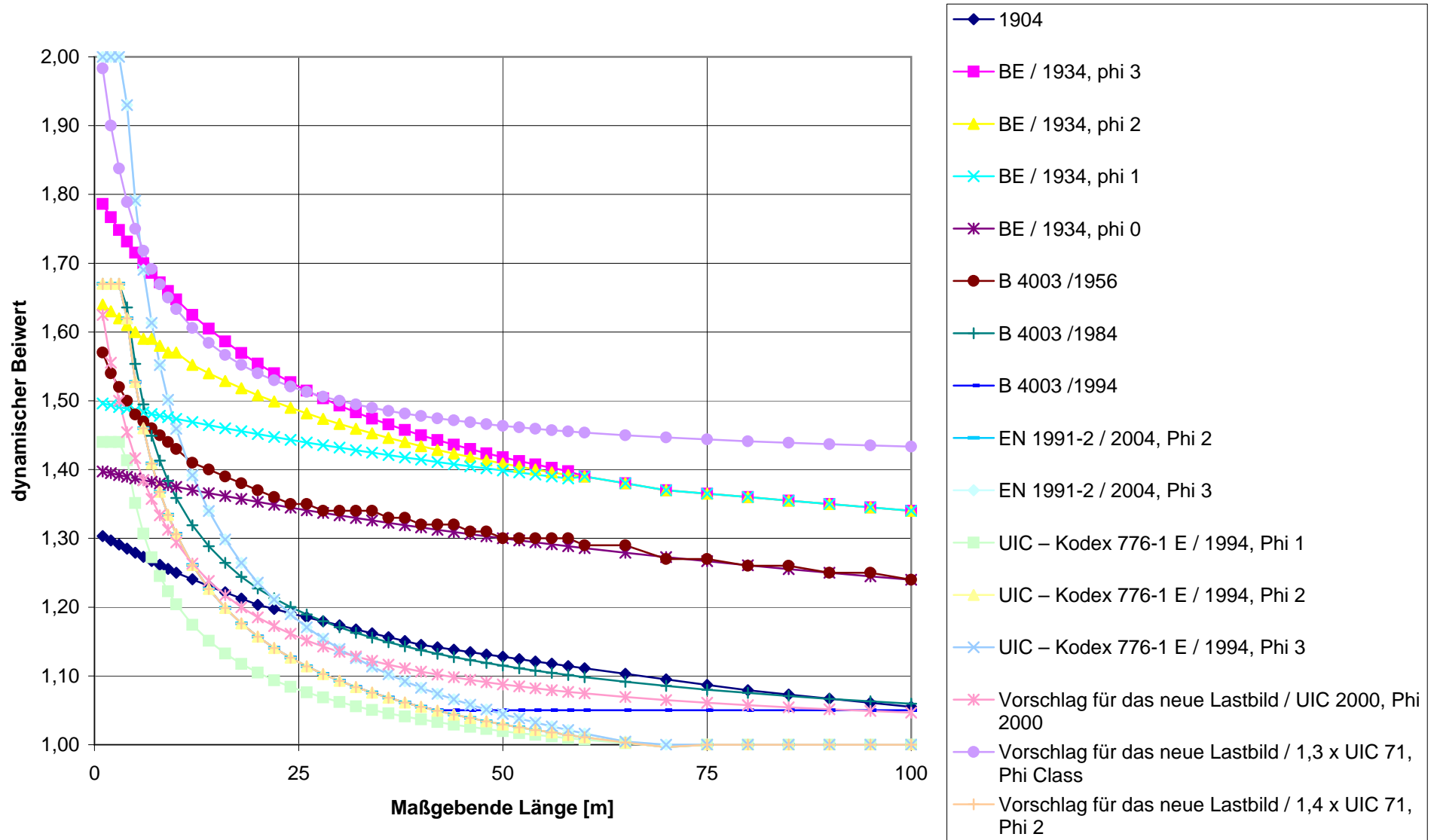
Vergleich der maximalen Auflagerkräfte eines Trägers auf zwei Stützen
 bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$ (ohne dynamischen Beiwert)
 (Eingleisige Brücken)



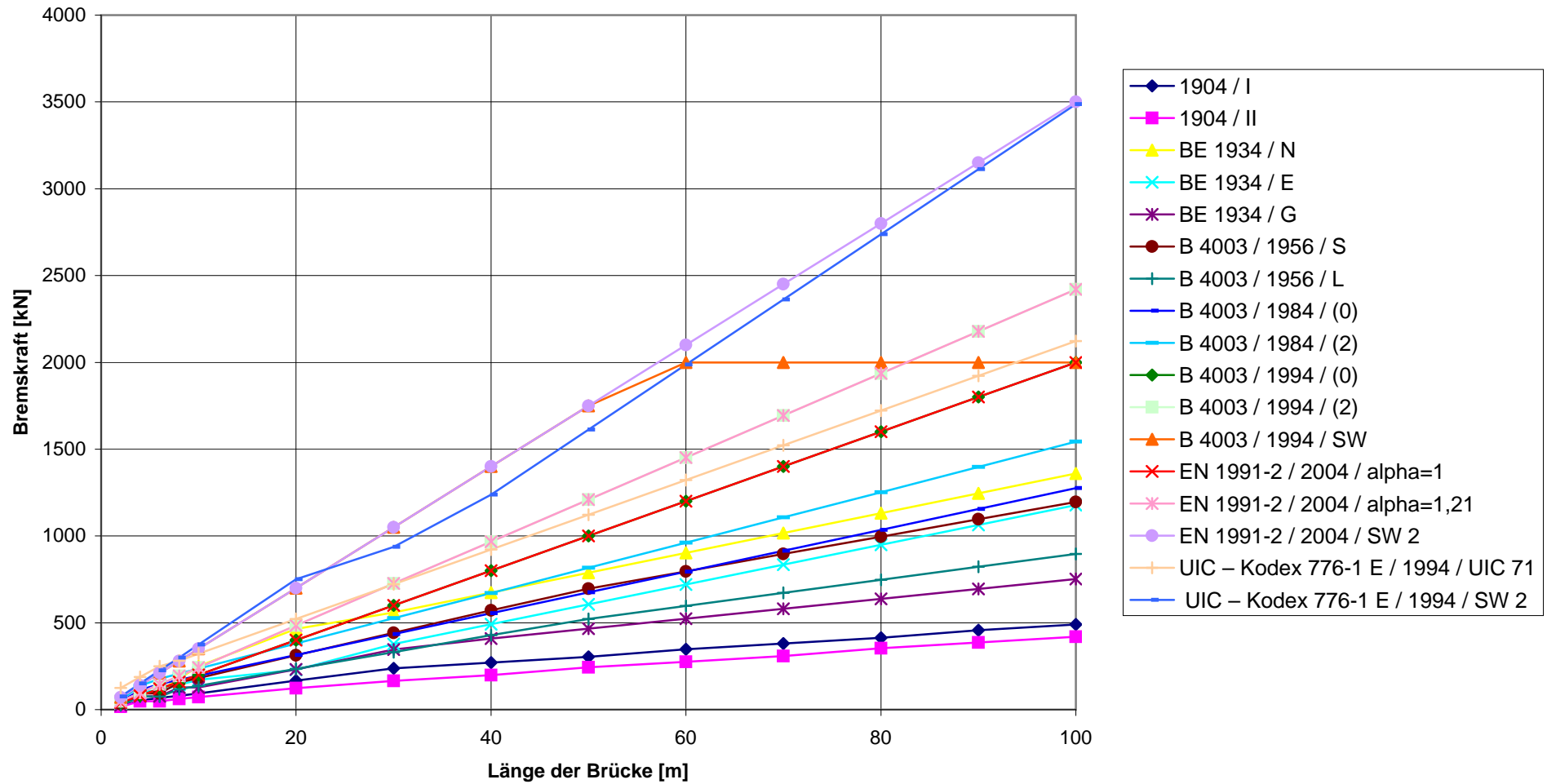
Lastverteilung:
Maximale Biegemomente und Auflagerkräfte eines Trägers auf zwei Stützen für EN 1991-2 / 2004 /
Lastenzug 71
M und A mit Lastverteilung bezogen auf M und A ohne Lastverteilung durch die Schiene
(Eingleisige Brücken)



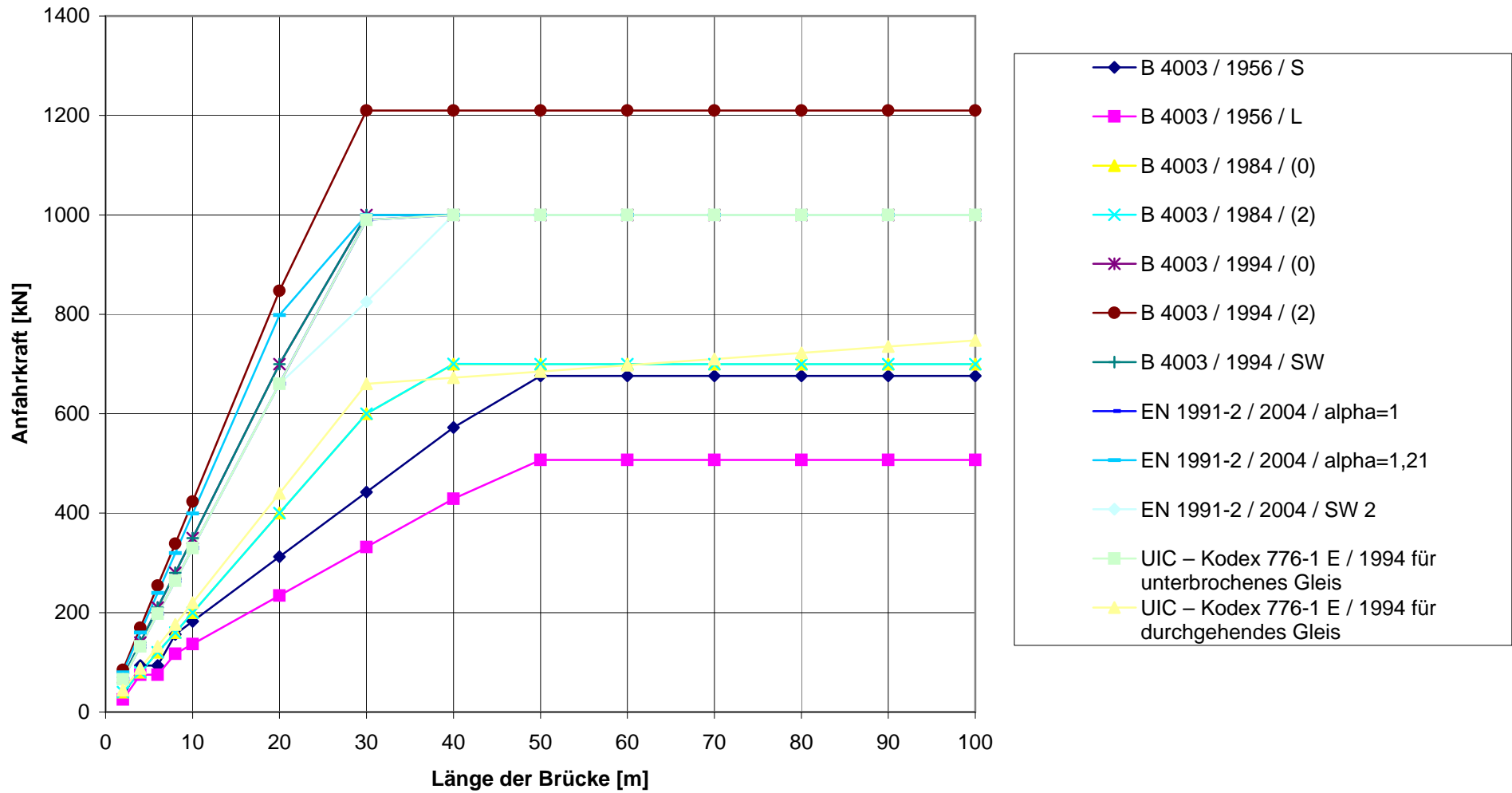
Dynamischer Beiwert



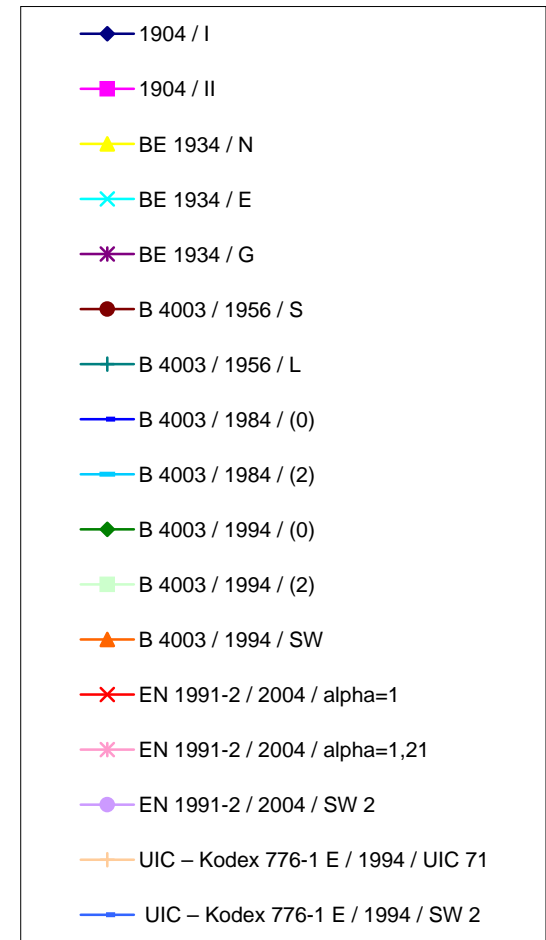
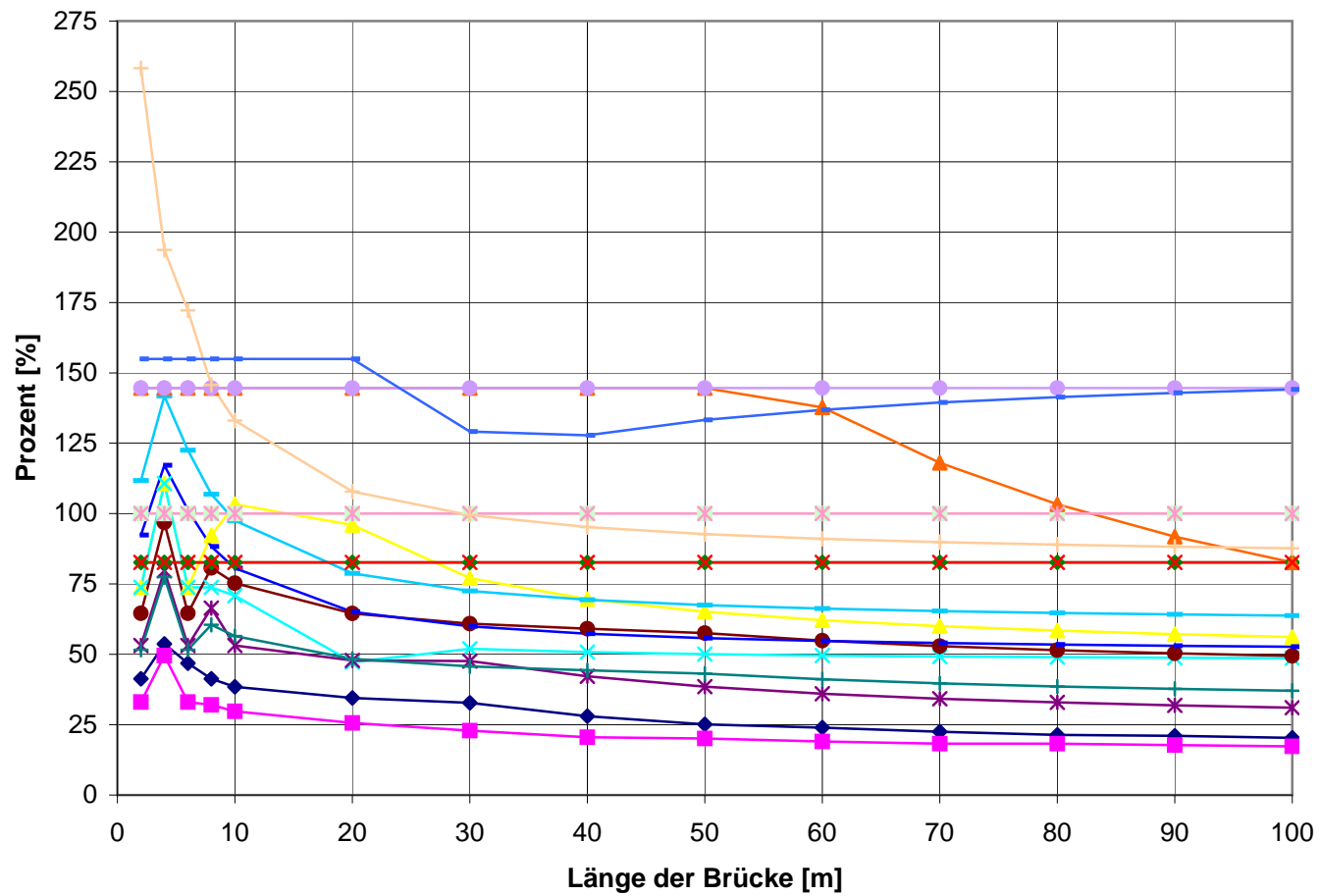
Bremskraft bei einem Träger auf zwei Stützen (Eingleisige Brücken)



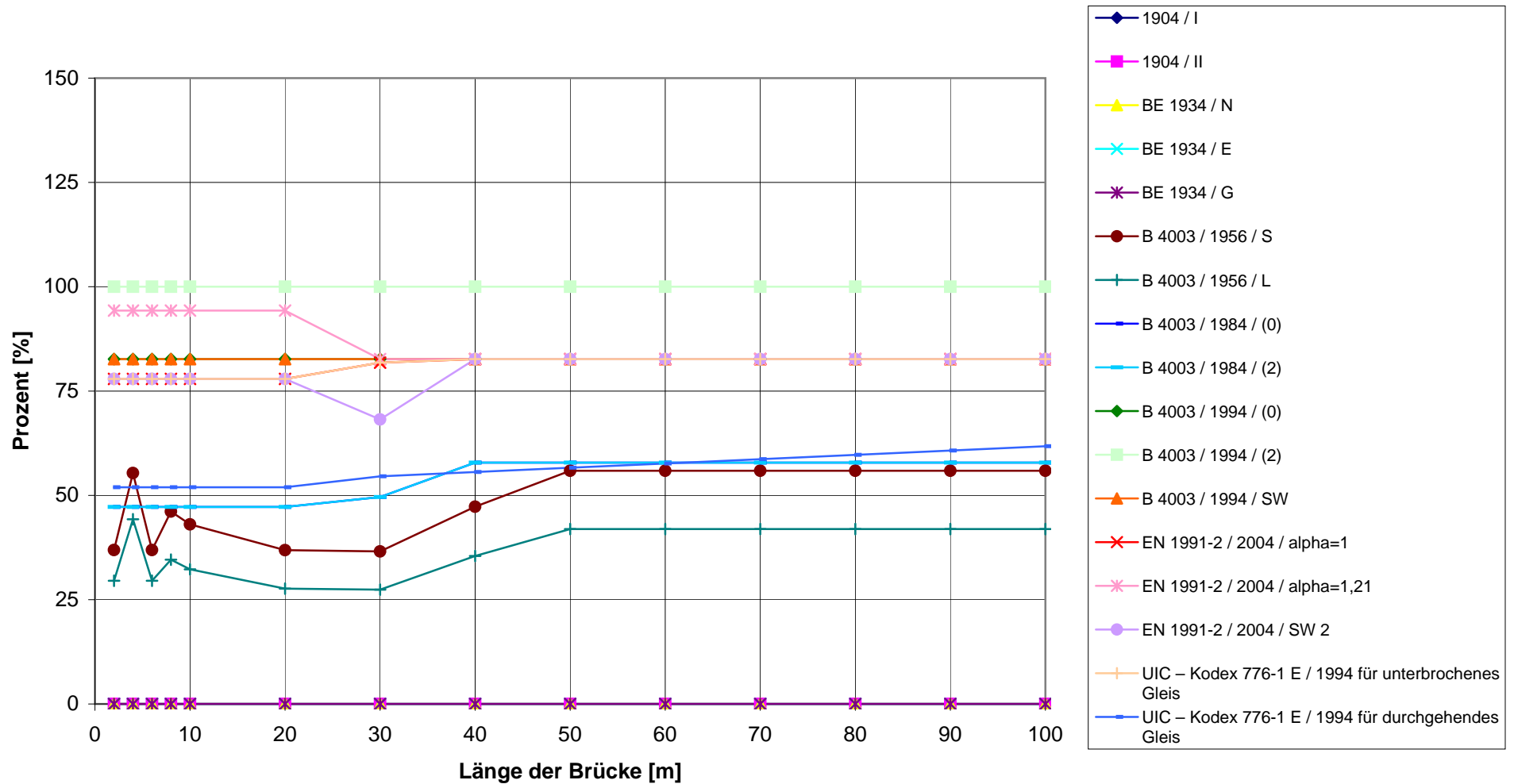
Anfahrkraft bei einem Trägers auf zwei Stützen (Eingleisige Brücken)



**Vergleich der Bremskräfte bei einem Träger auf zwei Stützen
bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$
(Eingleisige Brücken)**

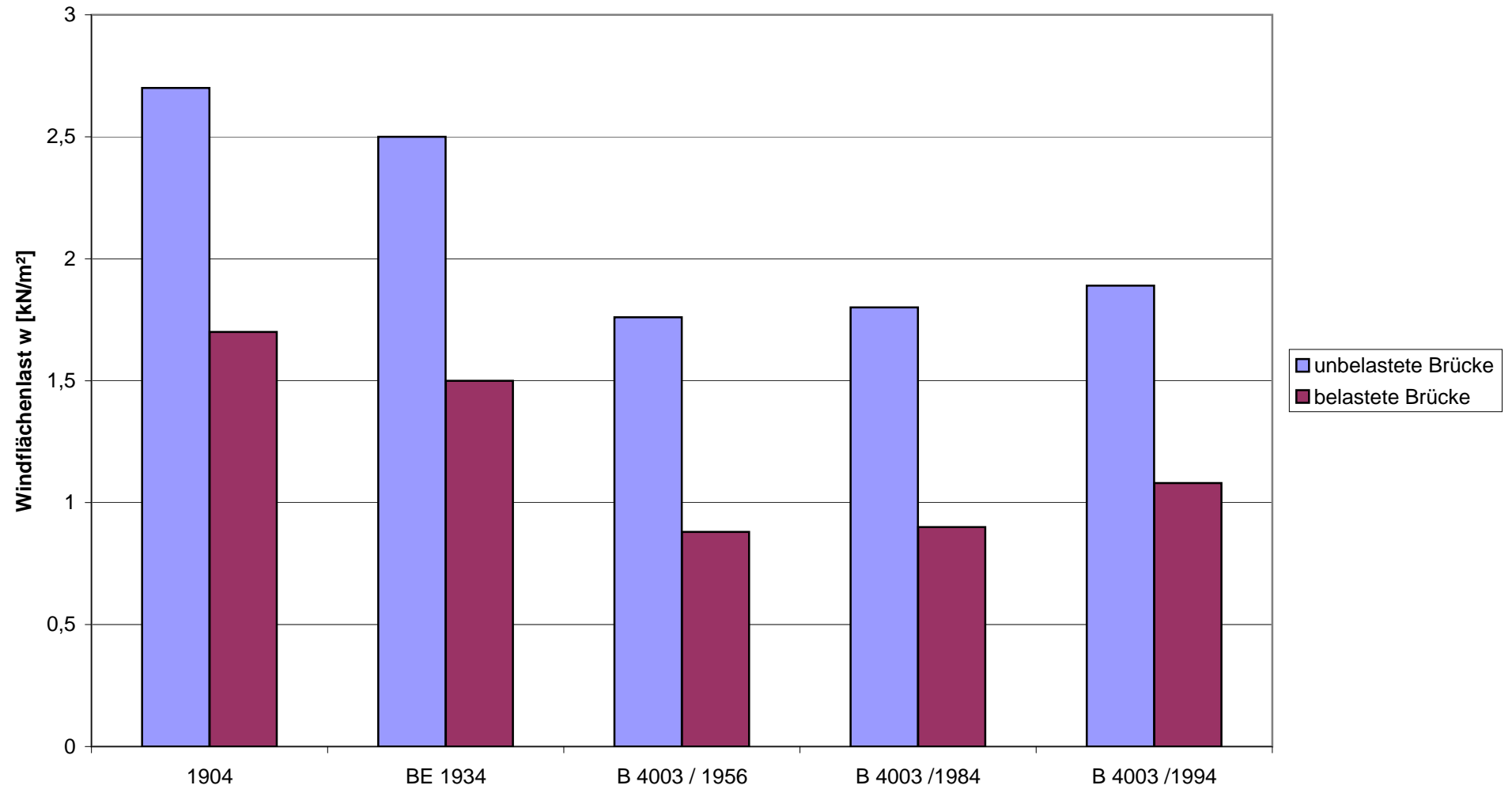


Vergleich der Anfahrkräfte bei einem Trägers auf zwei Stützen
 bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$
 (Eingleisige Brücken)



Windflächenlasten der belasteten und unbelasteten Brücken

für B 4003/1956 wurde $c = 1,6$ gesetzt



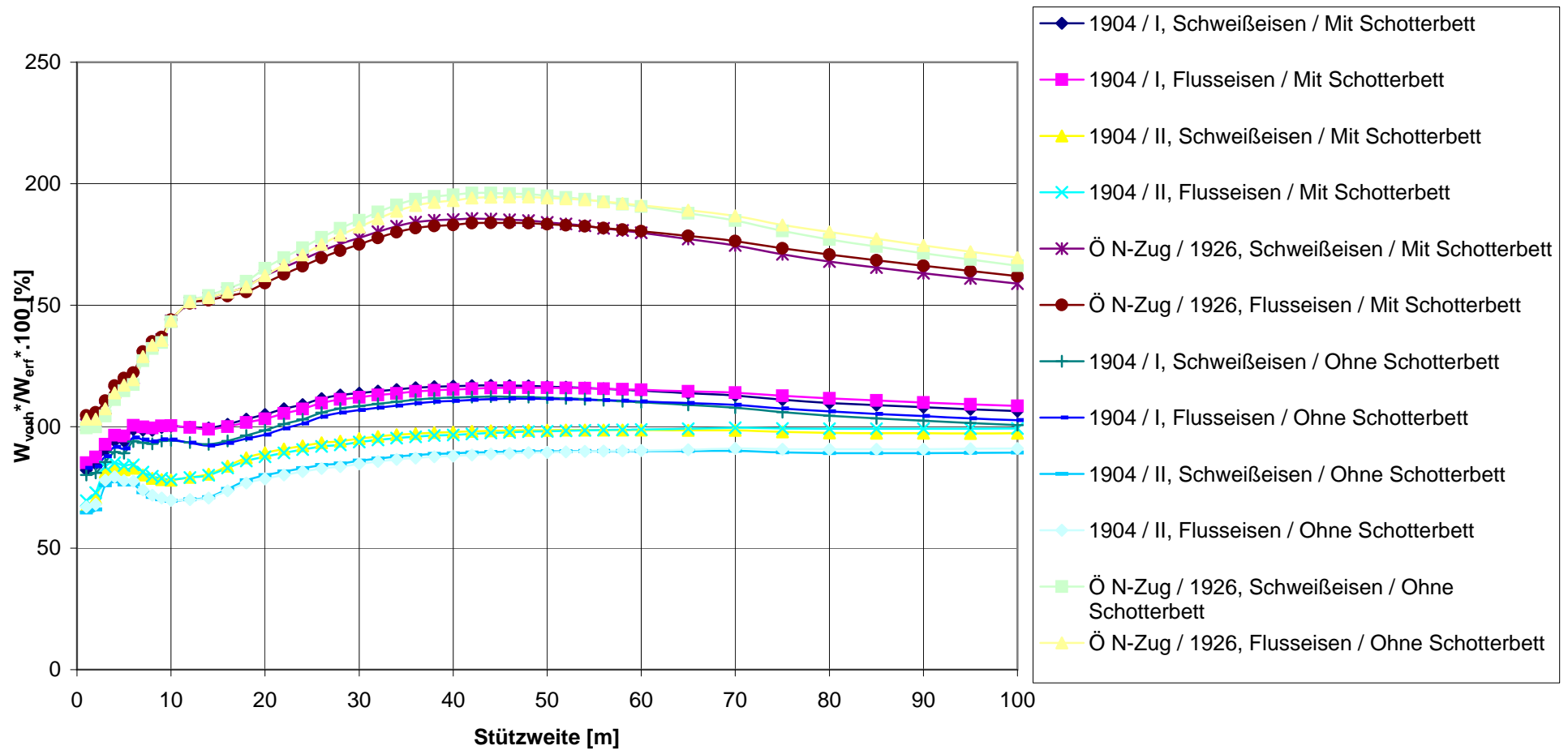
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente; ULS

Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008

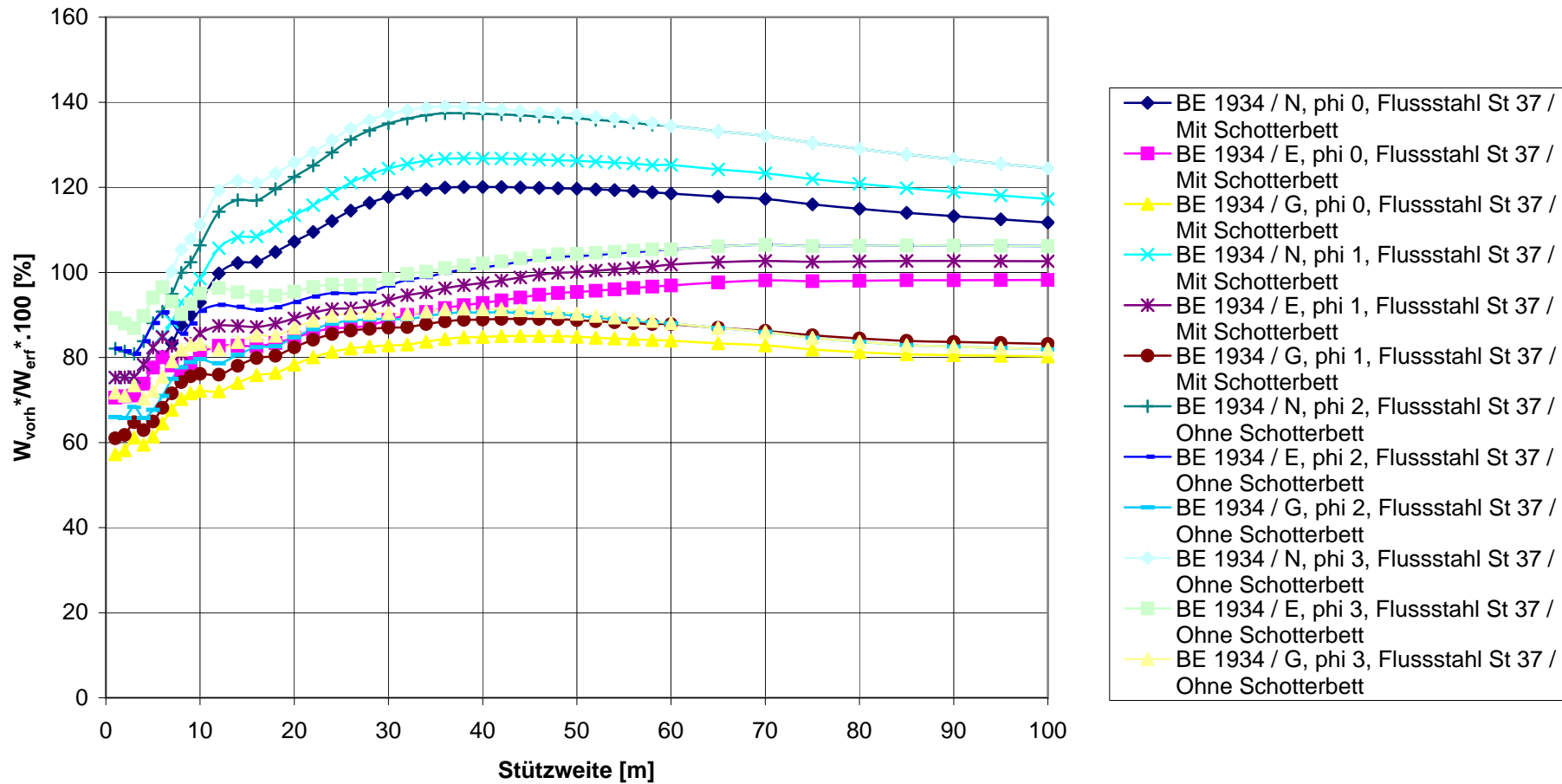
anwendbar für Schweißbeisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)

und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

Hauptträger



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente; ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)
Hauptträger

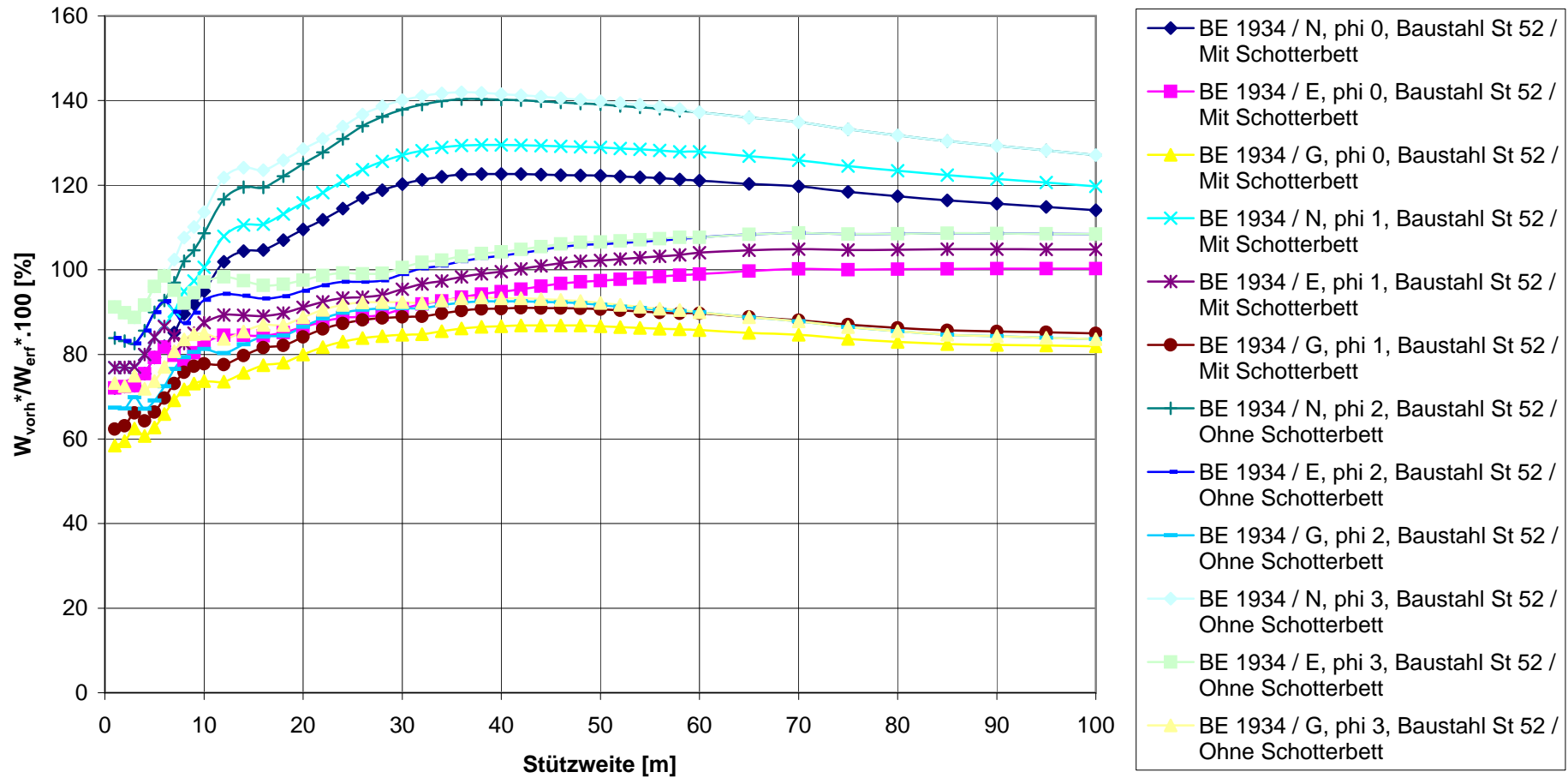


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente; ULS

Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008

anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

Hauptträger



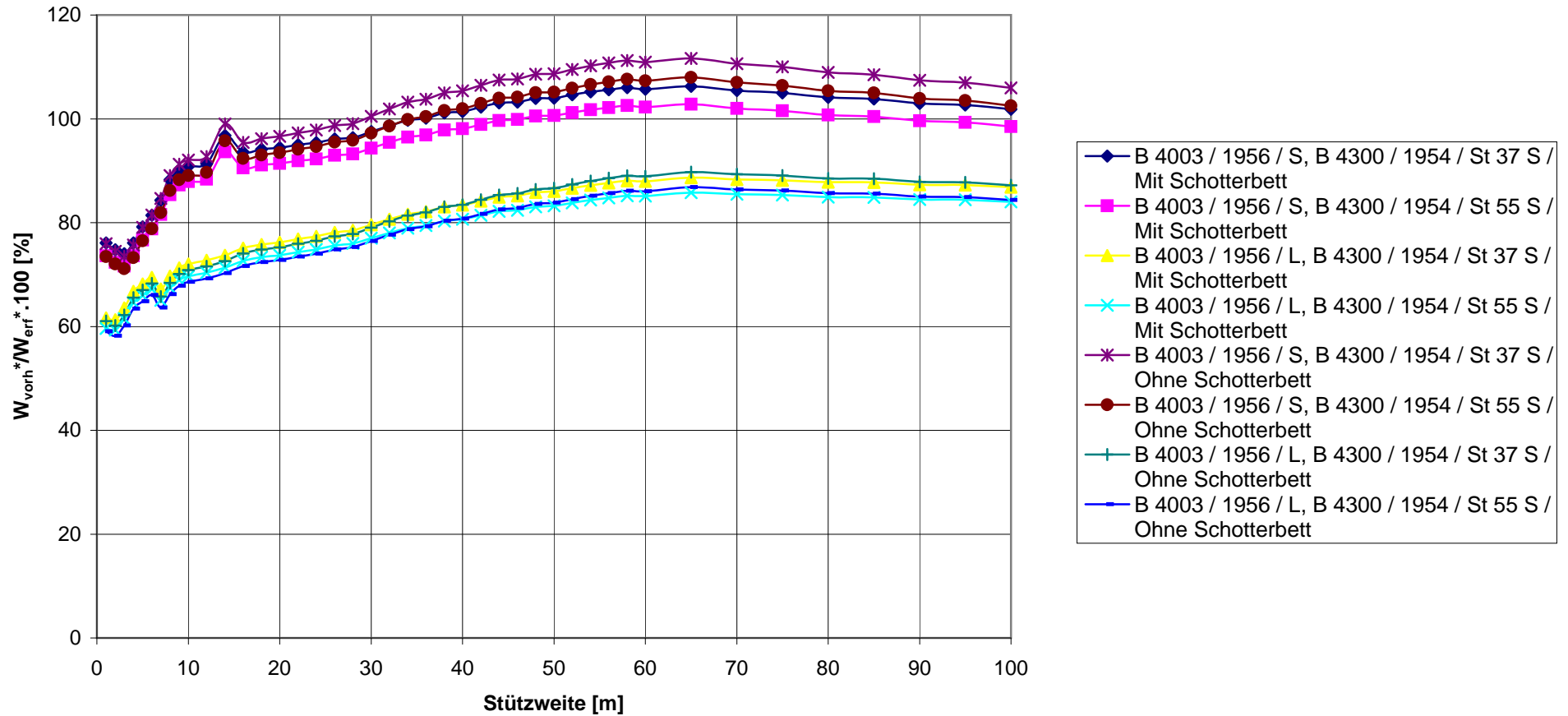
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente; ULS

Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008

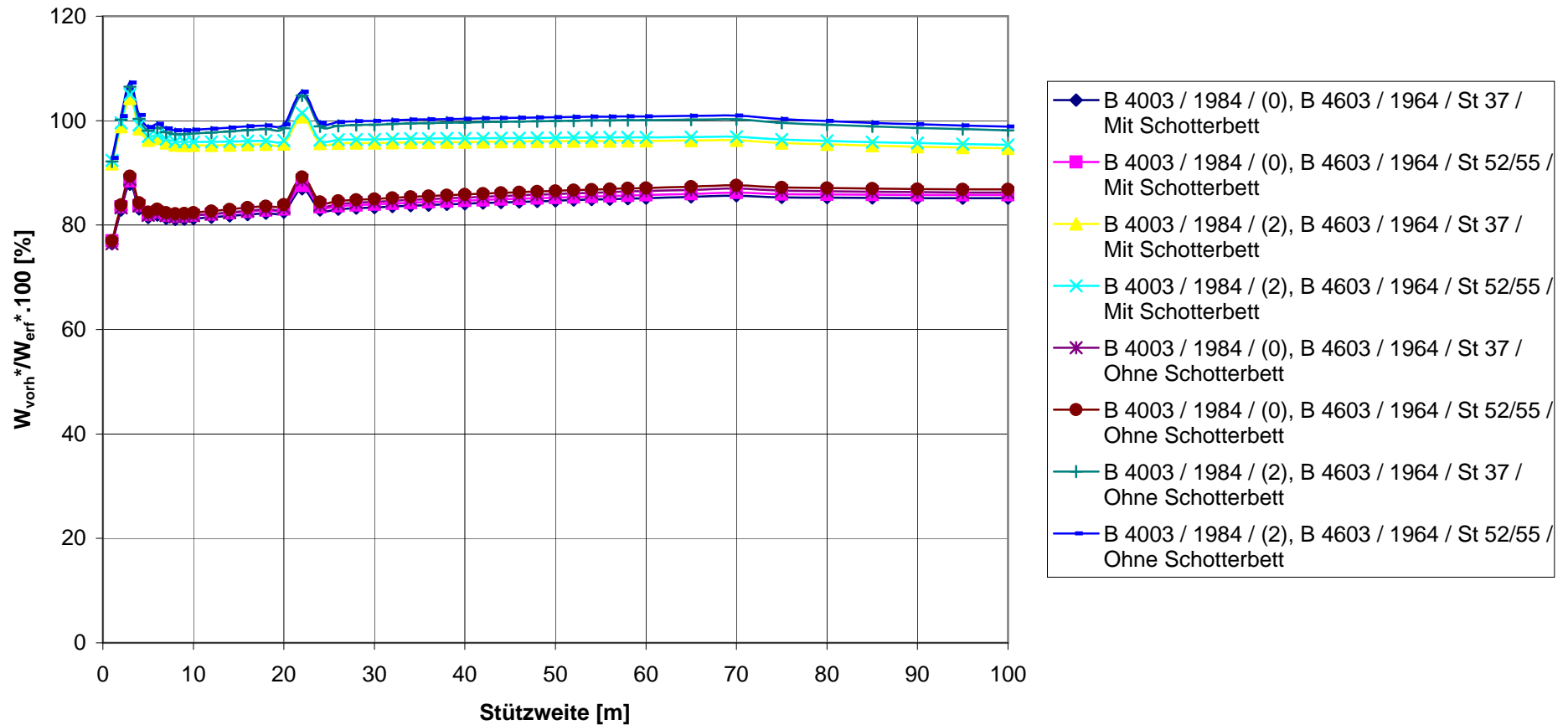
St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,05=21,1$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,0$ kN/cm²)

aus ÖNORM B 4300 / 1954

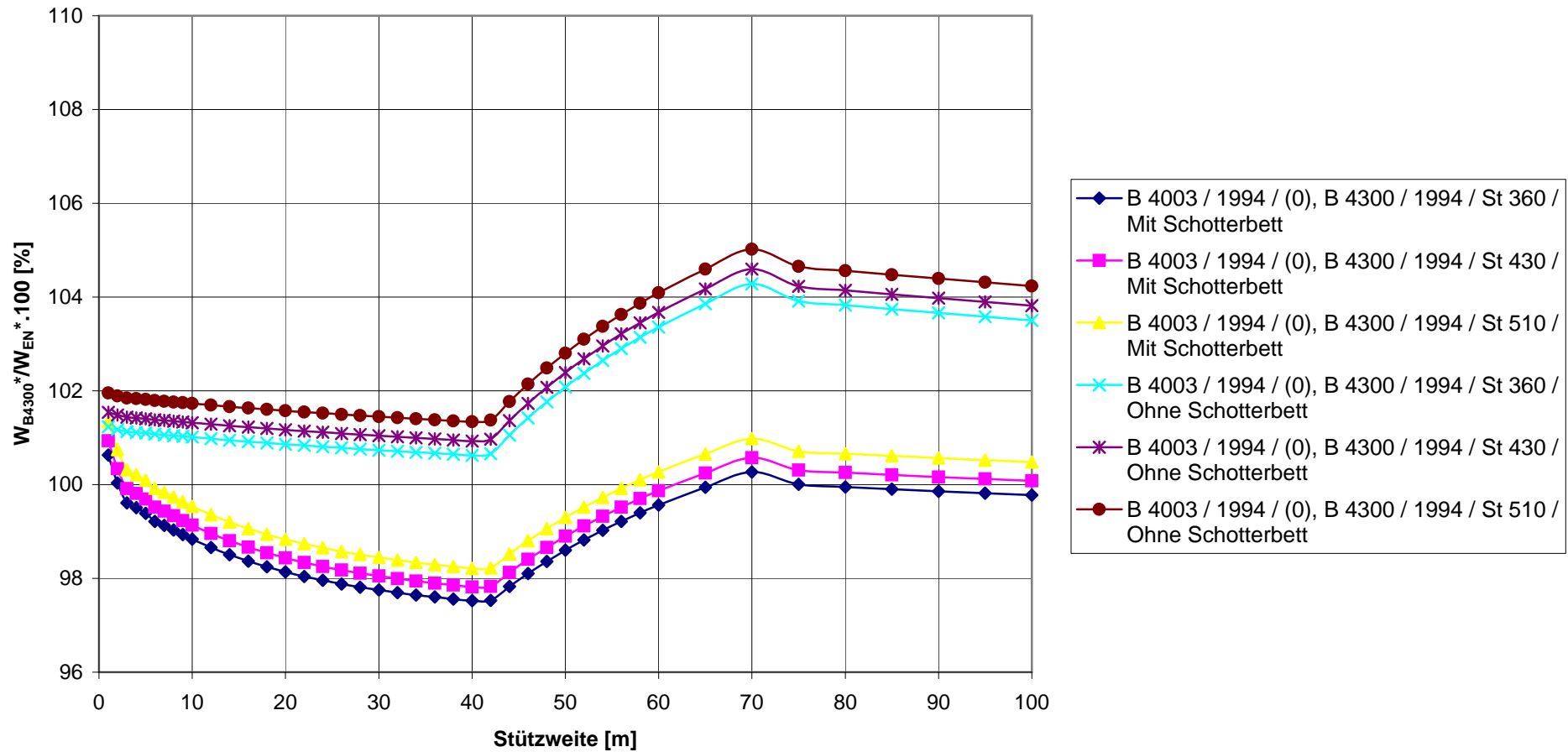
Hauptträger



Verhältnis der vorh. zu den erf. Widerstandsmomenten: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
 St 37 S,T (fyd=23,5/1,1=21,36 kN/cm²) und St 55 S,St 52 T (fyd=35,5/1,1=32,27 kN/cm²)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978
 Hauptträger

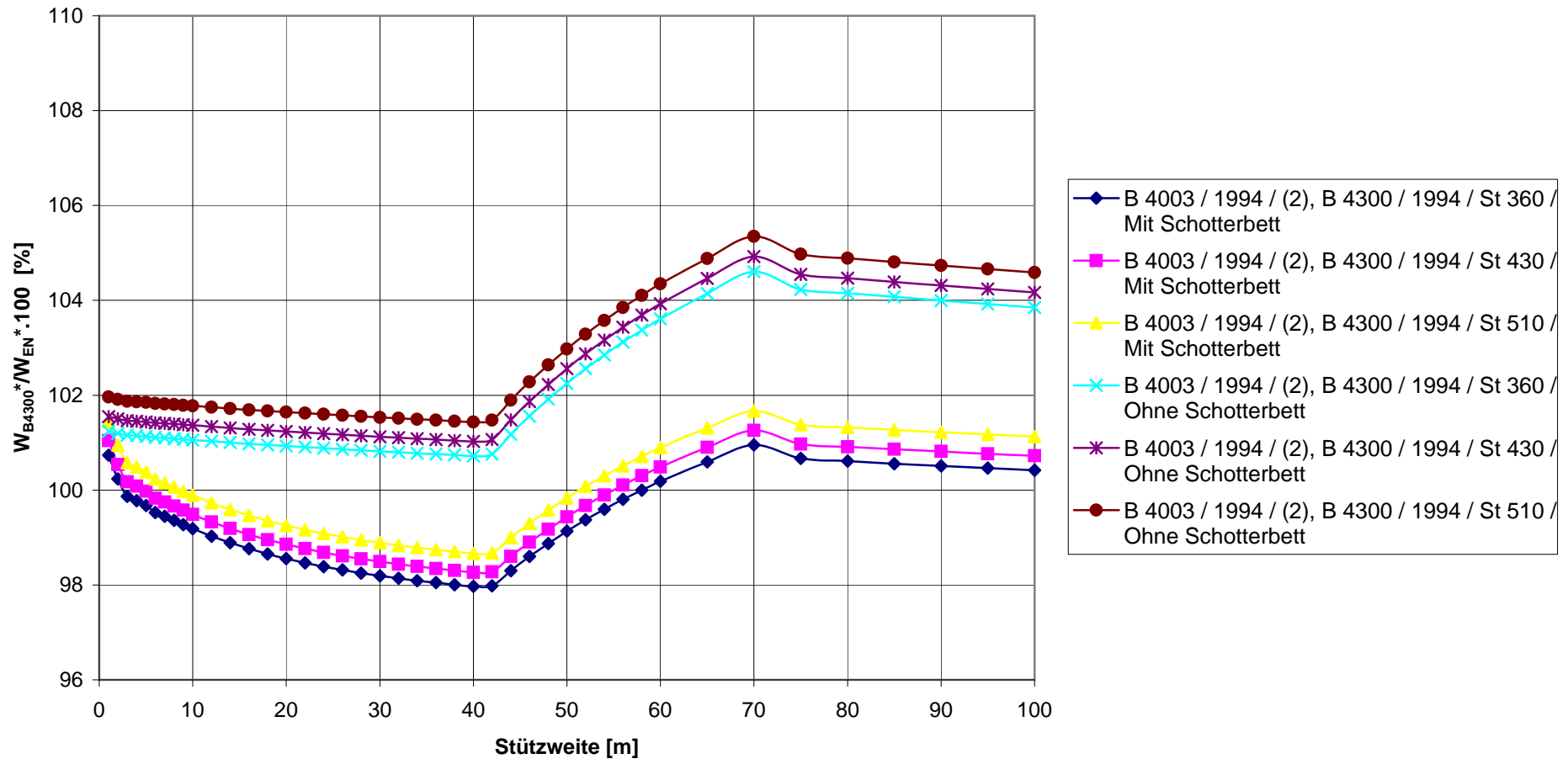


Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1$, ϕ 2 und EN 1993-2 / 2007*
 S 235, S 275, S 355
 Hauptträger



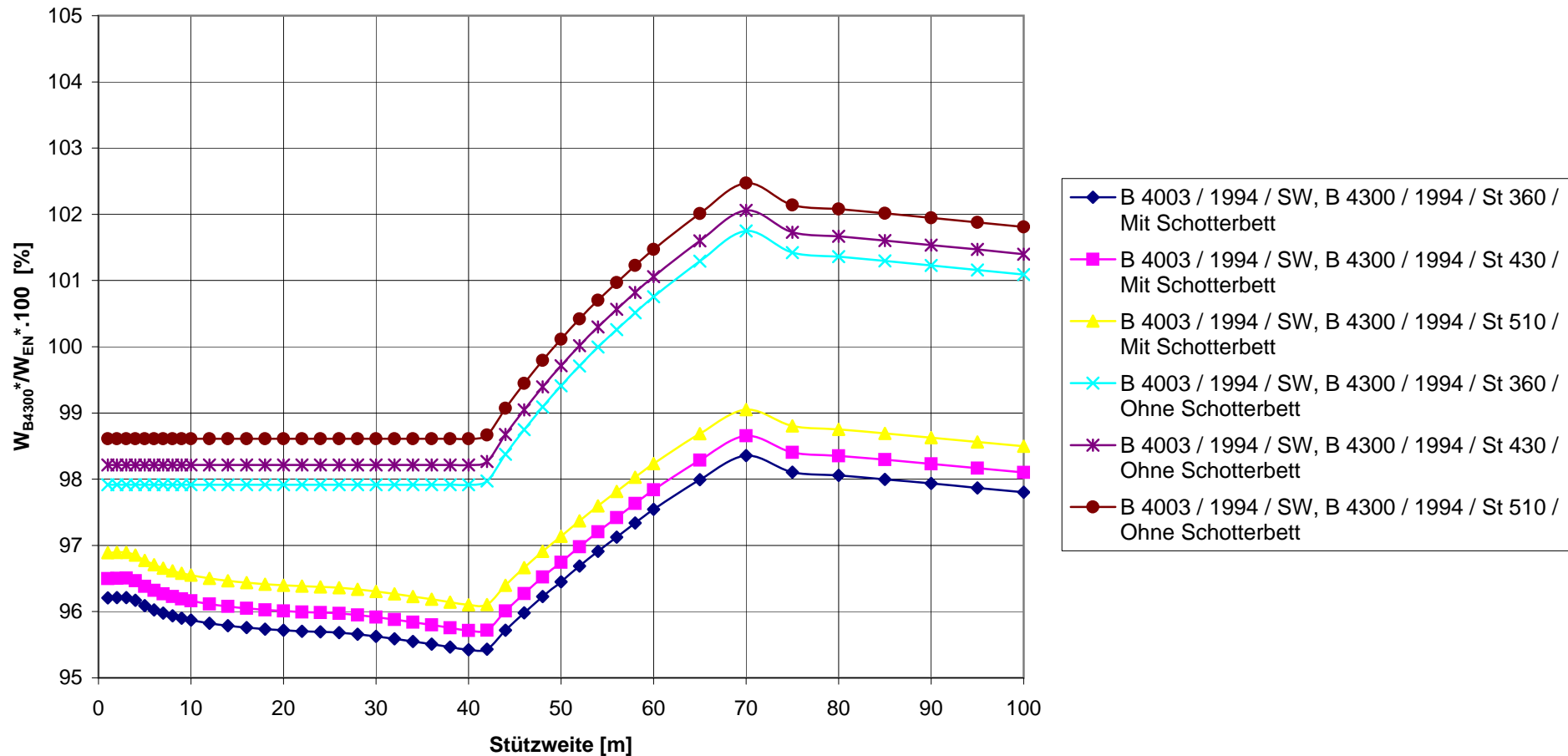
* ... Es wird hier der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach EN 1993-2/2007 ($\gamma_{M0}=1,0$) und nicht nach ONR ($\gamma_{M0}=1,1$) verwendet.

Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ_2 und EN 1993-2 / 2007*
 S 235, S 275, S 355
 Hauptträger



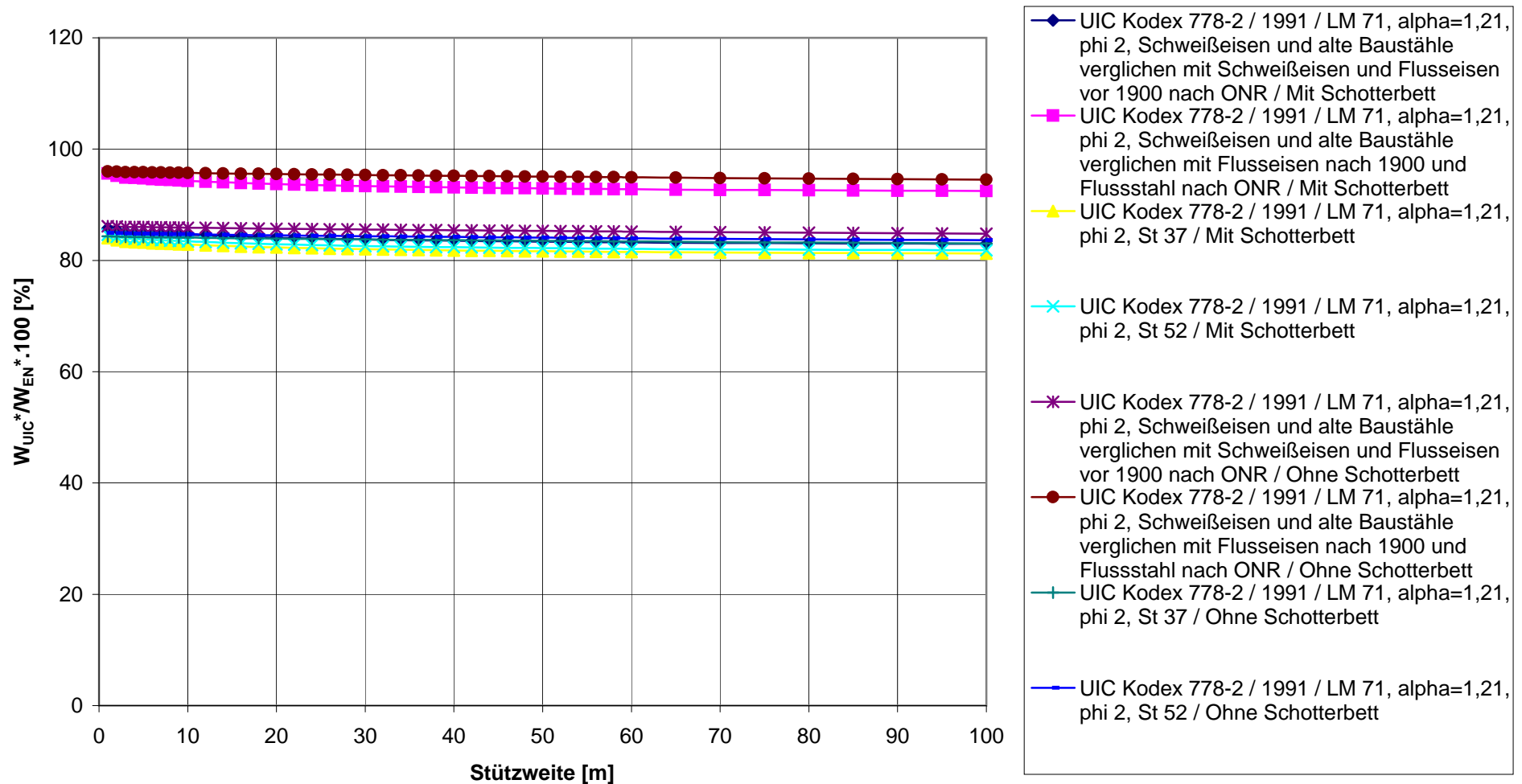
* ... Es wird hier der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach EN 1993-2/2007 ($\gamma_{M0}=1,0$) und nicht nach ONR ($\gamma_{M0}=1,1$) verwendet.

Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / SW2, phi 2 und EN 1993-2 / 2007*
 S 235, S 275, S 355
Hauptträger

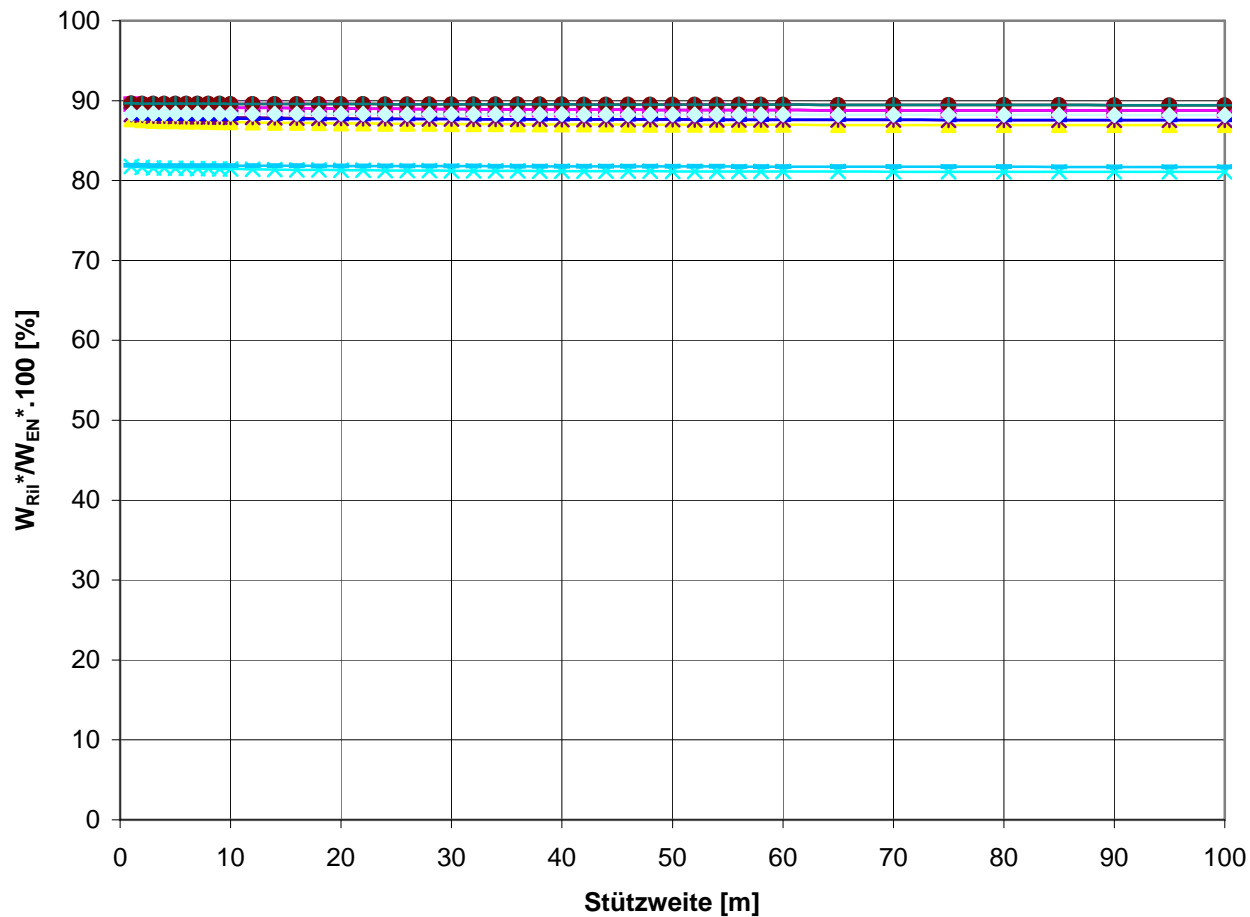


* ... Es wird hier der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach EN 1993-2/2007 ($\gamma_{M0}=1,0$) und nicht nach ONR ($\gamma_{M0}=1,1$) verwendet.

Verhältnis der Widerstandsmomente des UIC-Kodex 778-2/1991 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
 Hauptträger



Verhältnis der Widerstandsmomente der Ril 805/1999 zur EN: ULS
Einwirkungen LM 71 nach EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2
mit Sicherheitsbeiwerten nach Ril 805 / 1999
Bezogen auf EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
Hauptträger



- ◆ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Schweißisen und Flusseisen vor 1900 / Mit Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Flusseisen nach 1900, Flusstahl / Mit Schotterbett
- ▲ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 37 / Mit Schotterbett
- ✕ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 48 / Mit Schotterbett
- ✱ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 52 / Mit Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Schweißisen und Flusseisen vor 1900 / Ohne Schotterbett
- + Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Flusseisen nach 1900, Flusstahl / Ohne Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 37 / Ohne Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 48 / Ohne Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 52 / Ohne Schotterbett

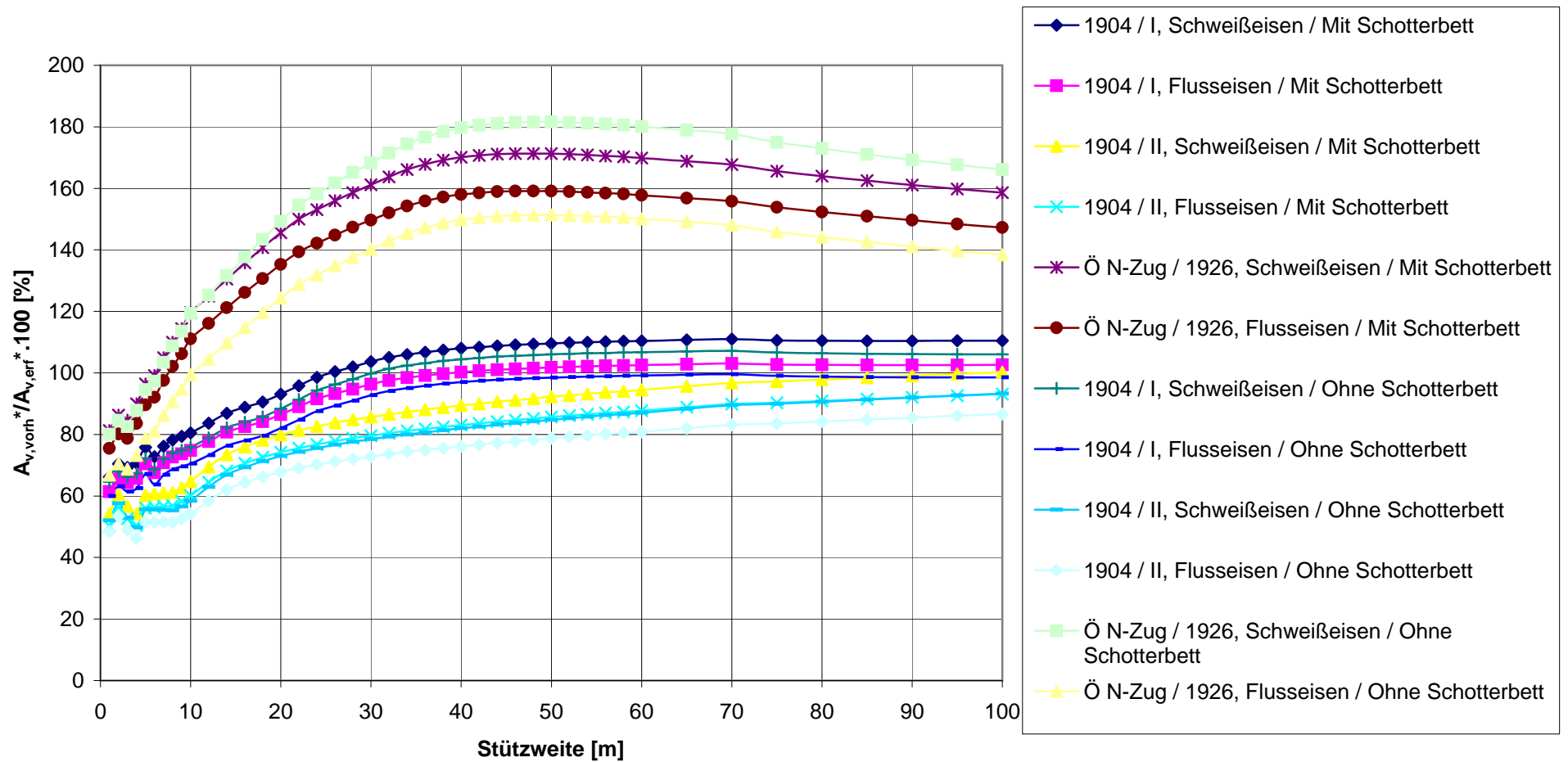
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen; ULS

Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008

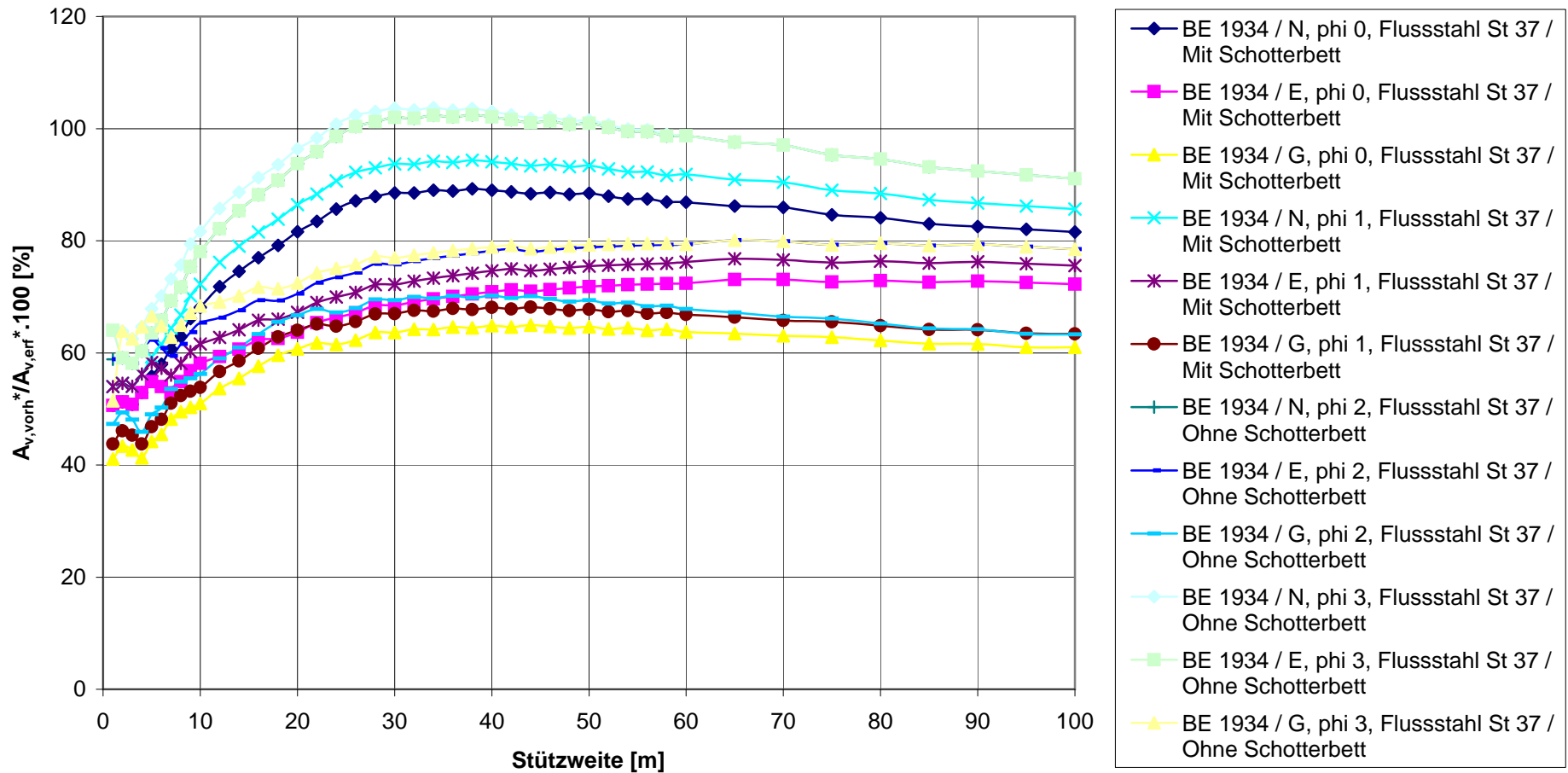
anwendbar für Schweißisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33$ kN/cm²)

und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43$ kN/cm²) aus 1904

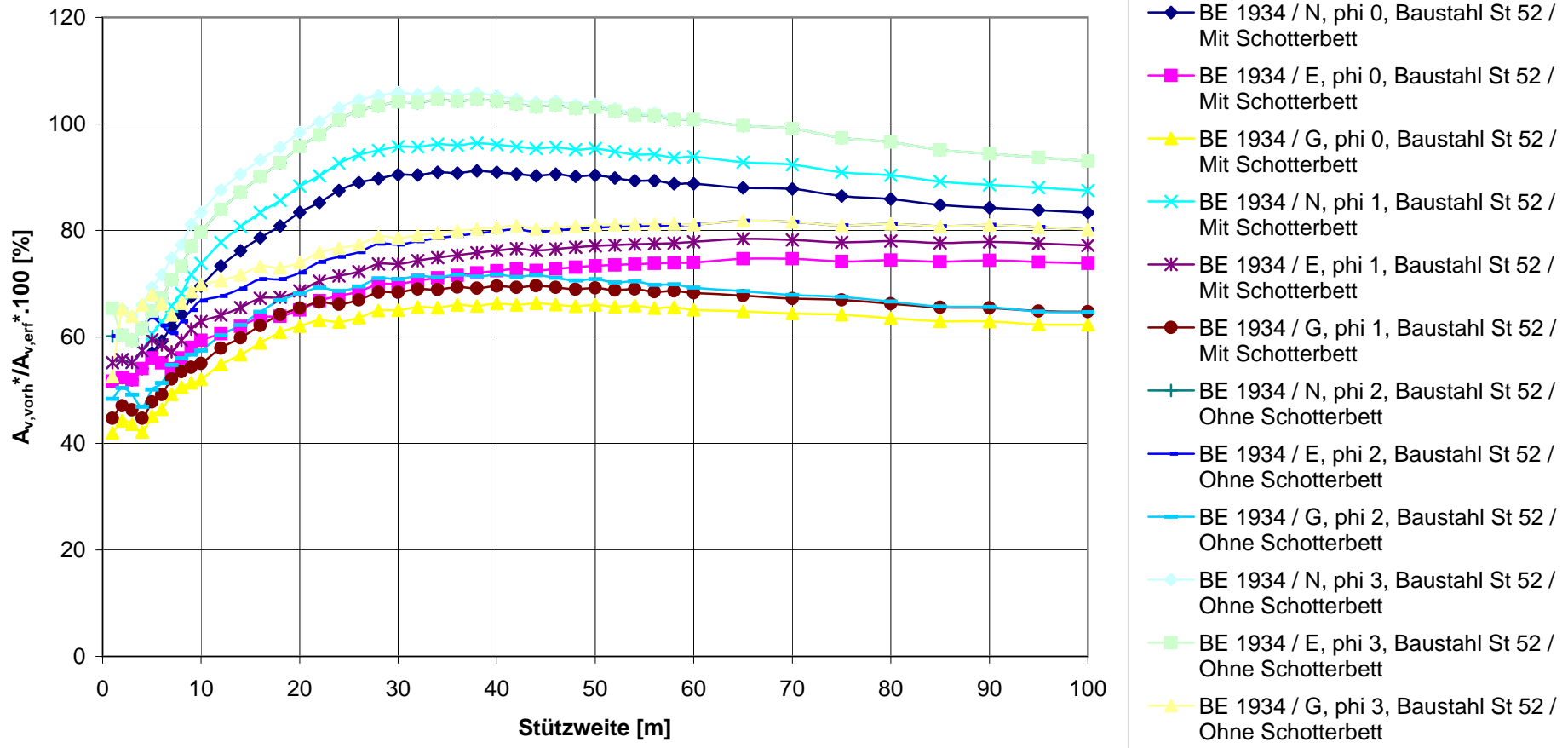
Hauptträger



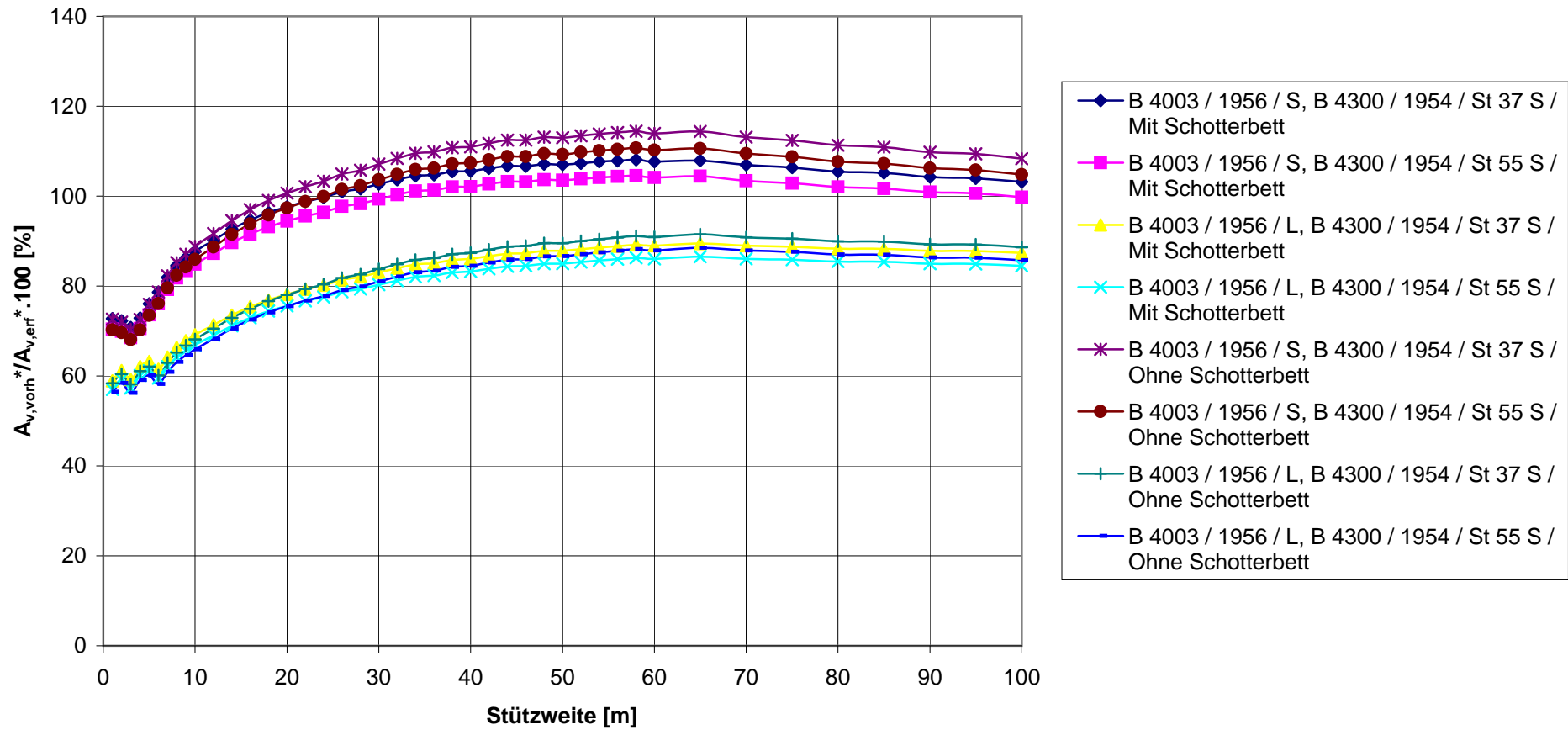
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen; ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)
Hauptträger



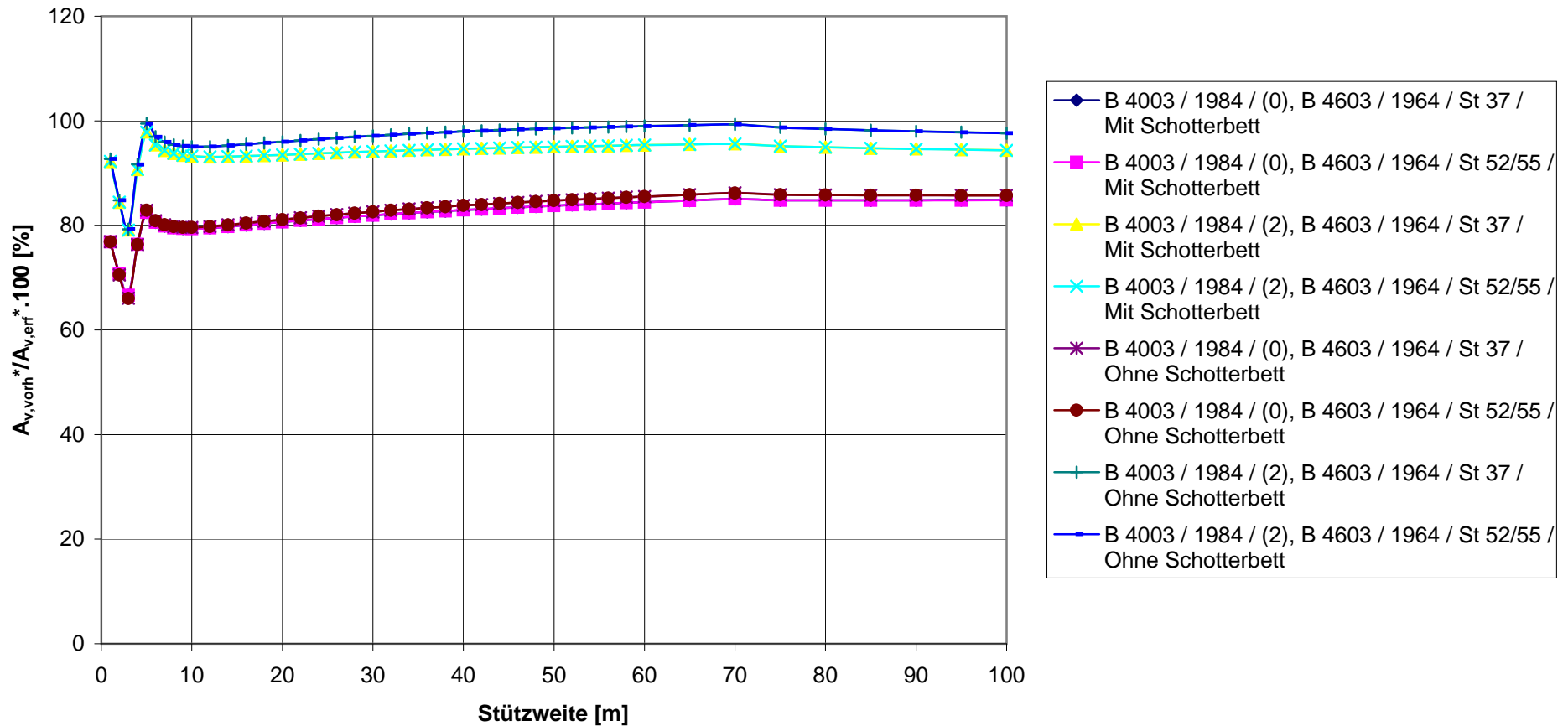
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen; ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi=2$, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)
 Ohne bzw. mit Schotterbett
 Hauptträger



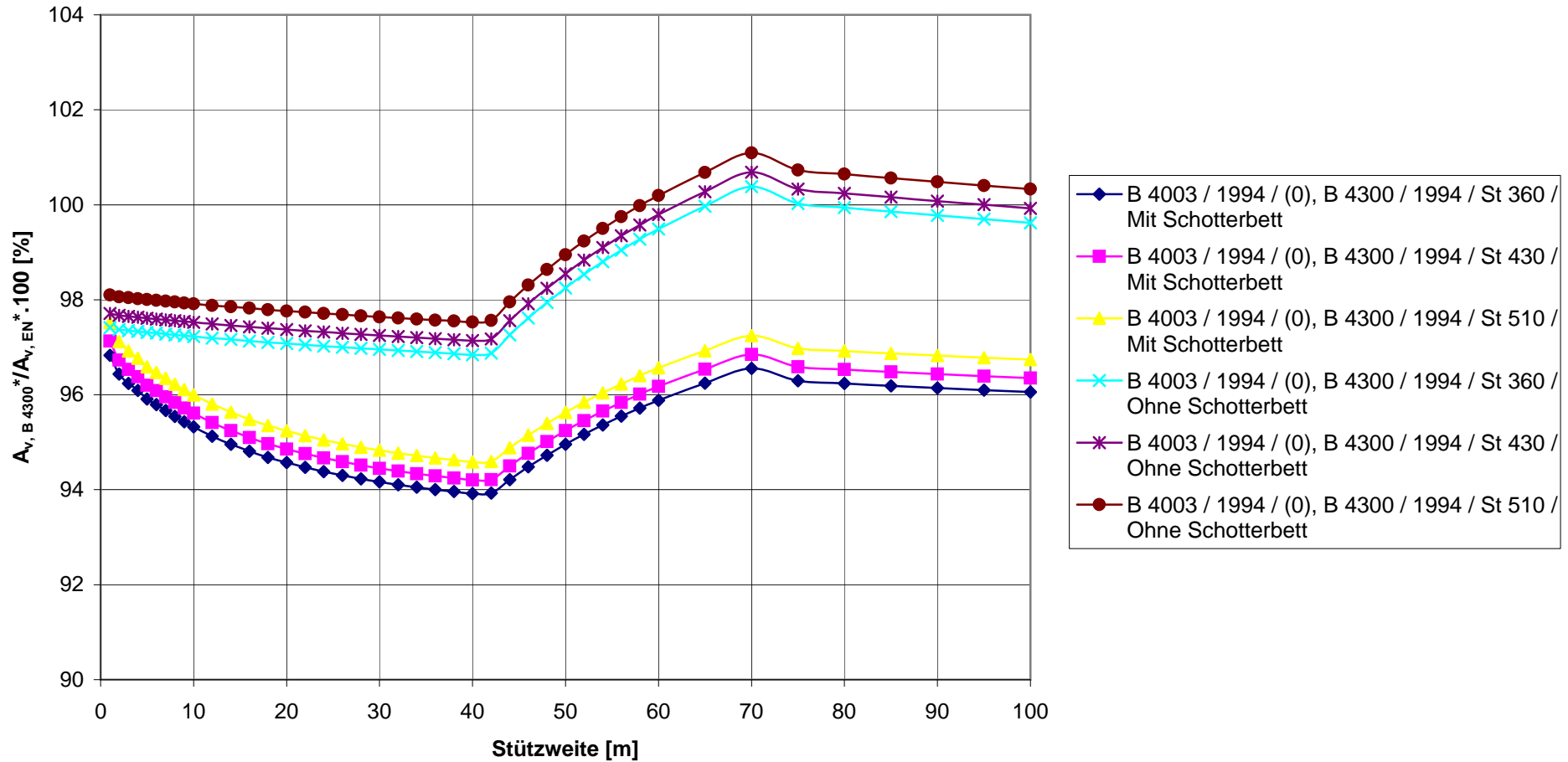
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen; ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,05=21,1$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,0$ kN/cm²)
 aus ÖNORM B 4300 / 1954
Hauptträger



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen; ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ_2 , ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,4$ kN/cm²) und St 55 S, St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,3$ kN/cm²)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978
Hauptträger

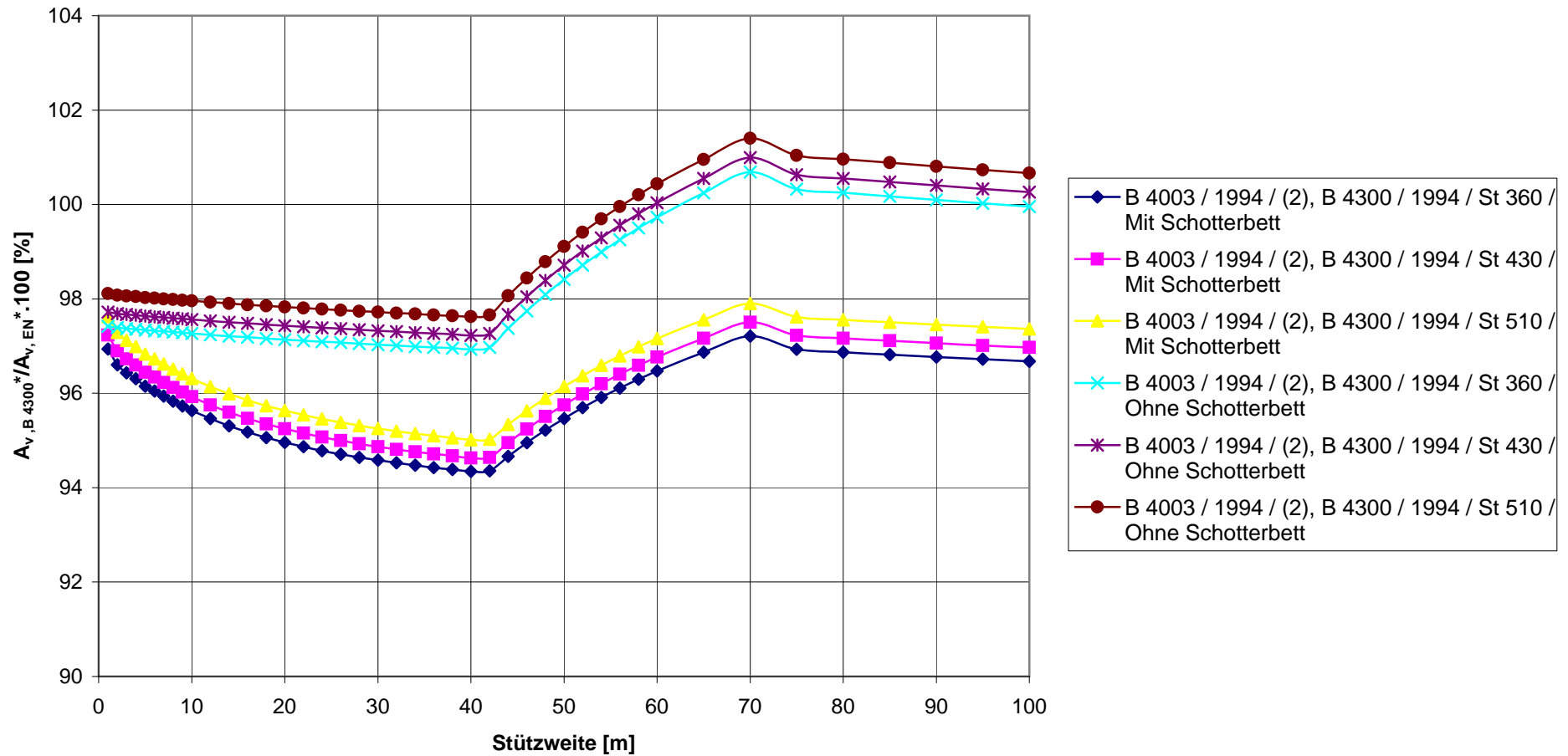


Verhältnis der Schubflächen der ÖNORM B 4300/1994 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1, phi 2 und EN 1993-2 / 2007*
 S 235, S 275, S 355
Hauptträger



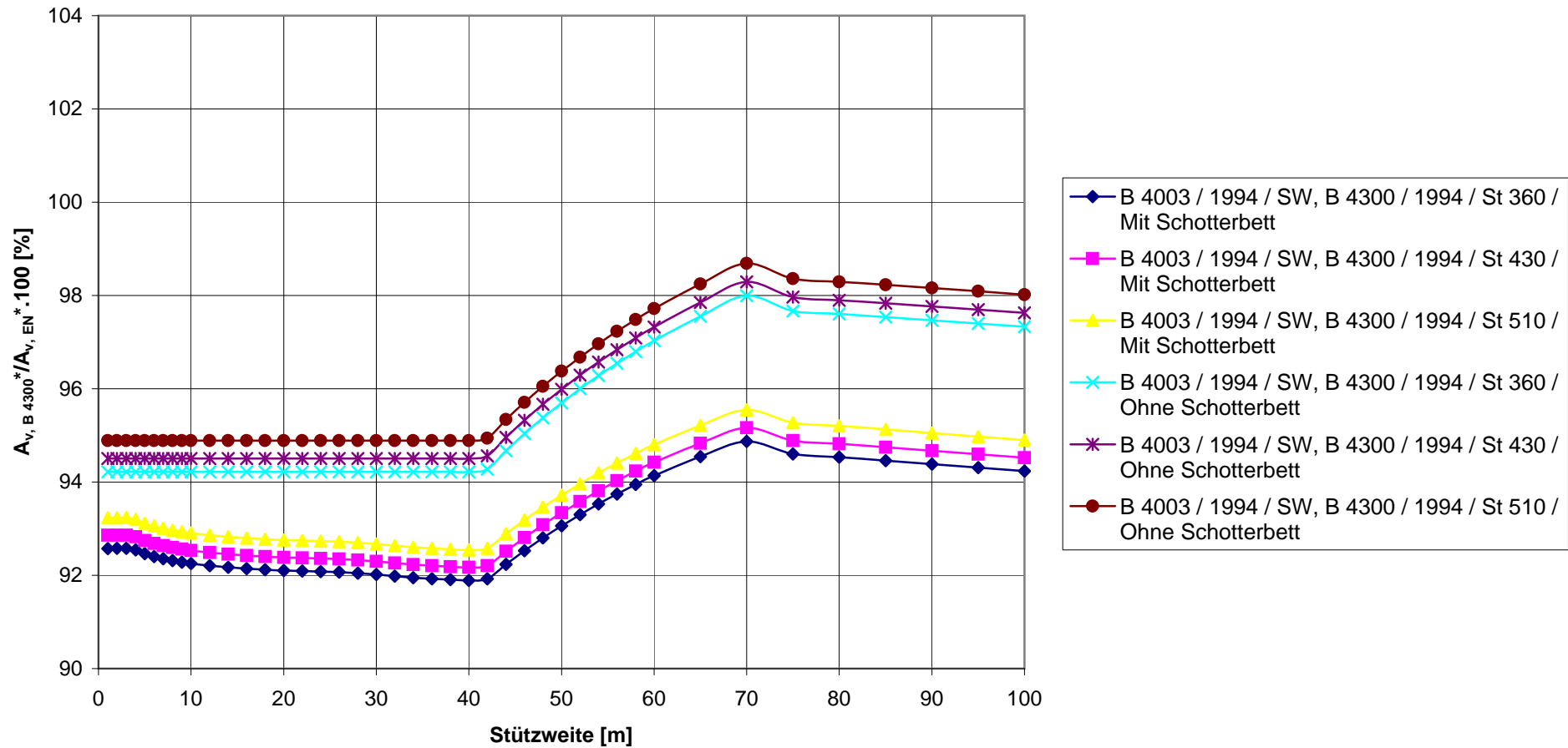
* ... Es wird hier der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach EN 1993-2/2007 ($\gamma_{M0}=1,0$) und nicht nach ONR ($\gamma_{M0}=1,1$) verwendet.

Verhältnis der Schubflächen der ÖNORM B 4300/1994 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2 und EN 1993-2 / 2007*
 S 235, S 275, S 355
Hauptträger



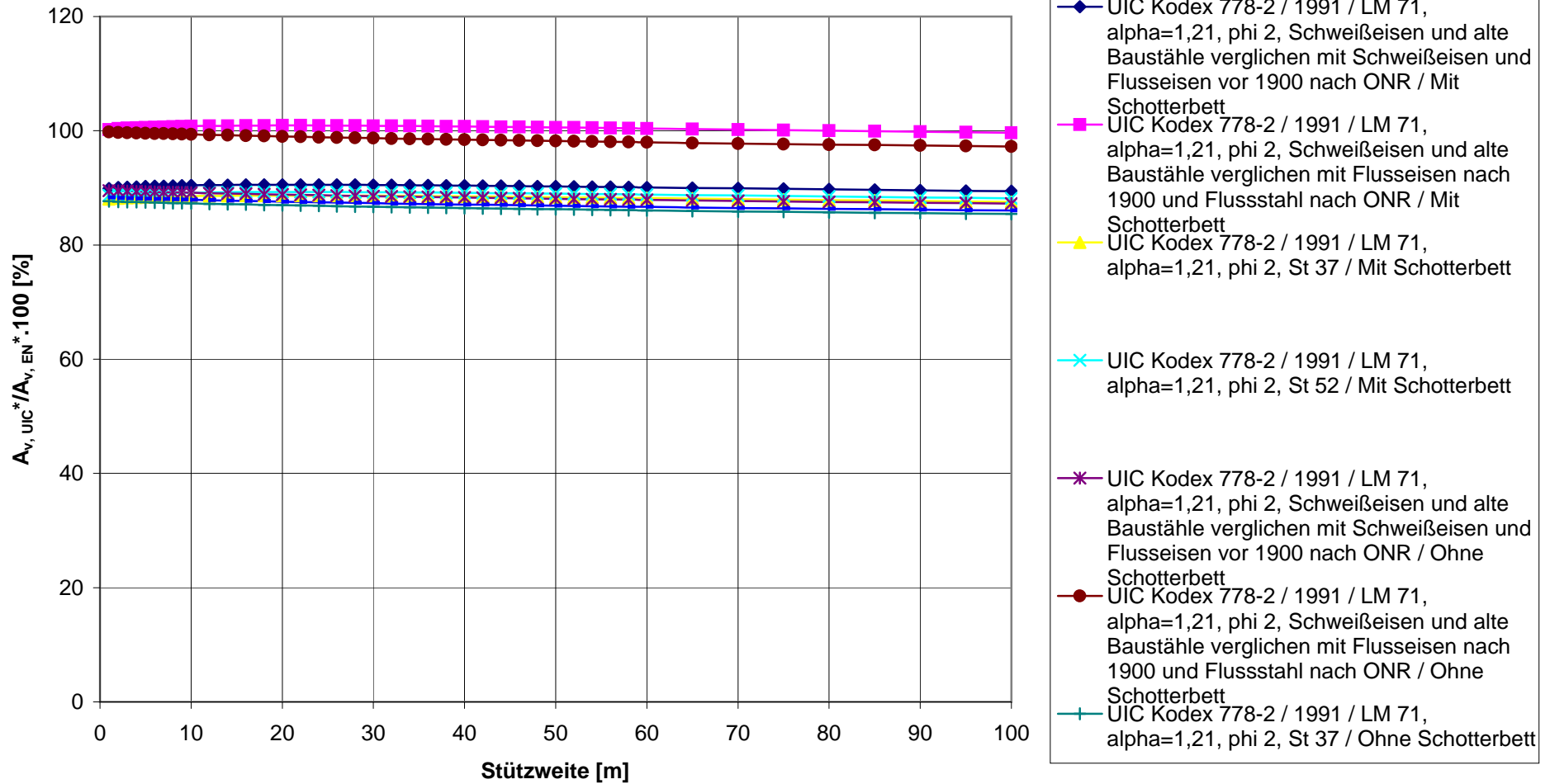
* ... Es wird hier der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach EN 1993-2/2007 ($\gamma_{M0}=1,0$) und nicht nach ONR ($\gamma_{M0}=1,1$) verwendet.

Verhältnis der Schubflächen der ÖNORM B 4300/1994 zur EN: ULS
ezogen auf EN 1991-2 / 2004 / SW2, phi 2 und EN 1993-2 / 2007*
 S 235, S 275, S 355
Hauptträger



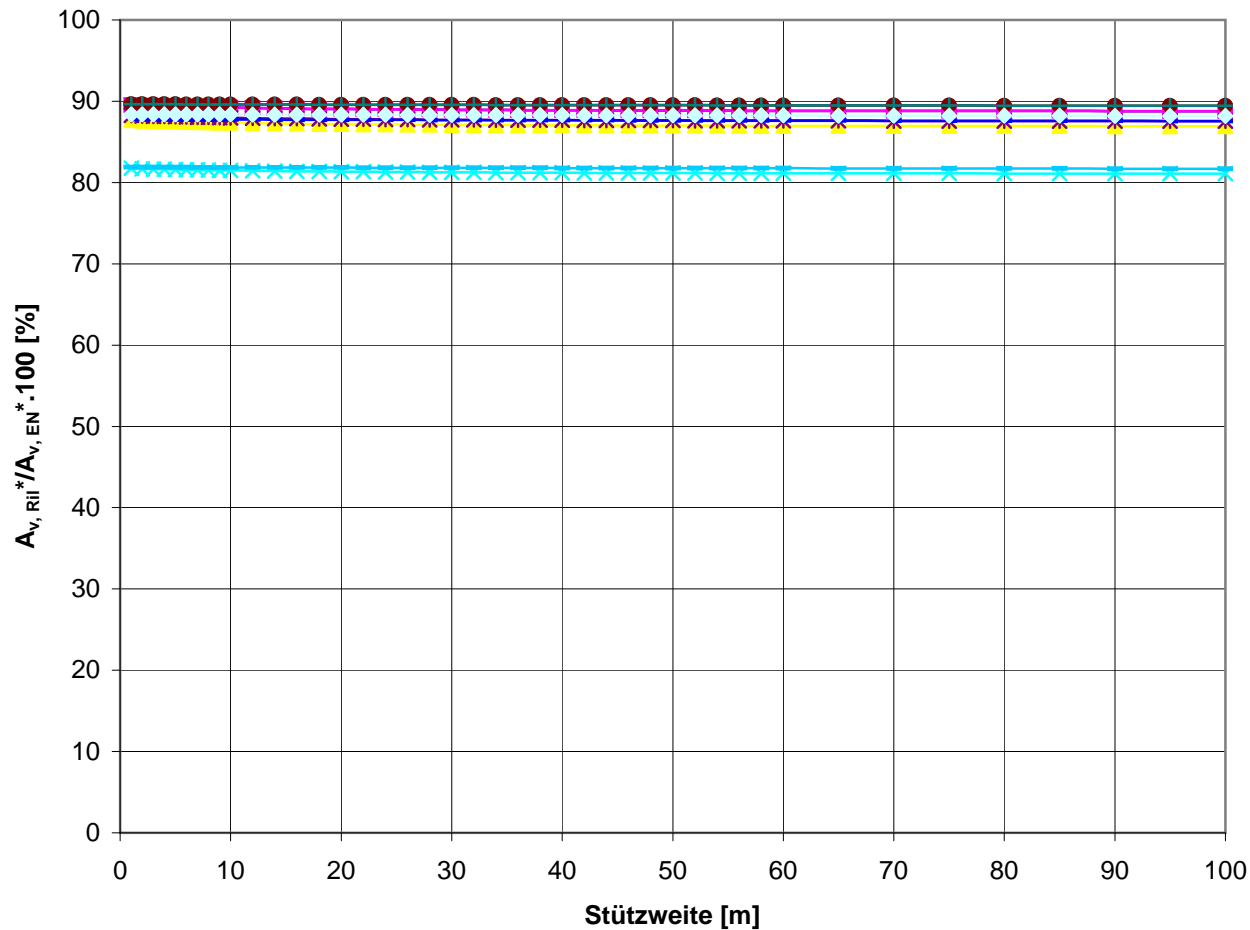
* ... Es wird hier der Sicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite nach EN 1993-2/2007 ($\gamma_{M0}=1,0$) und nicht nach ONR ($\gamma_{M0}=1,1$) verwendet.

Verhältnis der Schubflächen des UIC Kodex 778-2/1991 zur EN: ULS
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008
Hauptträger



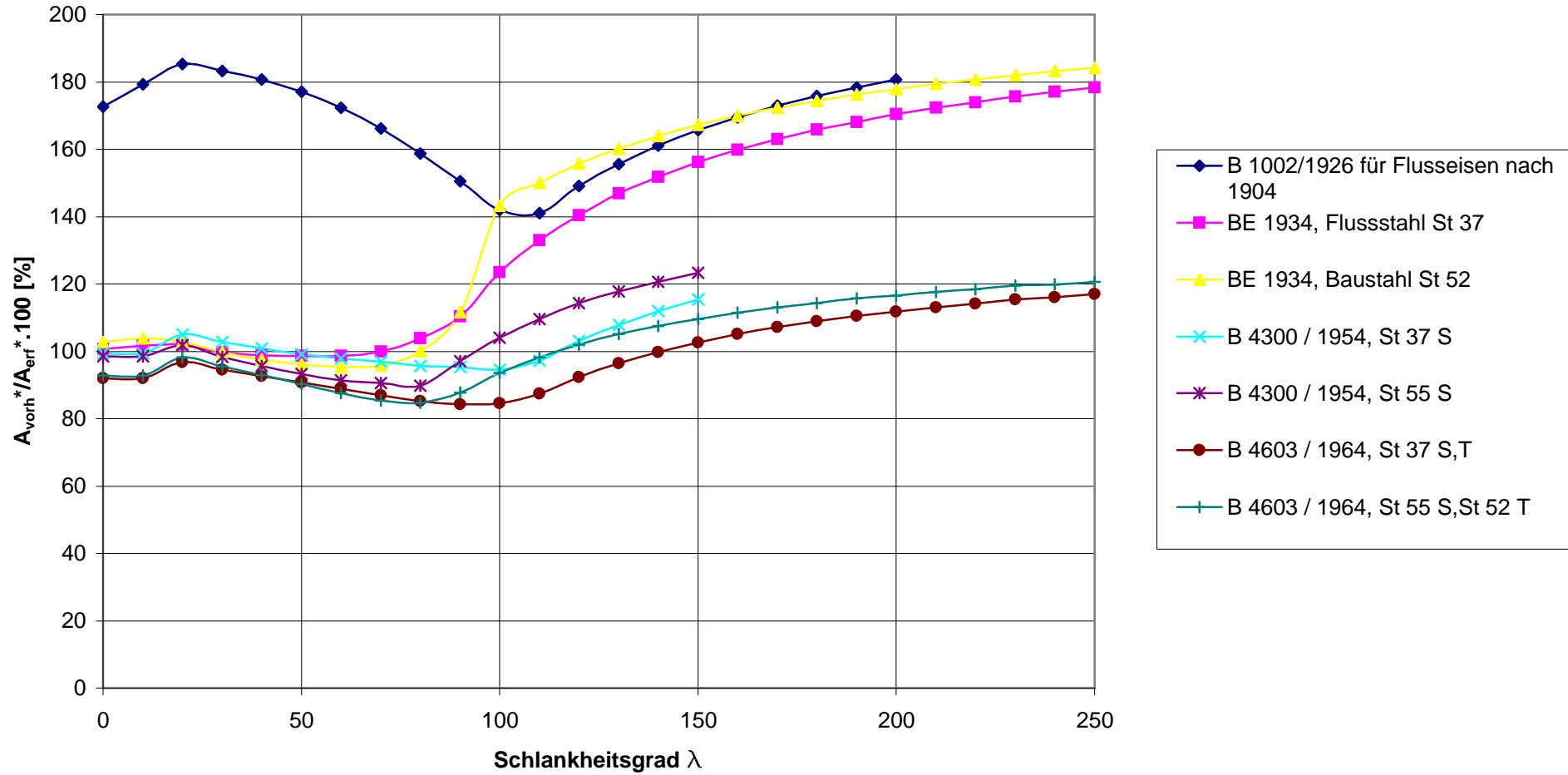
Verhältnis der Schubflächen der Ril 805/1999 zur EN: ULS
Einwirkungen LM 71 nach EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2
mit Sicherheitsbeiwerten nach Ril 805 / 1999
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / alpha=1,21, phi 2, ONR 24008

Hauptträger



- ◆ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Schweißisen und Flusseisen vor 1900 / Mit Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Flusseisen nach 1900, Flusstahl / Mit Schotterbett
- ▲ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 37 / Mit Schotterbett
- ✕ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 48 / Mit Schotterbett
- ✱ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 52 / Mit Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Schweißisen und Flusseisen vor 1900 / Ohne Schotterbett
- + Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, Flusseisen nach 1900, Flusstahl / Ohne Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 37 / Ohne Schotterbett
- Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 48 / Ohne Schotterbett
- ◆ Ril 805 / 1999 / LM 71, alpha=1,21, phi 2, St 52 / Ohne Schotterbett

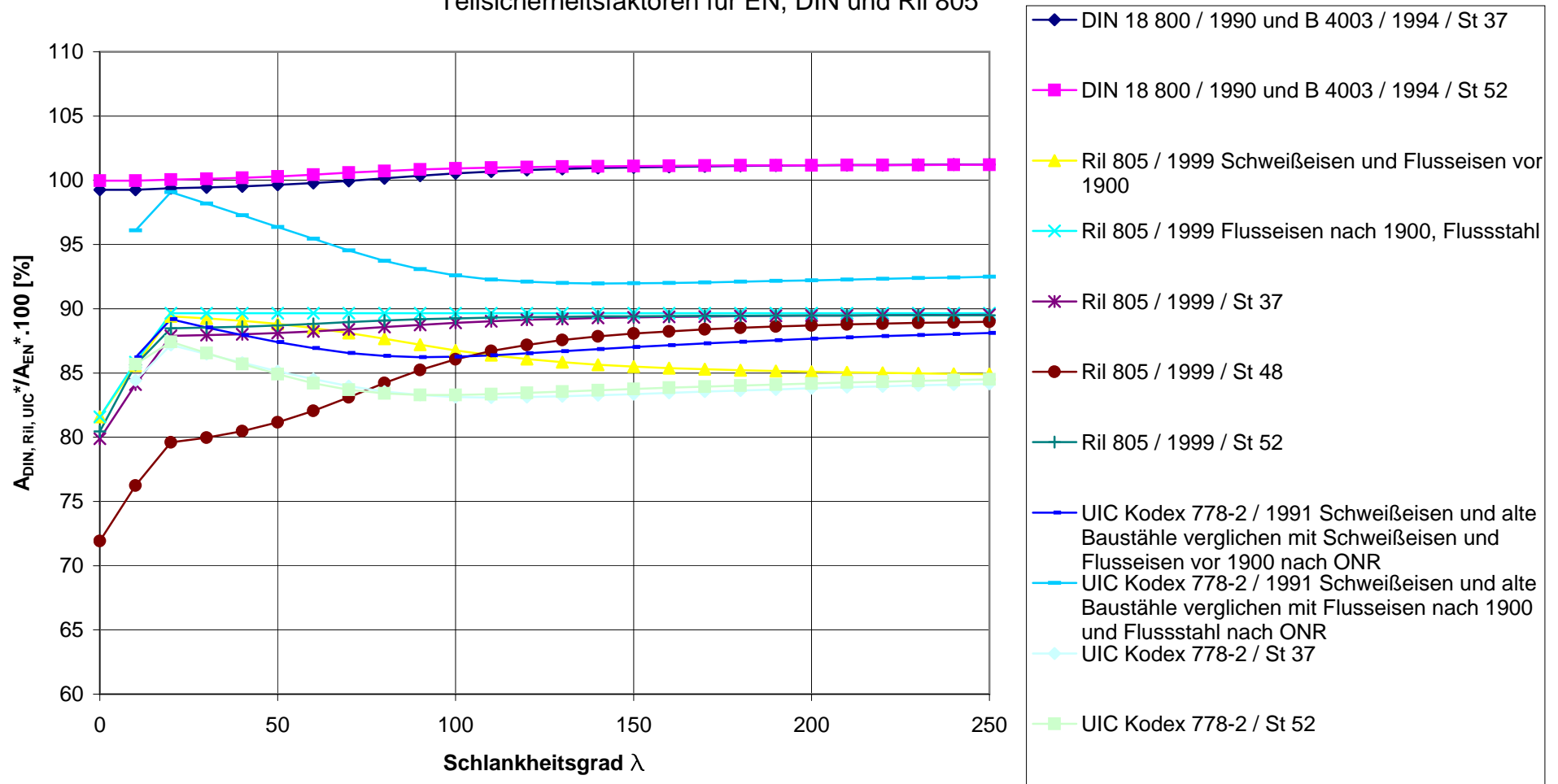
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen: Drucknachweis
Bezogen auf EN 1993-1-1 / 2005, ONR 24008



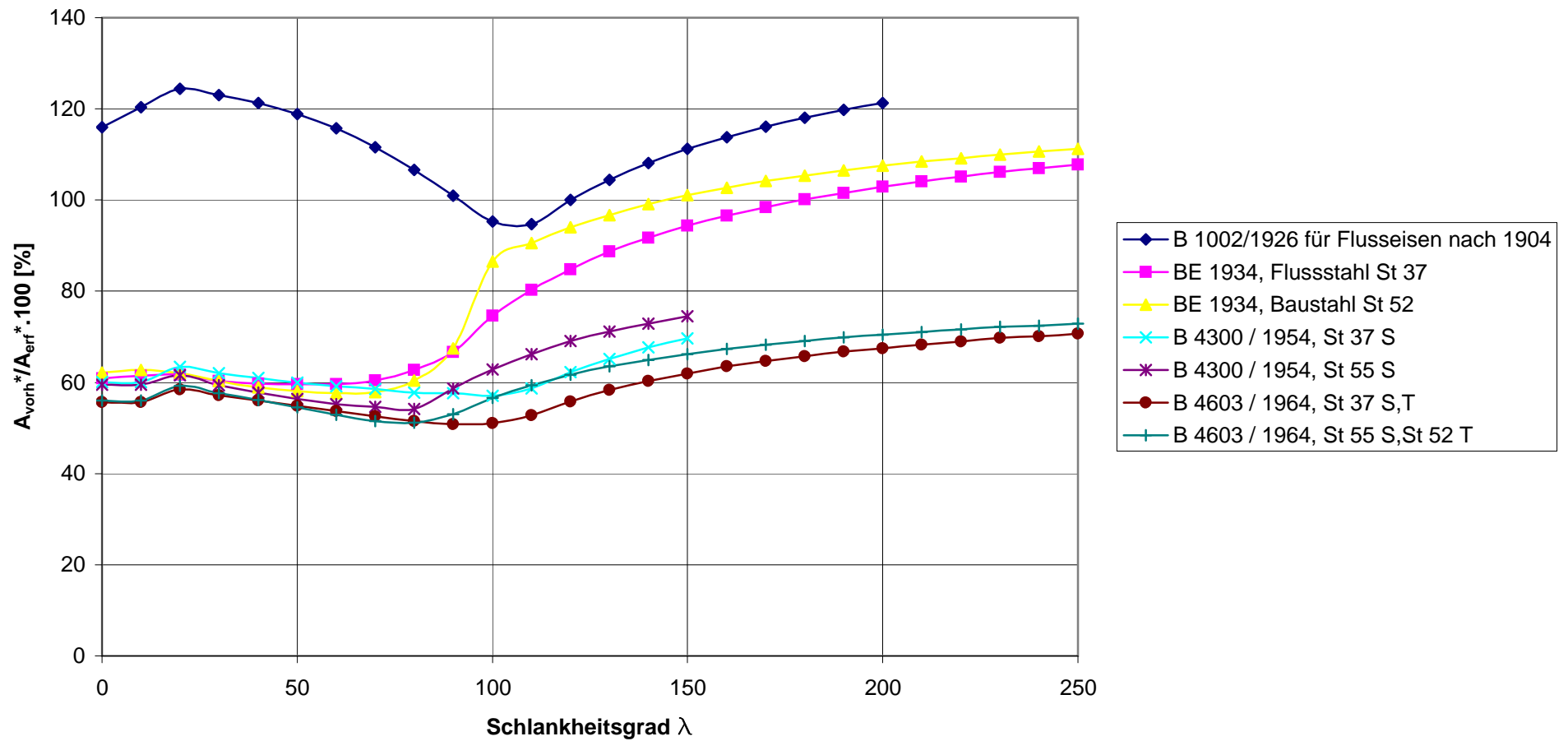
**Verhältnis der Querschnittsfächen der DIN 18 800, der Ril 805 und des UIC-Kodex 778-2/1991 zur
EN: Drucknachweis**

Bezogen auf EN 1993-1-1 / 2005

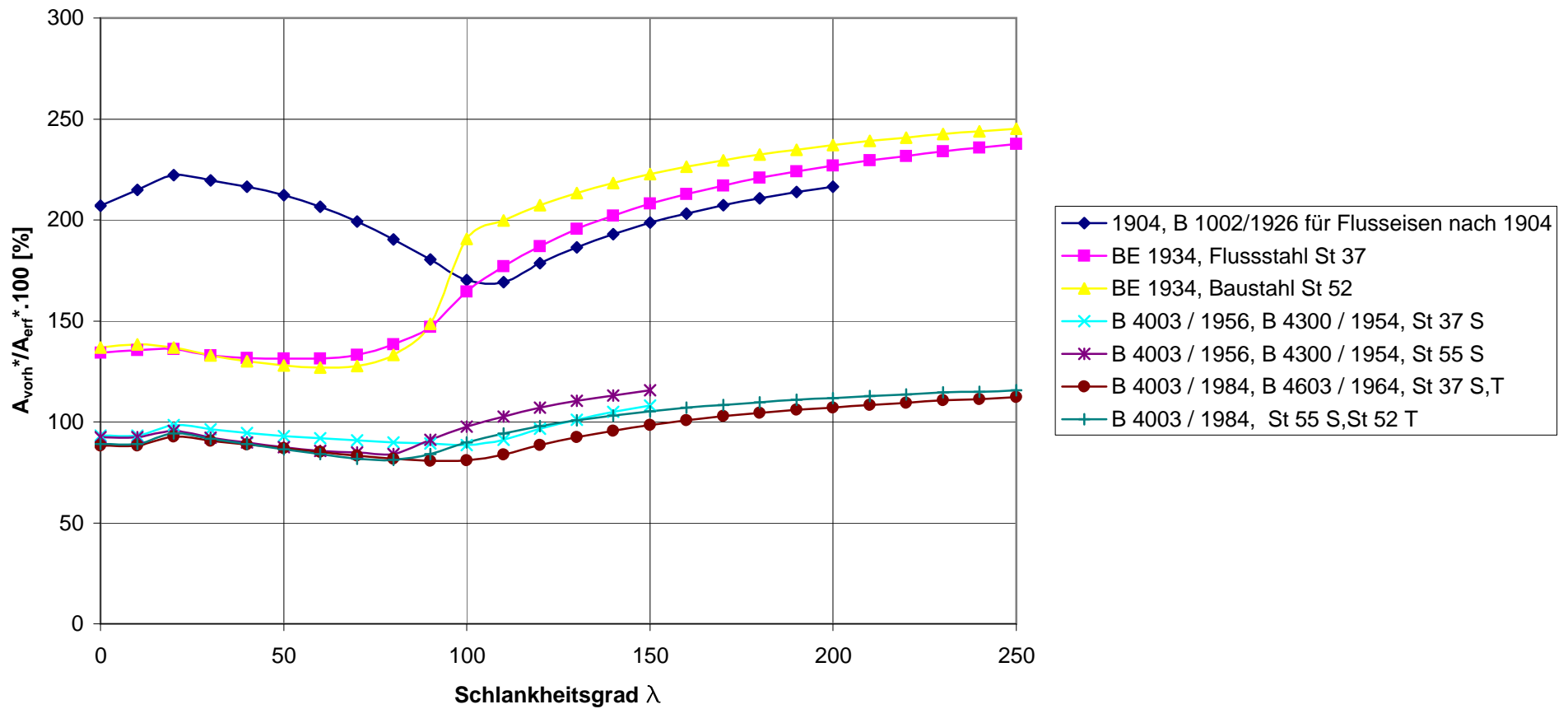
Verwendung eines globalen Sicherheitsfaktors für UIC Kodex
Teilsicherheitsfaktoren für EN, DIN und Ril 805



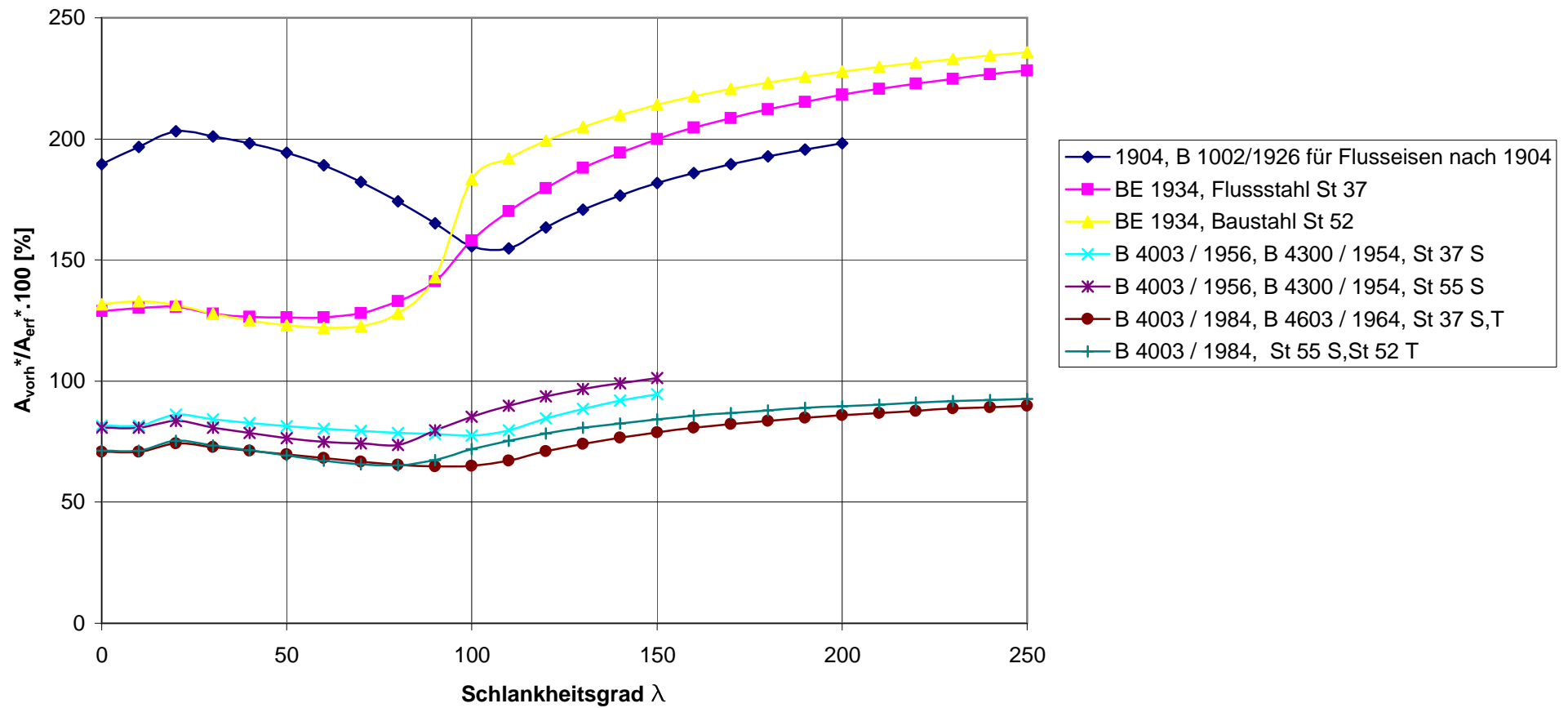
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen: Drucknachweis
bei Seitenstoß**
Drucknachweis bezogen auf EN 1993-1-1 / 2001, ONR 24008
Seitenstoßlasten bezogen auf EN 1991-2 / 2004



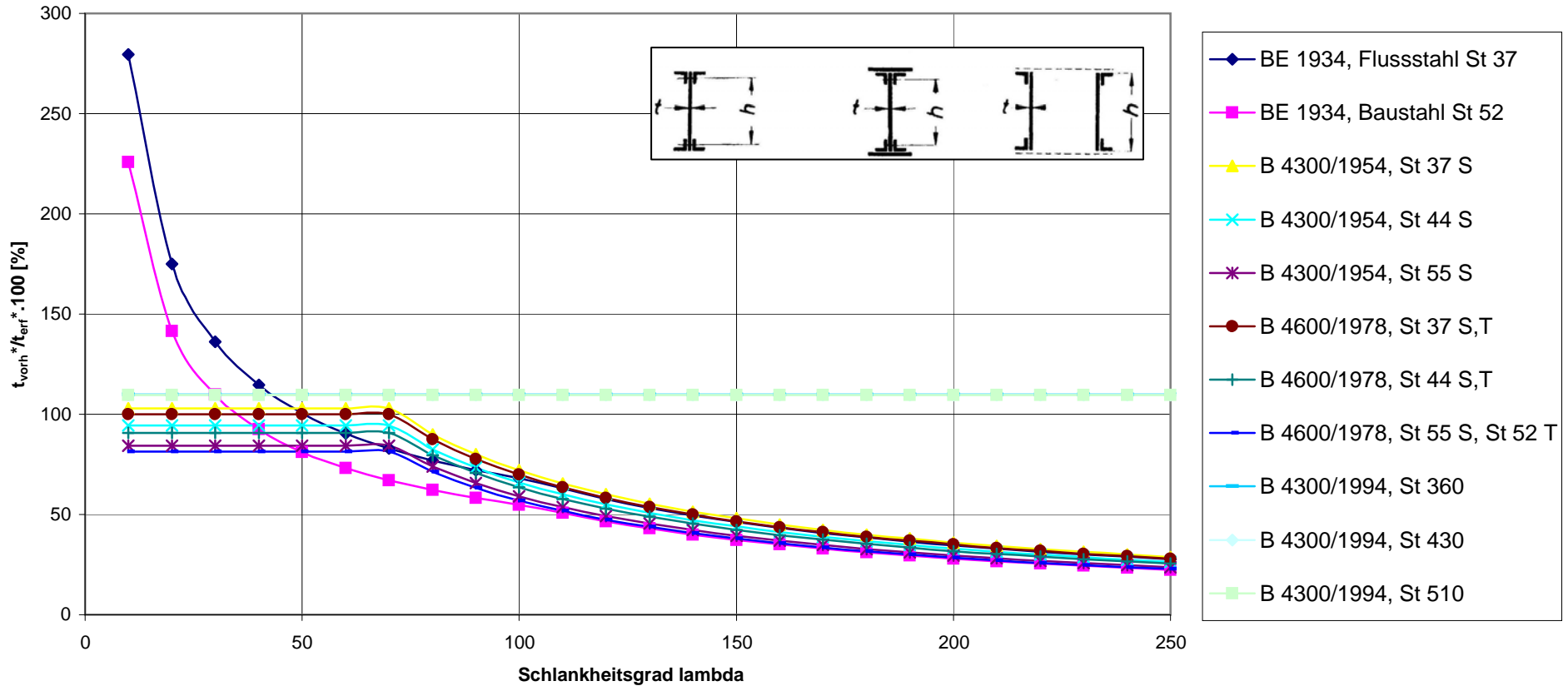
**Verhältnis der vorh. zu den erf. Querschnittsflächen: Drucknachweis
bei Windbelastung**
Drucknachweis bezogen auf EN 1993-1-1 / 2005, ONR 24008
Windlasten bezogen auf B 4003/1994
 Vollwandträgerbrücke, Windlasten auf unbelastete Brücke



**Verhältnis der vorh. zu den erf. Querschnittsflächen: Drucknachweis
bei Windbelastung**
Drucknachweis bezogen auf EN 1993-1-1 / 2005, ONR 24008
Windlasten bezogen auf B 4003/1994
 Vollwandträgerbrücke, Windlasten auf belastete Brücke

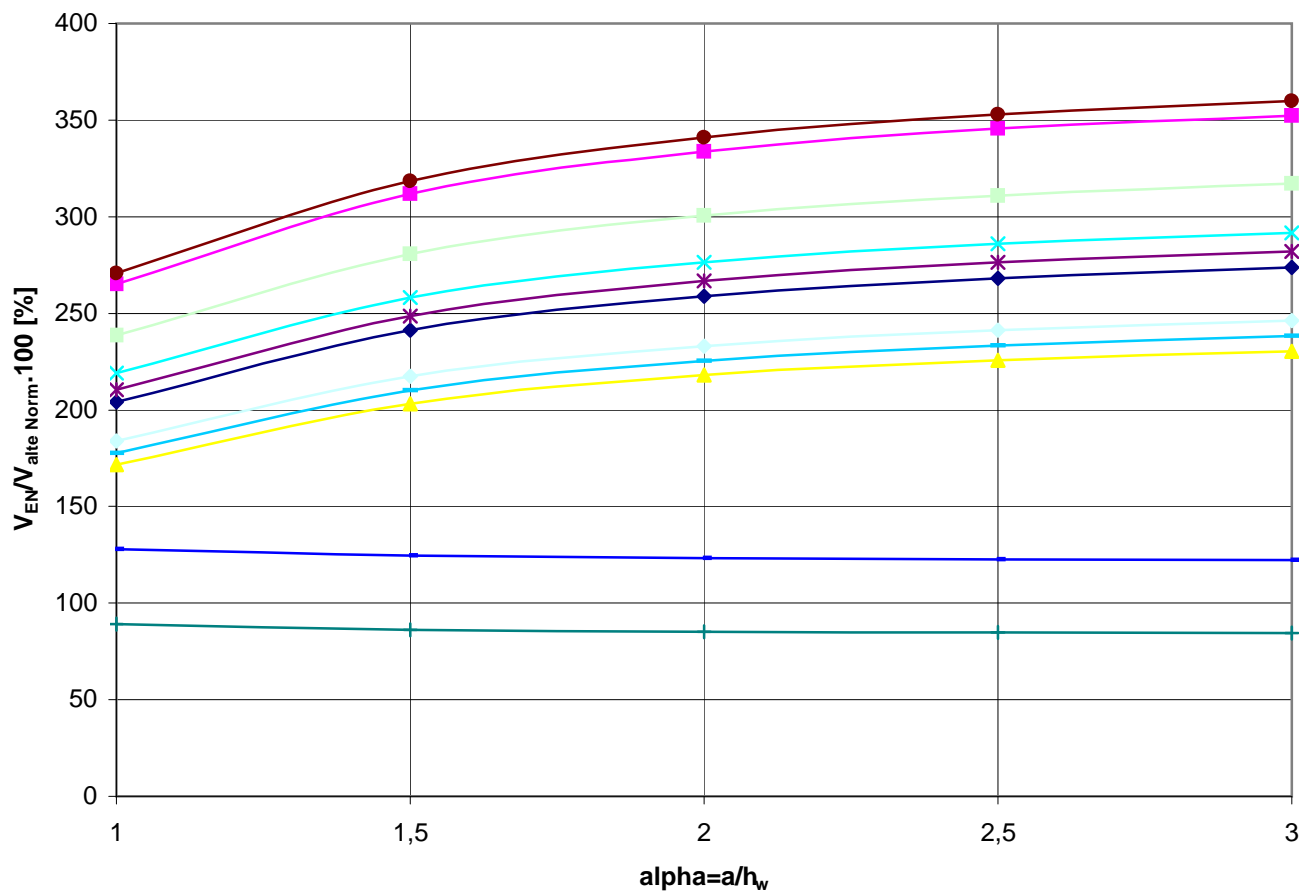
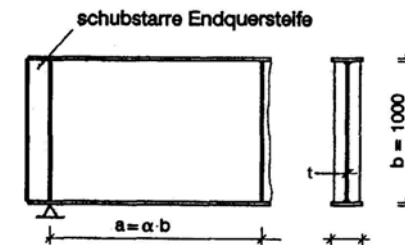


Verhältnis der vorhandenen zur erforderlichen Stegdicke
Bestimmt aus den Grenzverhältnissen c/t
Bezogen auf EN 1993-1-1 / 2005
 Stegblechteile (Beidseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile)



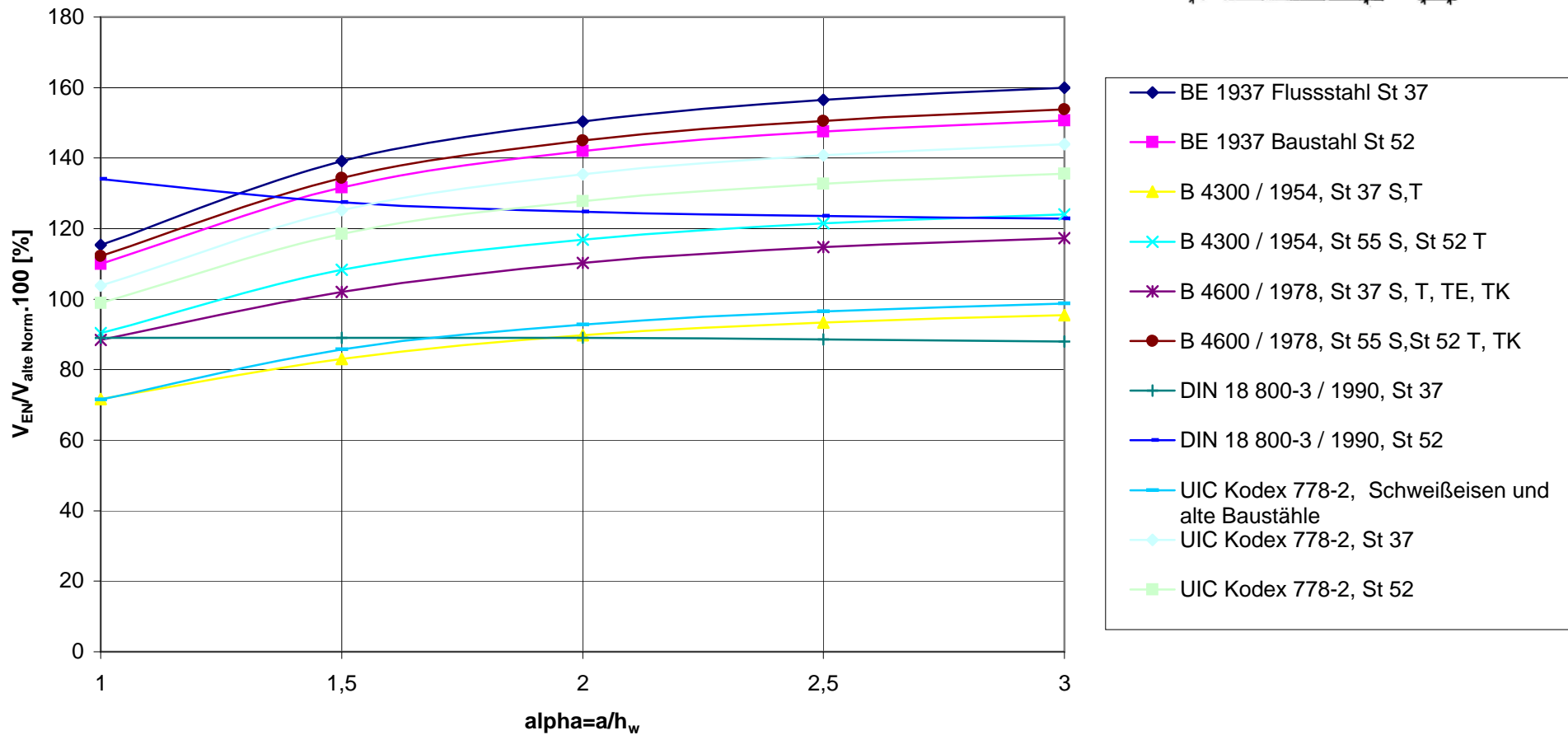
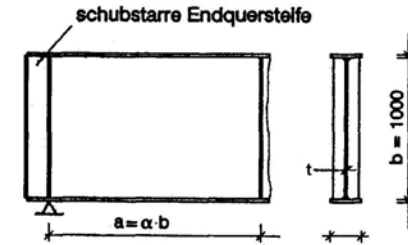
Berechnet aus den Regeln für das Verhältnis c/t ; jedoch ergeben sich unterschiedliche Werte für c nach den verschiedenen Normen (BE 1934: gesamte Steghöhe, B 4300 und B 4600: bis zum Schwerpunkt der Nietanschlüsse bzw. bis zur Schweißnahtmitte, EN: bis zum Beginn der Schweißnaht bzw. bis zum Beginn der Ausrundung bei Walzträgern)

**Verhältnis der aufnehmbaren Schubtragfähigkeit nach EN zur aufnehmbaren
Schubtragfähigkeit nach der alten Norm: Beulnachweis**
Bezogen auf EN 1993-1-5 / 2005, ONR 24008
 starre Auflagersteife
 $h_w = 1000 \text{ mm}$, $t = 4 \text{ mm}$

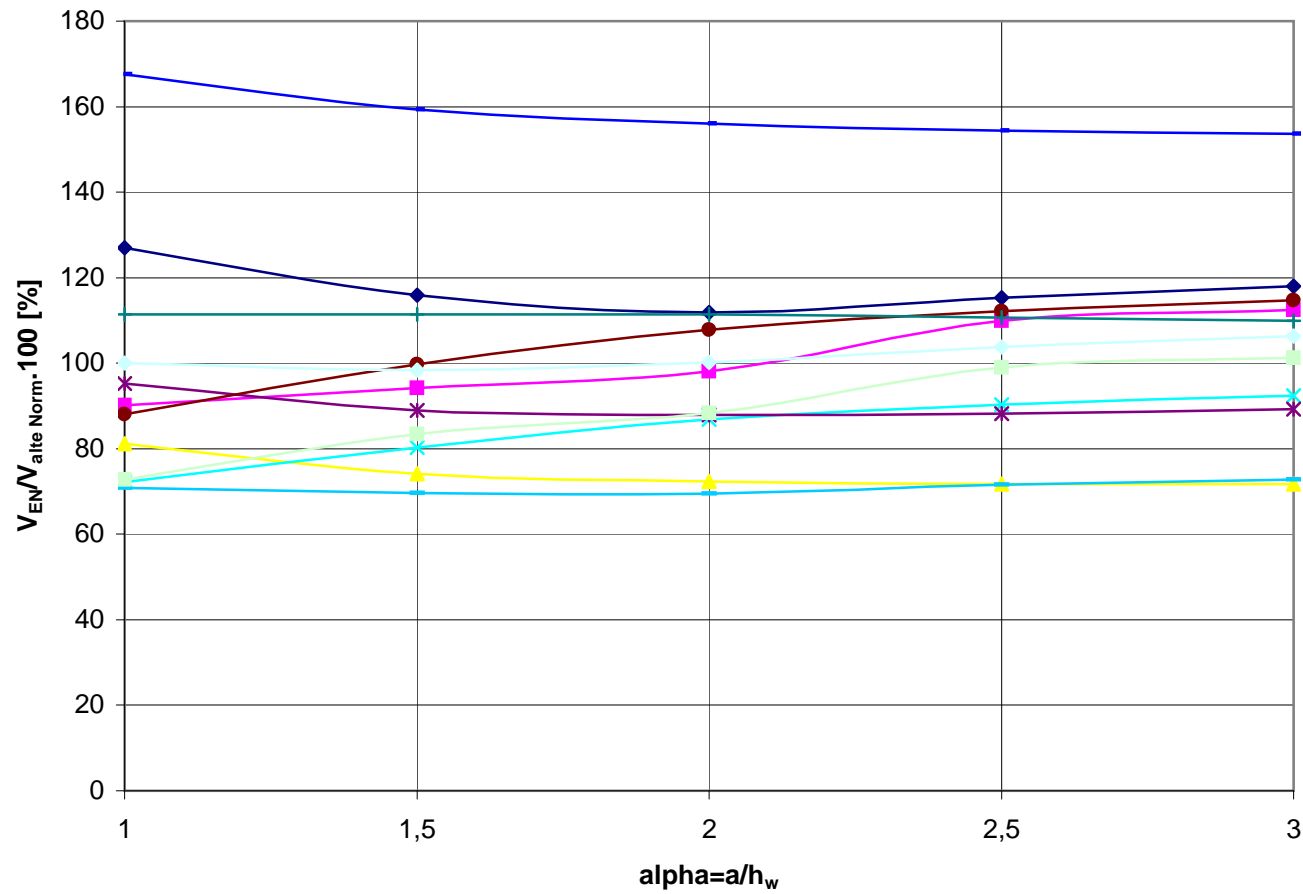
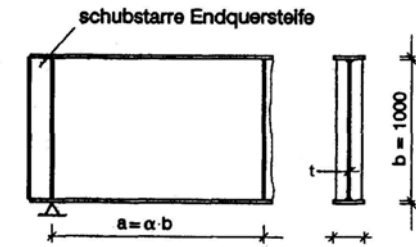


- ◆ BE 1937 Flusstahl St 37
- BE 1937 Baustahl St 52
- ▲ B 4300 / 1954, St 37 S,T
- ✕ B 4300 / 1954, St 55 S, St 52 T
- ✱ B 4600 / 1978, St 37 S, T, TE, TK
- B 4600 / 1978, St 55 S, St 52 T, TK
- + DIN 18 800-3 / 1990, St 37
- DIN 18 800-3 / 1990, St 52
- UIC Kodex 778-2, Schweißseisen und alte Baustähle
- ◆ UIC Kodex 778-2, St 37
- UIC Kodex 778-2, St 52

Verhältnis der aufnehmbaren Schubtragfähigkeit nach EN zur aufnehmbaren Schubtragfähigkeit nach der alten Norm: Beulnachweis
 Bezogen auf EN 1993-1-5 / 2005, ONR 24008
 starre Auflagersteife
 $h_w = 1000 \text{ mm}$, $t = 8 \text{ mm}$

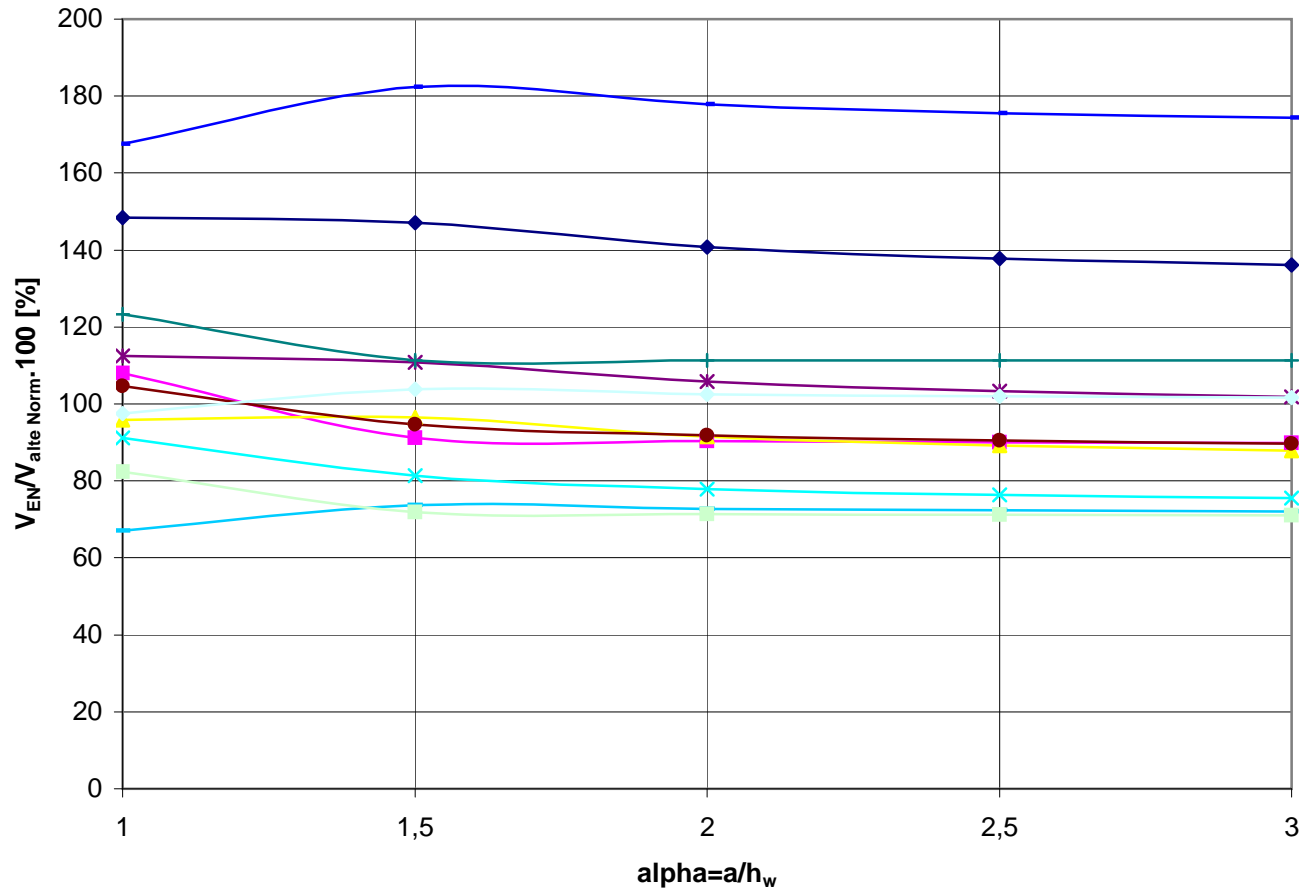
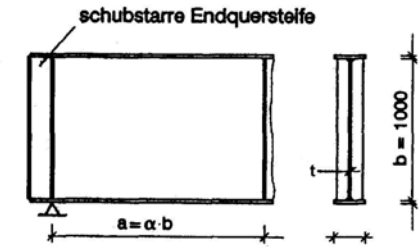


Verhältnis der aufnehmbaren Schubtragfähigkeit nach EN zur aufnehmbaren Schubtragfähigkeit nach der alten Norm: Beulnachweis
Bezogen auf EN 1993-1-5 / 2005, ONR 24008
 starre Auflagersteife
 $h_w = 1000 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$



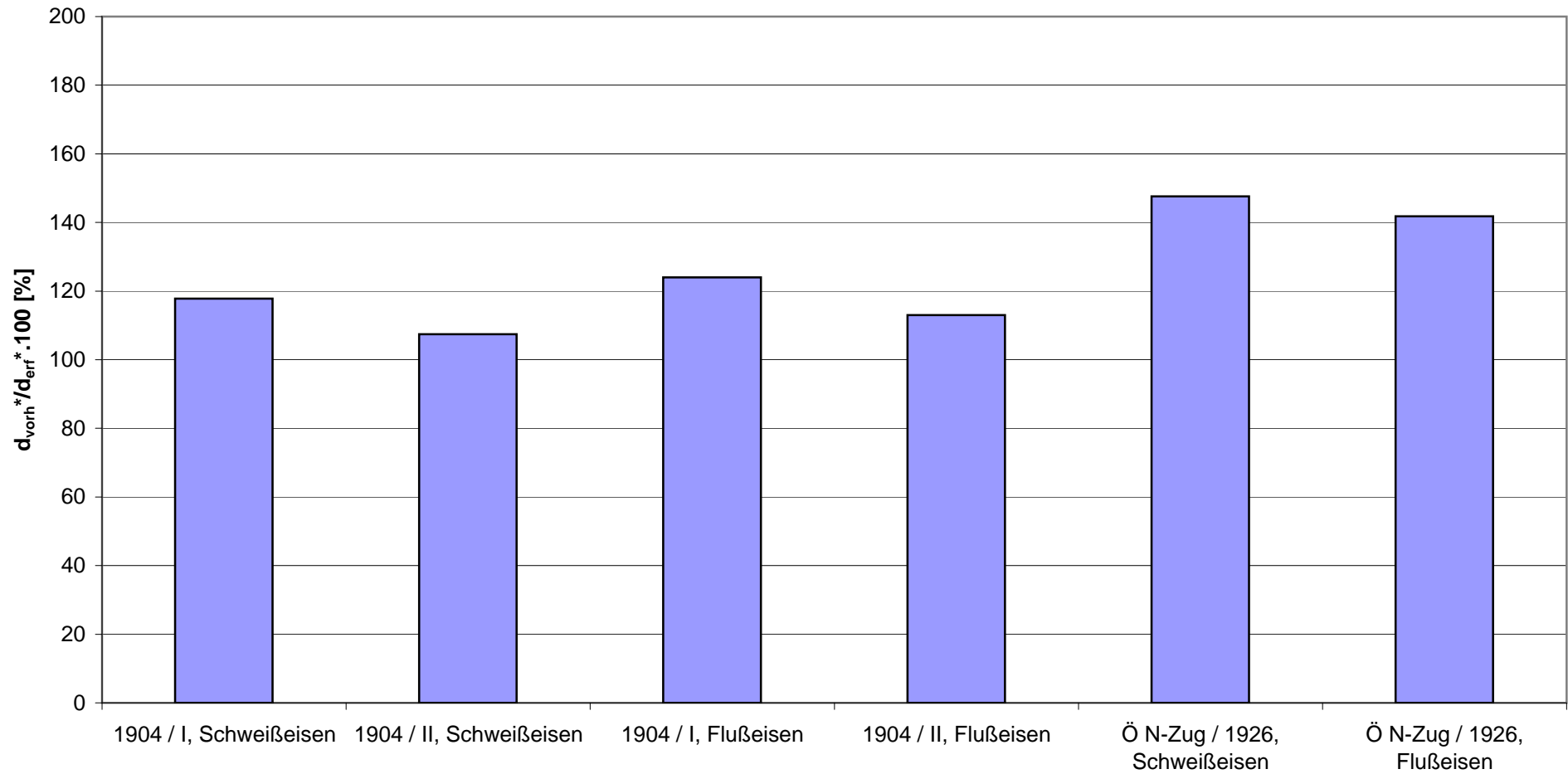
- ◆ BE 1937 Flusstahl St 37
- BE 1937 Baustahl St 52
- ▲ B 4300 / 1954, St 37 S,T
- ✧ B 4300 / 1954, St 55 S, St 52 T
- ✱ B 4600 / 1978, St 37 S, T, TE, TK
- B 4600 / 1978, St 55 S, St 52 T, TK
- +— DIN 18 800-3 / 1990, St 37
- ◆— DIN 18 800-3 / 1990, St 52
- +— UIC Kodex 778-2, Schweißbeisen und alte Baustähle
- ◇— UIC Kodex 778-2, St 37
- UIC Kodex 778-2, St 52

**Verhältnis der aufnehmbaren Schubtragfähigkeit nach EN zur aufnehmbaren
Schubtragfähigkeit nach der alten Norm: Beulnachweis
Bezogen auf EN 1993-1-5 / 2005, ONR 24008
starre Auflagersteife
 $h_w = 1000$ mm, $t = 14$ mm**

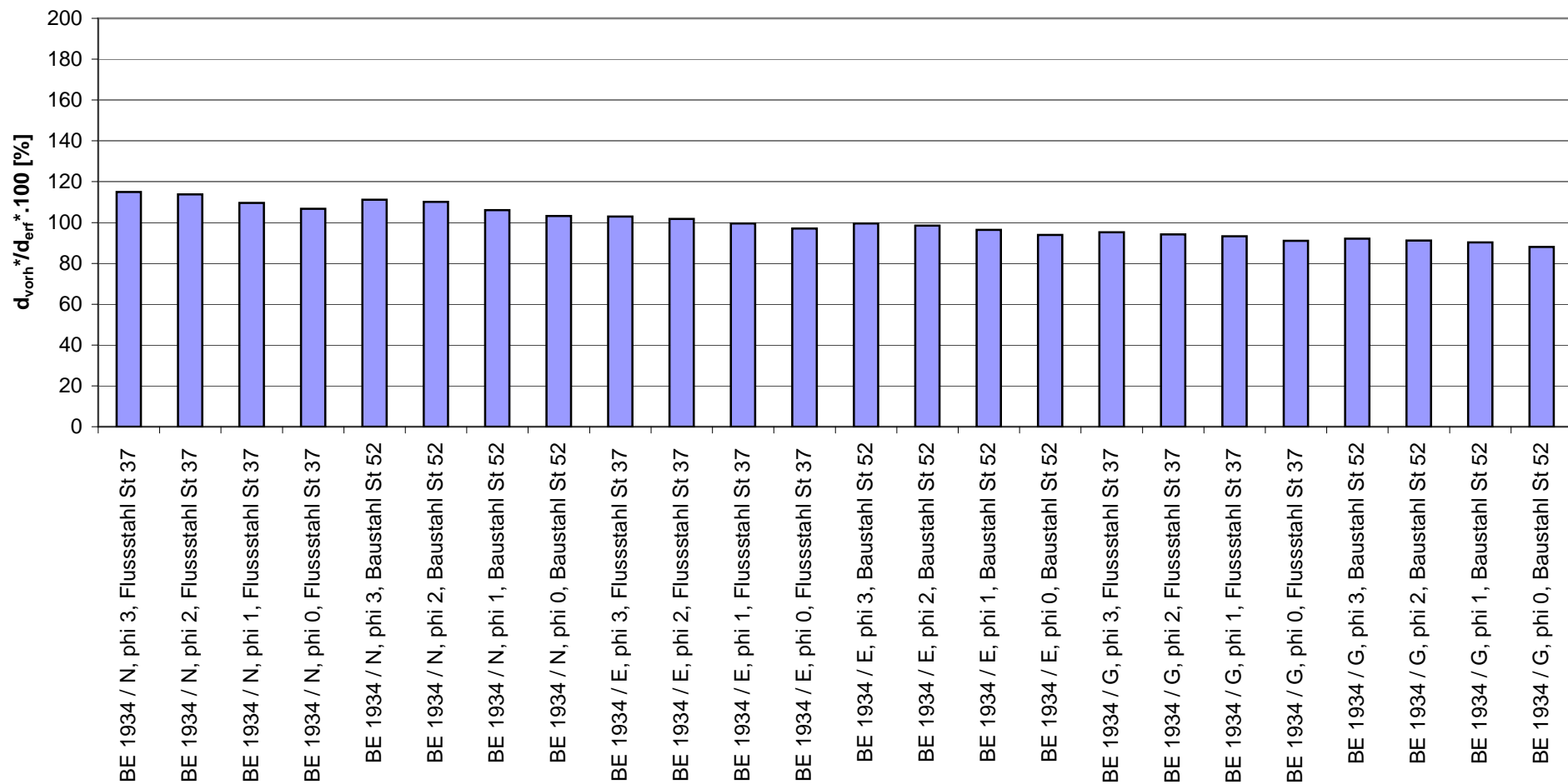


- ◆ BE 1937 Flusstahl St 37
- BE 1937 Baustahl St 52
- ▲ B 4300 / 1954, St 37 S,T
- ✦ B 4300 / 1954, St 55 S, St 52 T
- ✱ B 4600 / 1978, St 37 S, T, TE, TK
- B 4600 / 1978, St 55 S, St 52 T, TK
- + DIN 18 800-3 / 1990, St 37
- DIN 18 800-3 / 1990, St 52
- UIC Kodex 778-2, Schweißbeisen und alte Baustähle
- ◆ UIC Kodex 778-2, St 37
- UIC Kodex 778-2, St 52

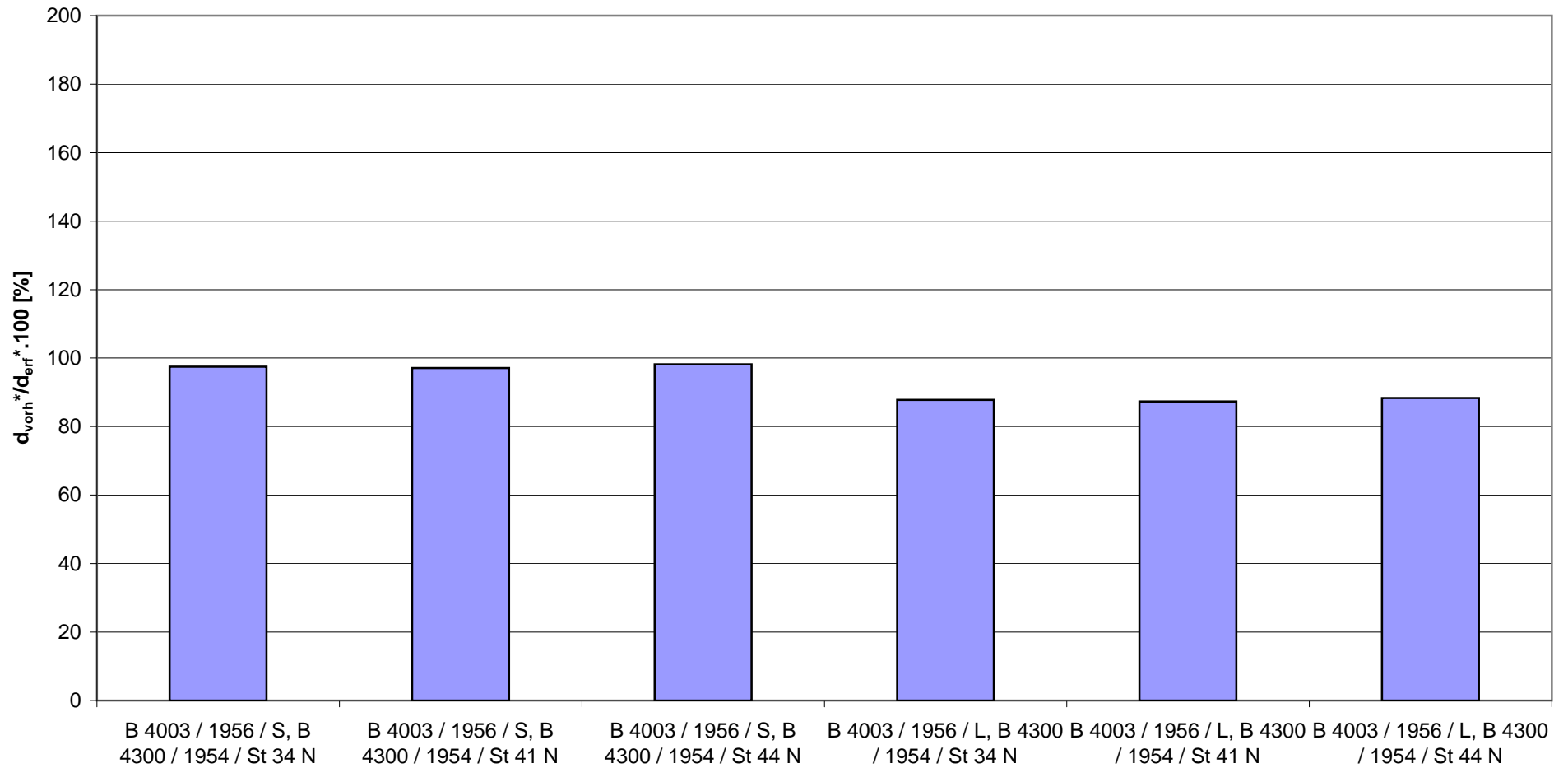
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Abscheren
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi 2$, ONR 24008**



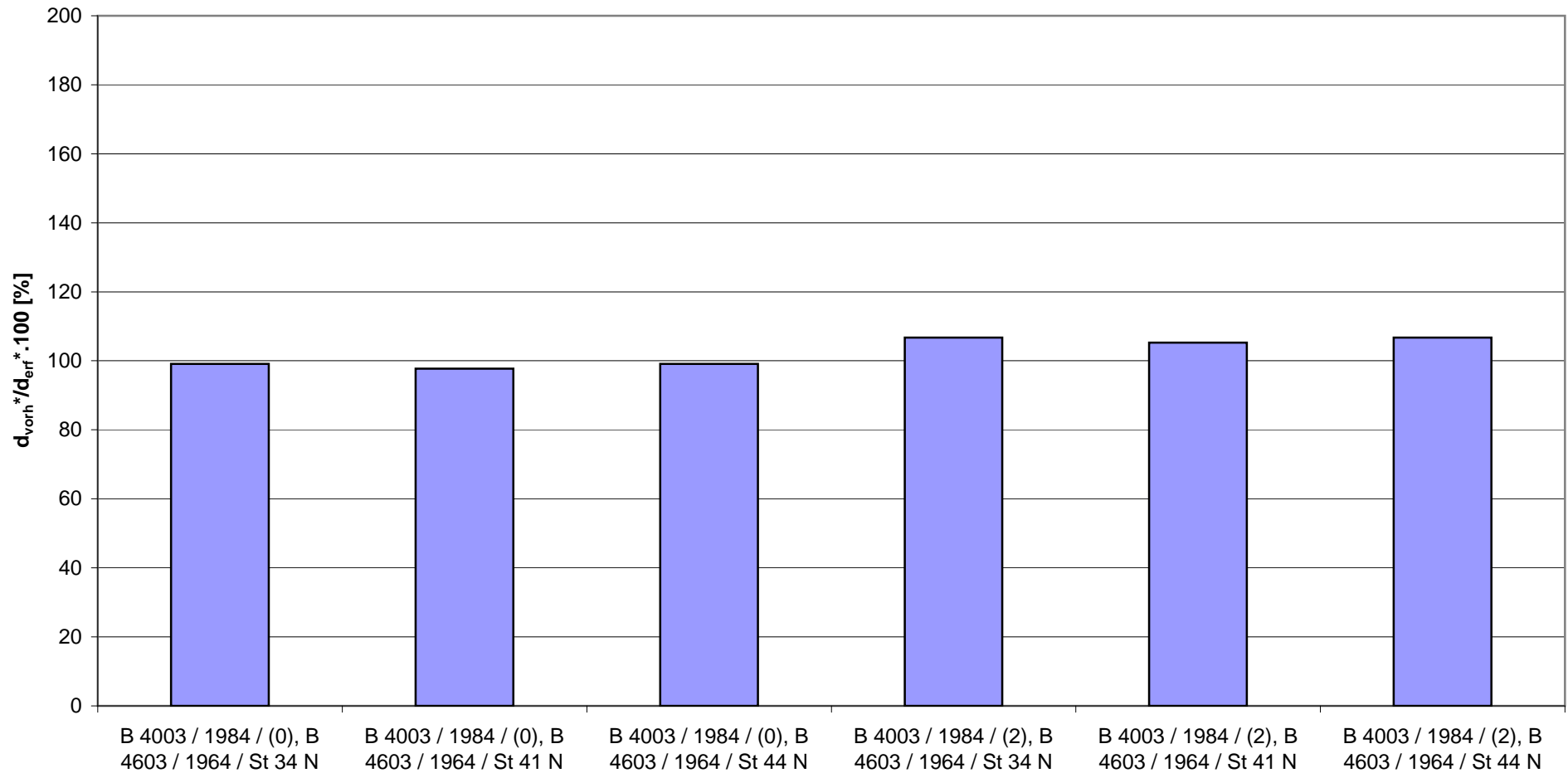
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Abscheren
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008**



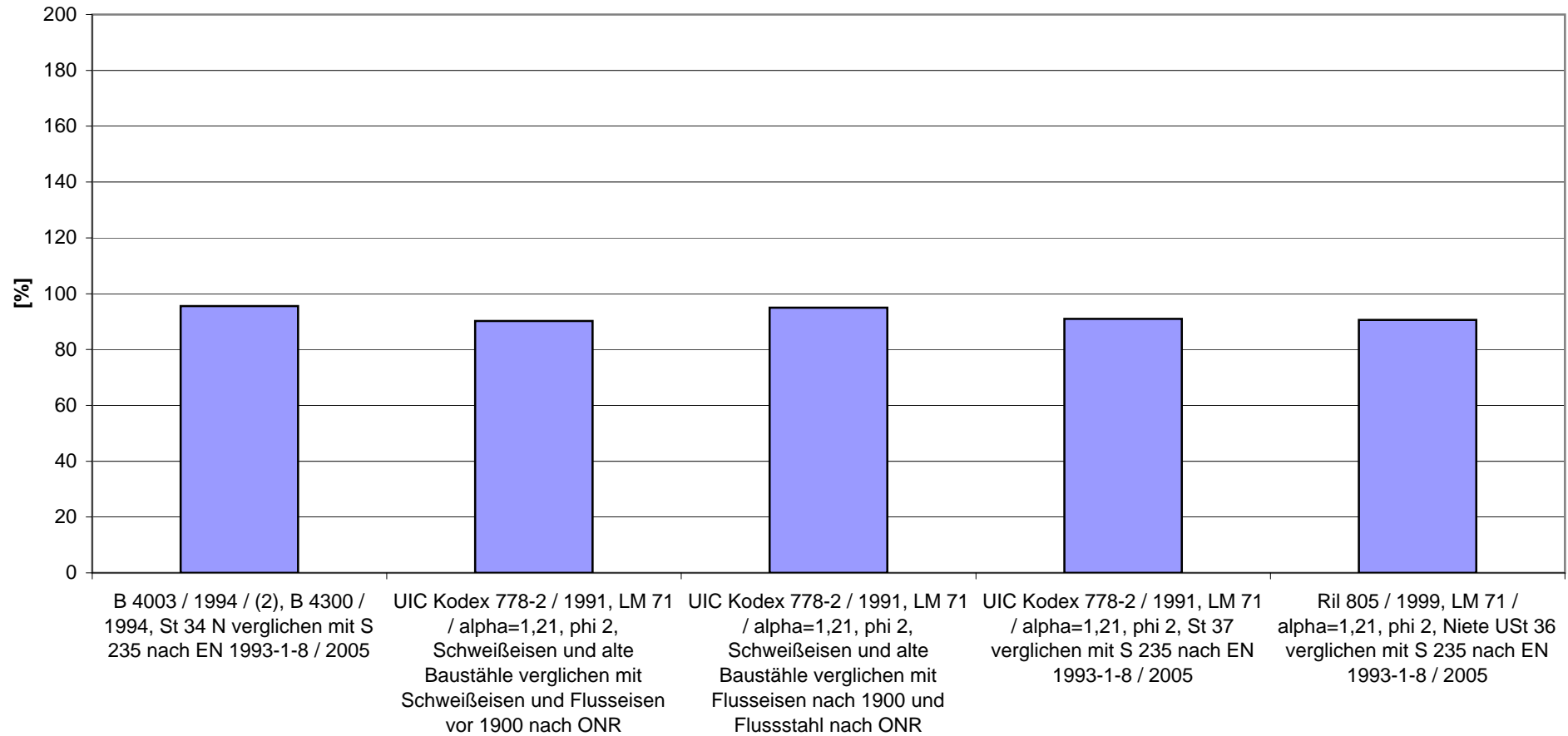
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Abscheren
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008**



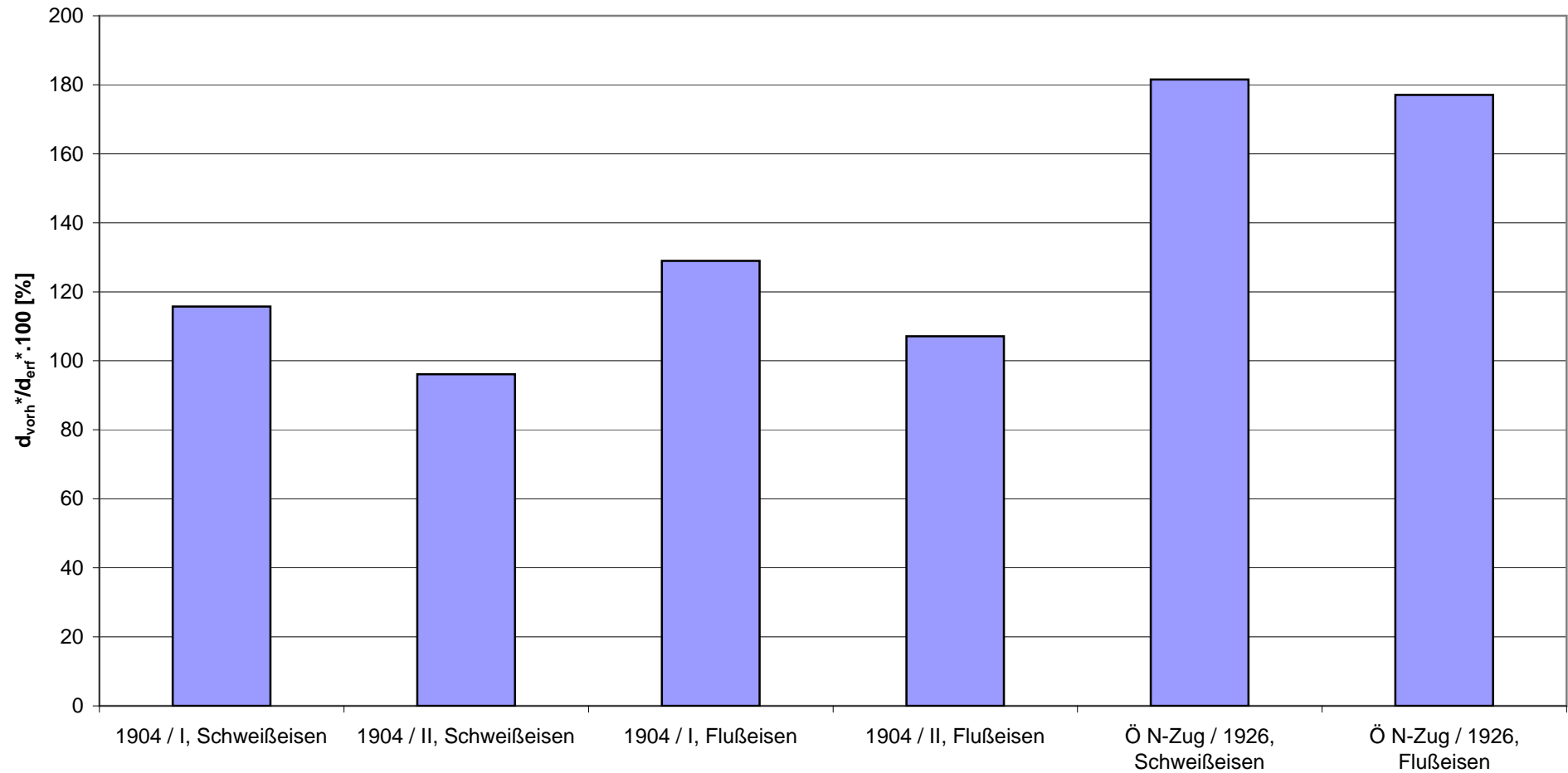
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Abscheren
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi 2$, ONR 24008**



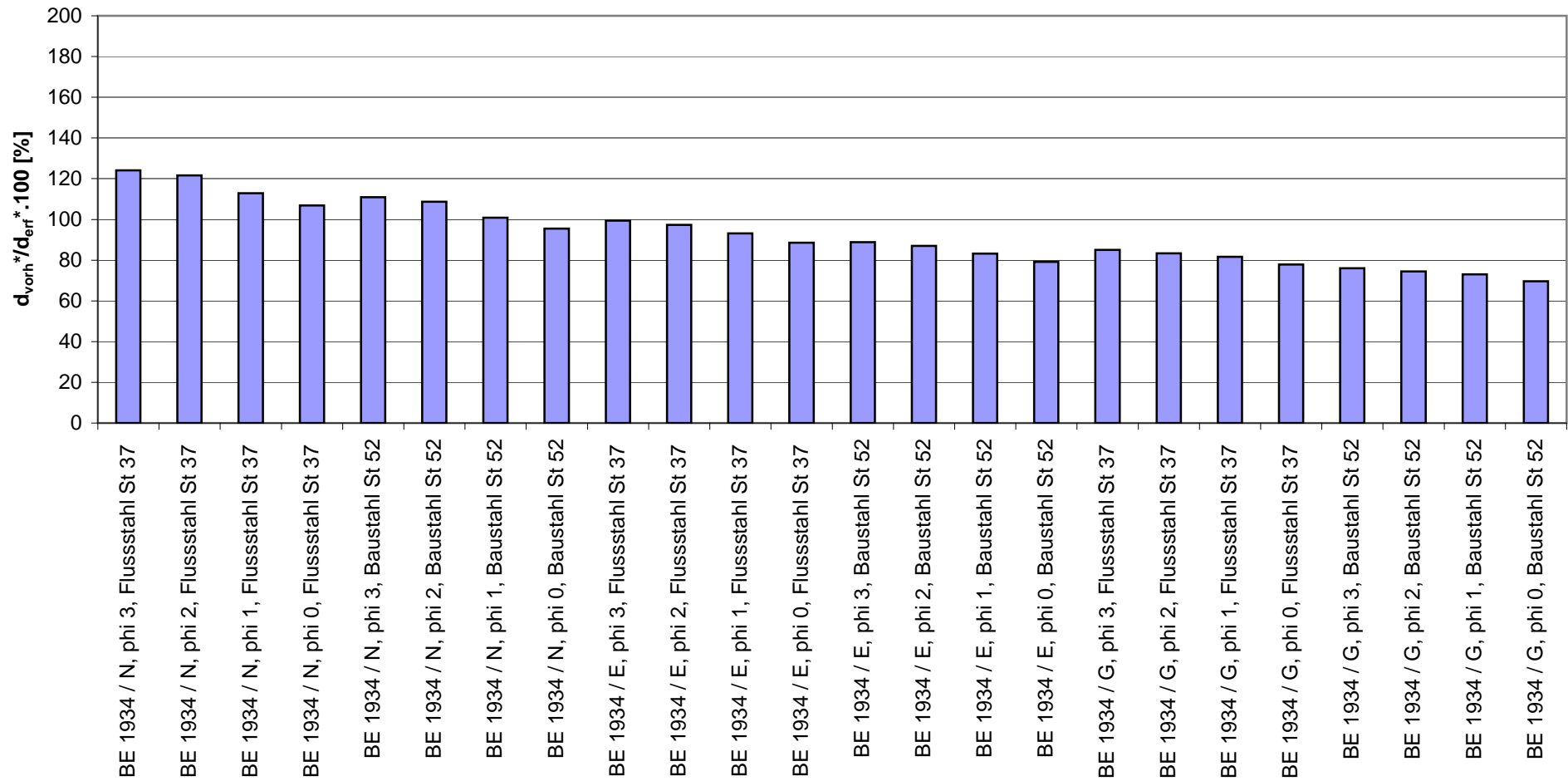
**Vergleich der Nietdurchmesser bei Abscheren
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi 2$, ONR 24008**



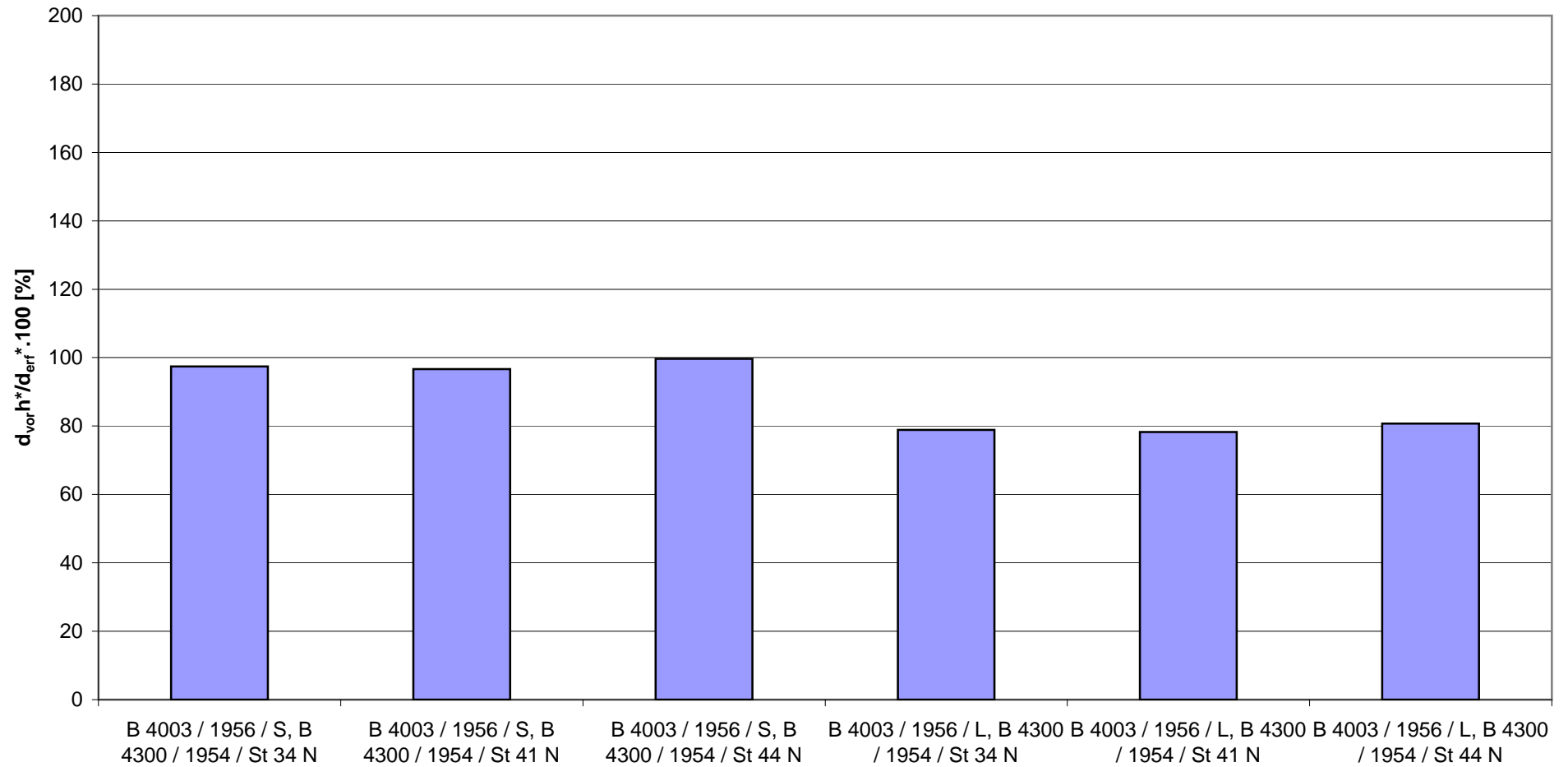
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Lochleibung
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi 2$, ONR 24008**



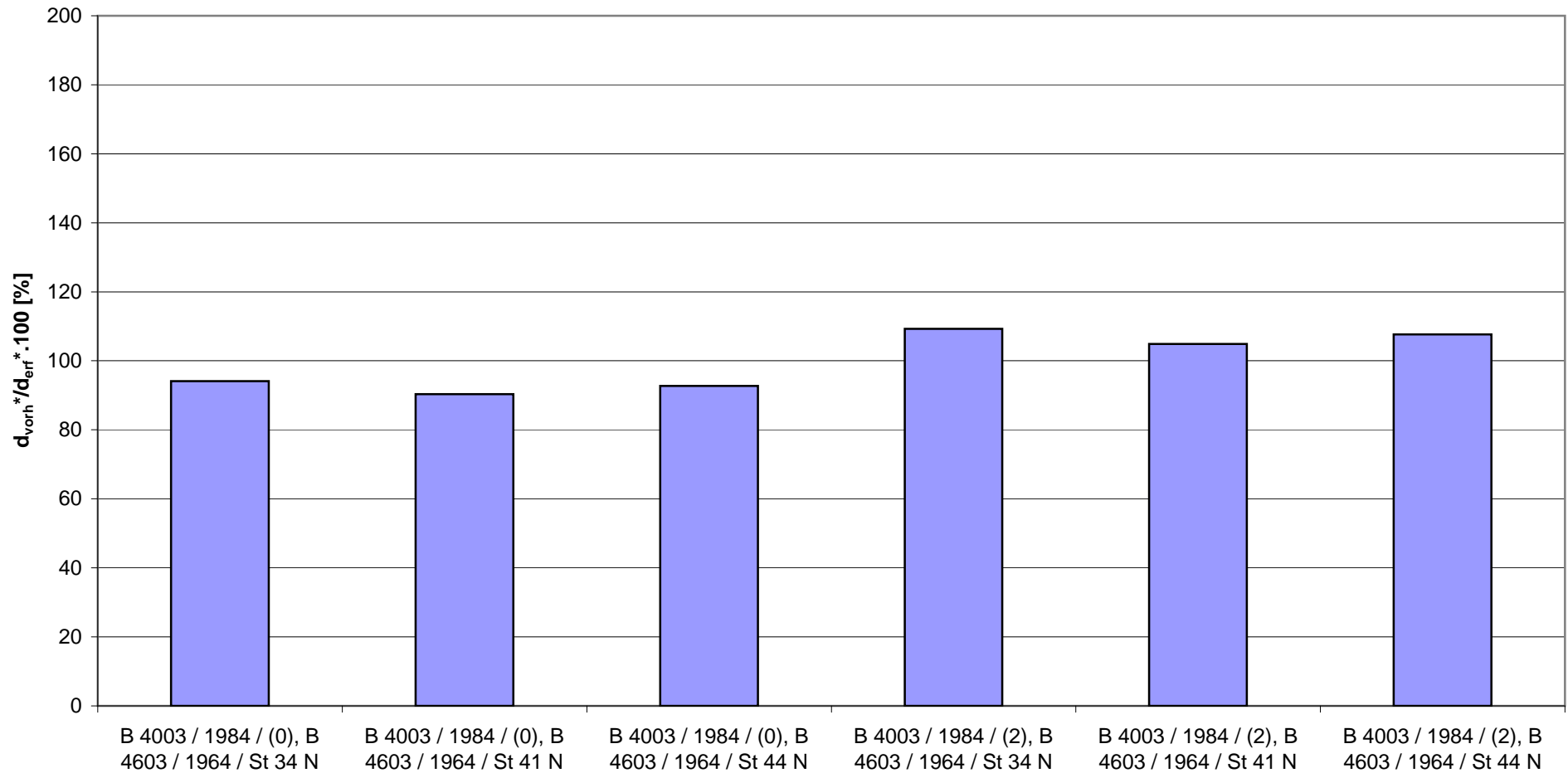
**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Lochleibung
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008**



**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Lochleibung
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi 2$, ONR 24008**

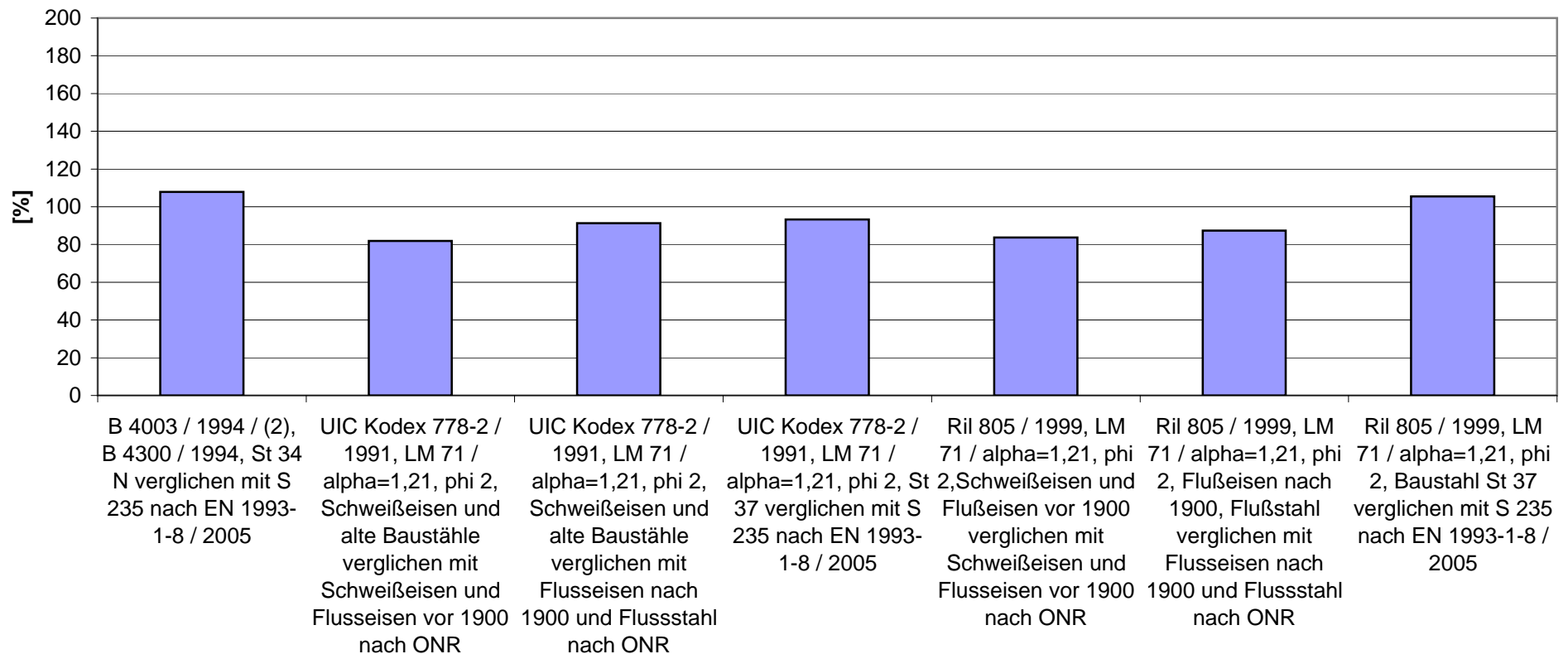


**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern bei Lochleibung
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, $\phi 2$, ONR 24008**

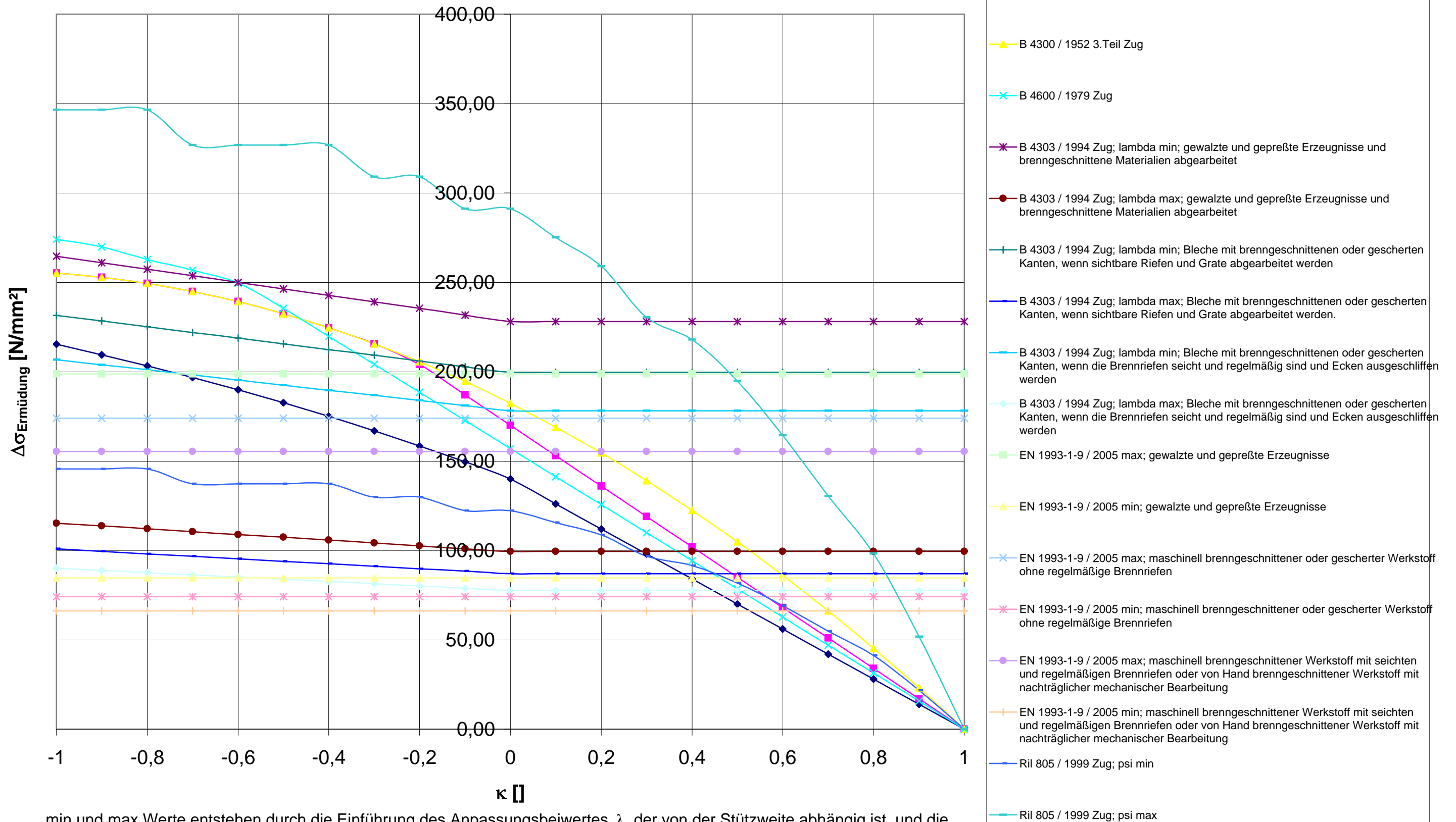


**Vergleich der Nietdurchmesser bei Lochleibung
unter Berücksichtigung der Veränderung der aufzunehmenden Lasten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004 / $\alpha=1,21$, ϕ 2, ONR 24008**

(Annahme bei EN 1993-1-8: $\alpha_p = 0,7$, $k_1 = 2,5$; Annahme bei Ril 805: $\alpha_1 = 1,84$)

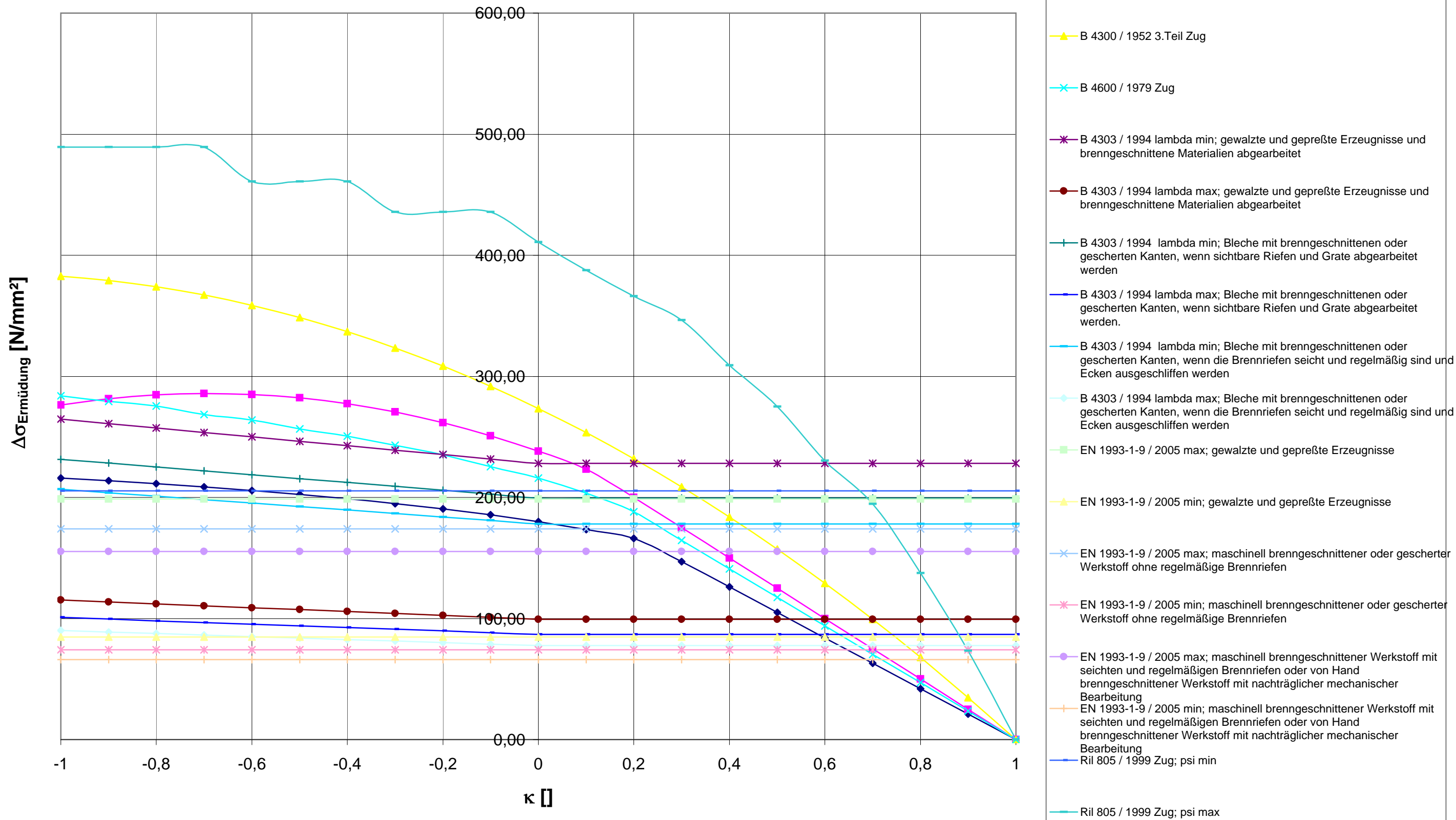


Ertragbare Spannungsschwingbreite eines Vollstabes St 37



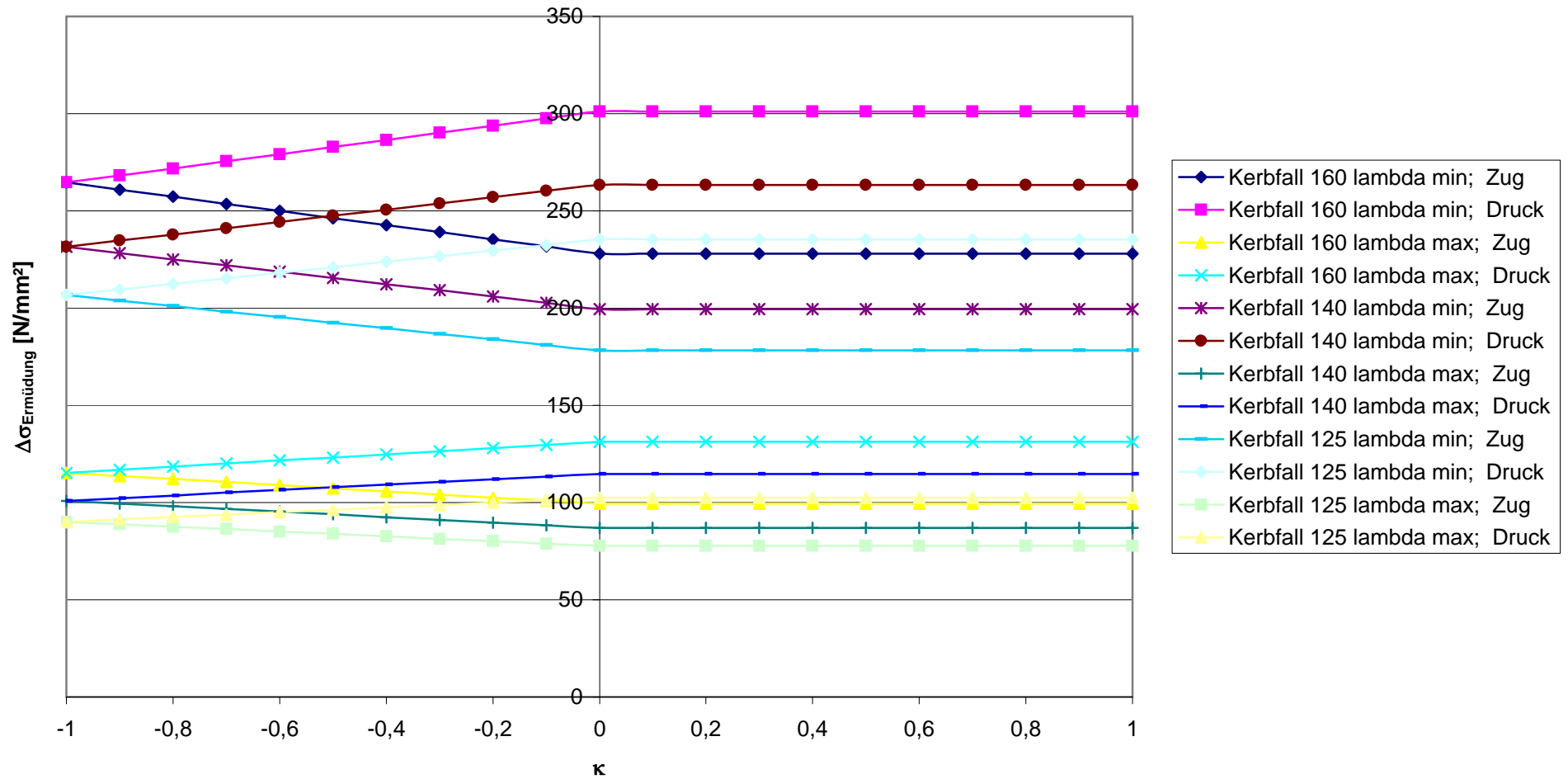
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite eines Vollstabes St 52

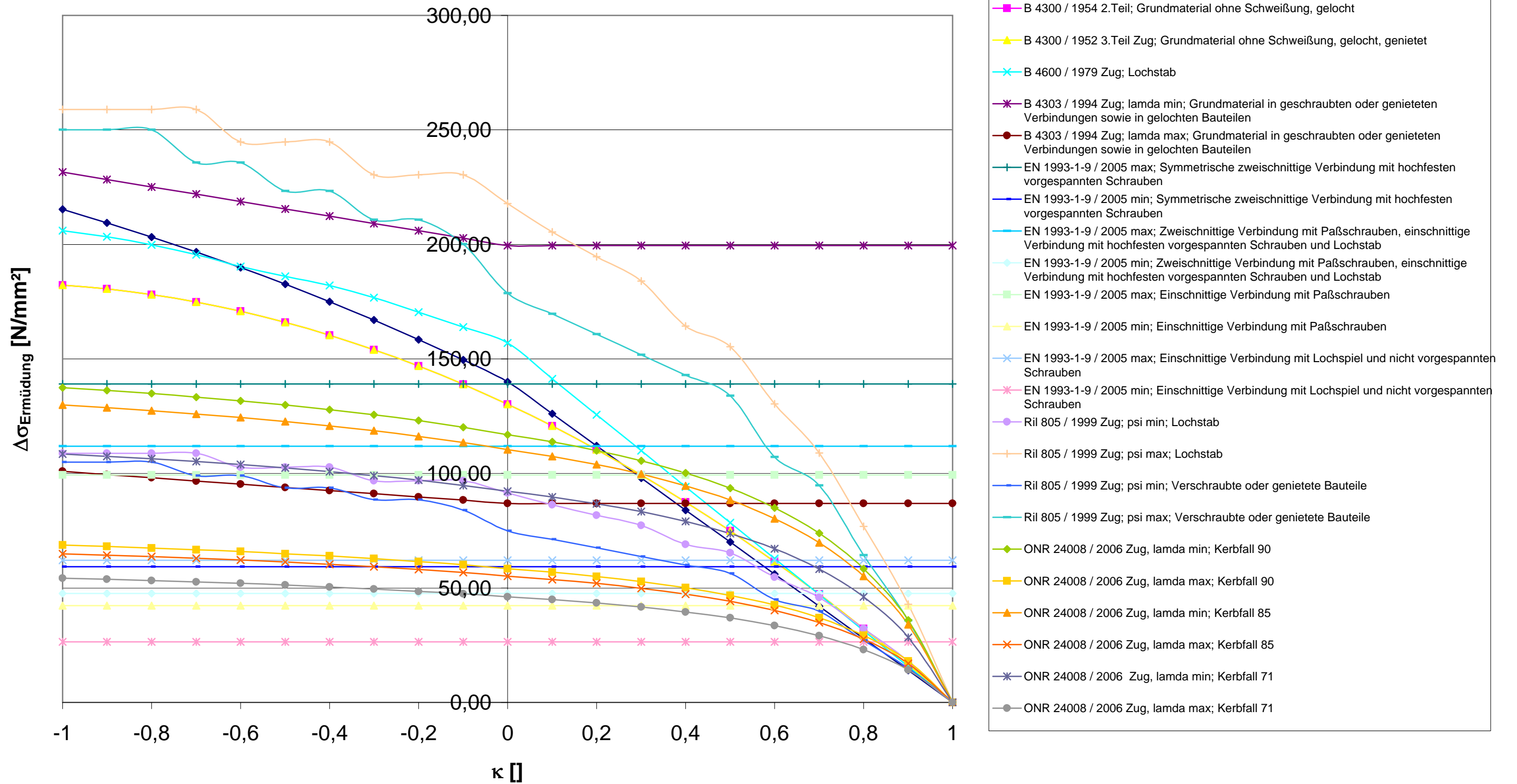


min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

**Ertragbare Spannungsschwingbreite eines nicht geschweißten Konstruktionsdetails
B 4303 / 1994
(Einfluß der β -Faktoren)**

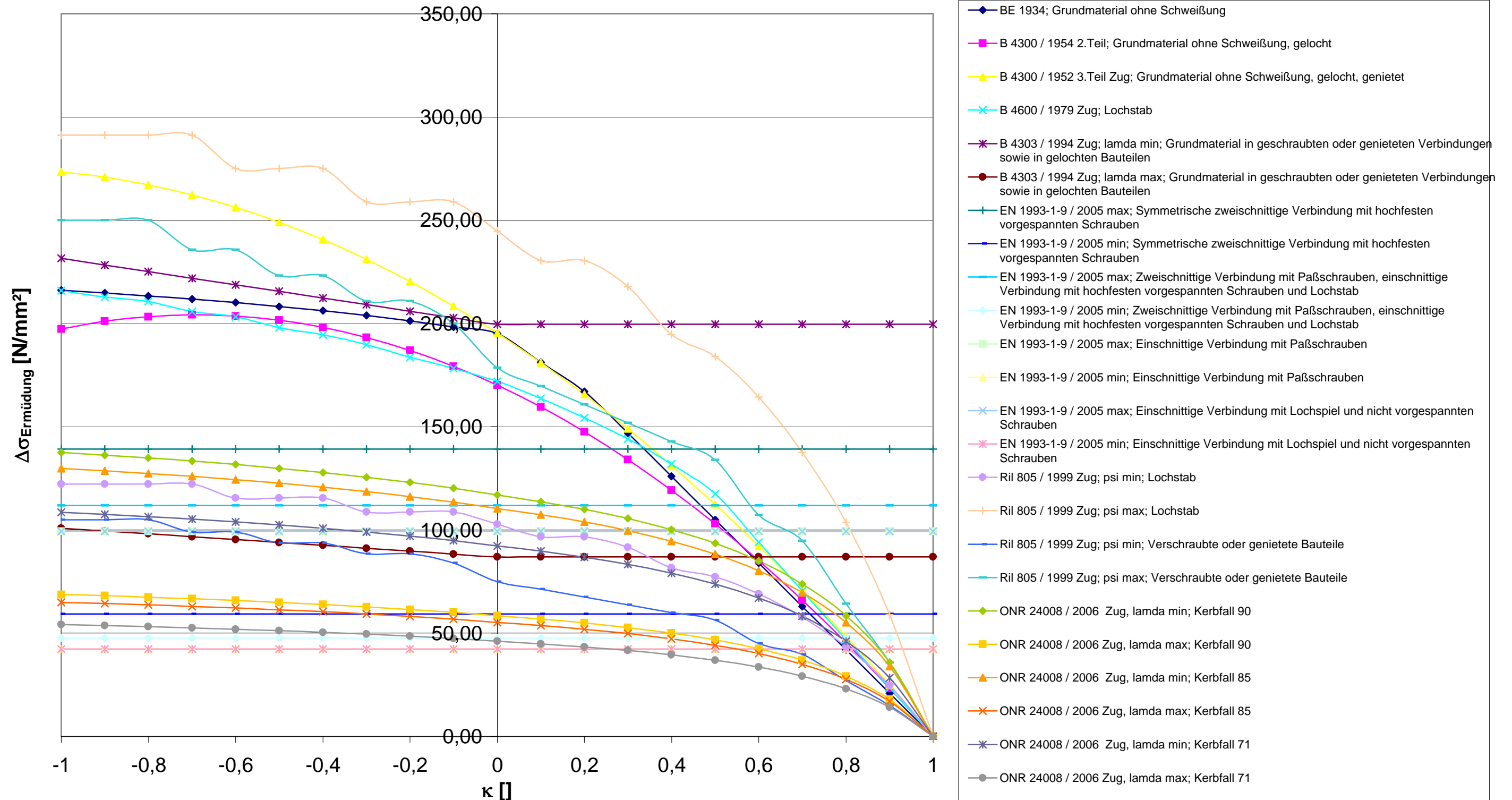


Ertragbare Spannungsschwingbreite des Grundmaterials in einer geschraubten oder genieteten Verbindung bzw. eines Lochstabes St 37



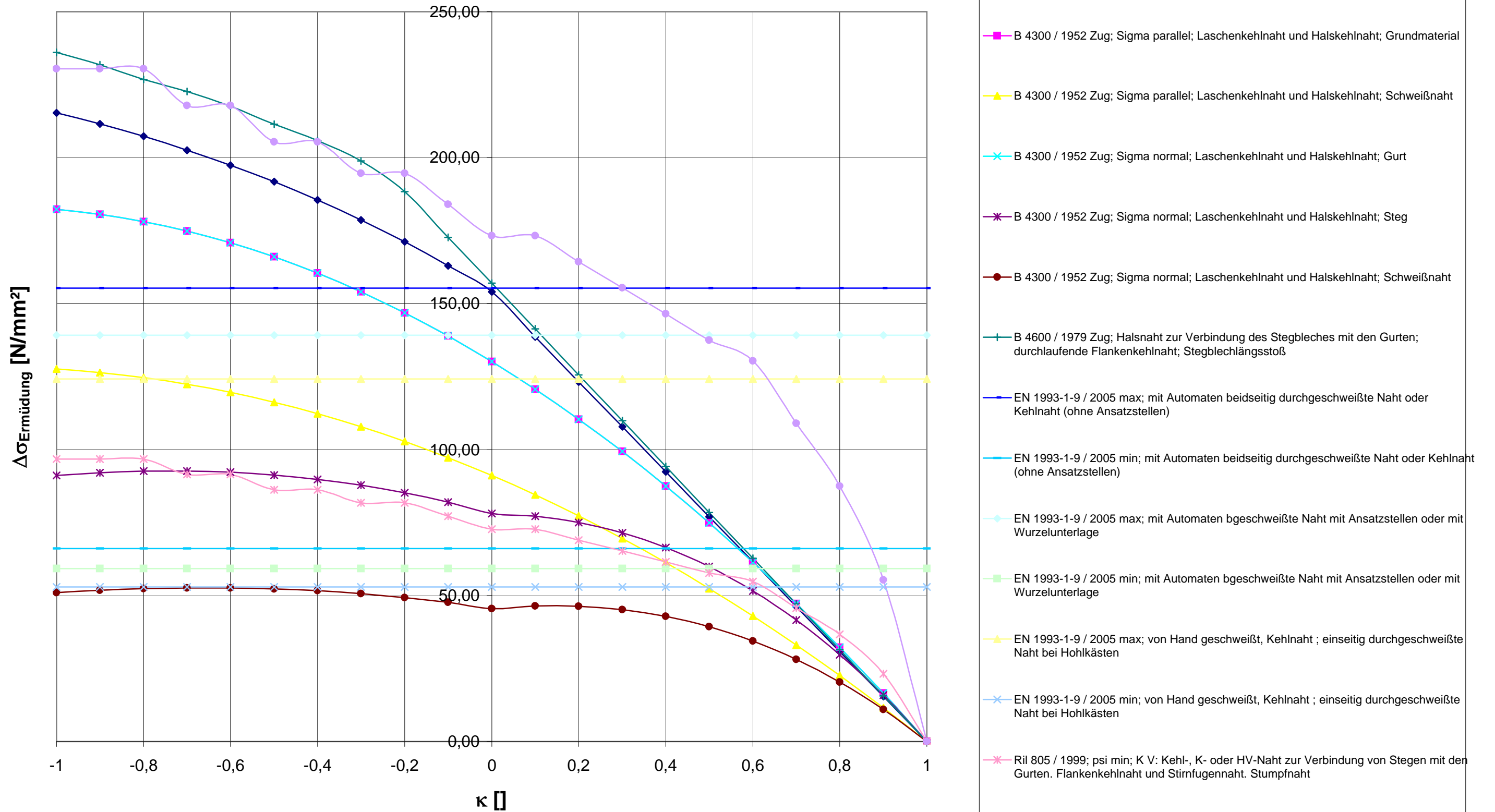
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite des Grundmaterials in einer geschraubten oder genieteten Verbindung bzw. eines Lochstabes St 52



min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

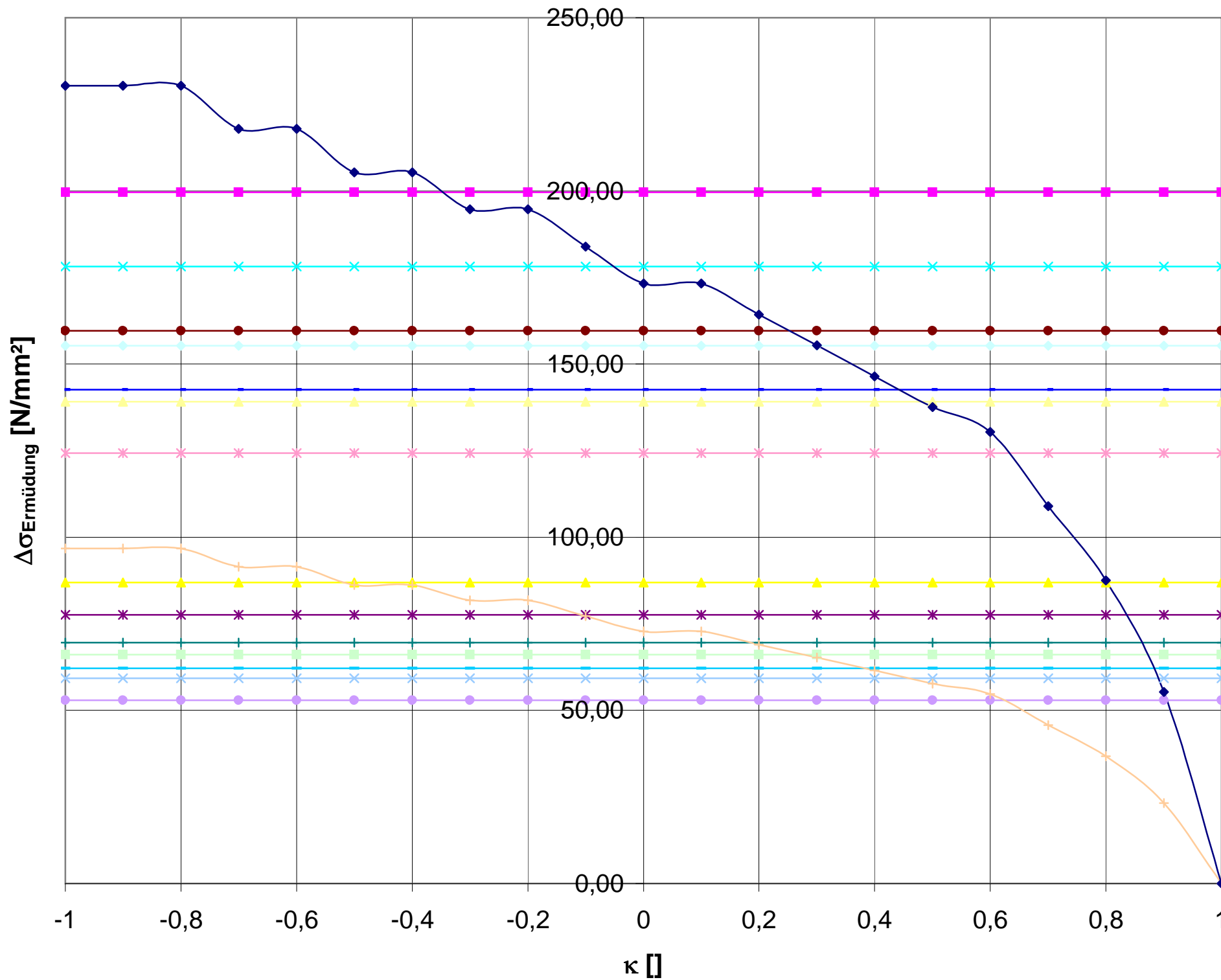
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer durchgehenden Längsnaht St 37



- ◆ DR 1935; Durchlaufende Stumpf- oder Kehlnähte zur Verbindung des Stegbleches mit den Gurten, Hauptspannung
- B 4300 / 1952 Zug; Sigma parallel; Laschenkehlnaht und Halskehlnaht; Grundmaterial
- ▲ B 4300 / 1952 Zug; Sigma parallel; Laschenkehlnaht und Halskehlnaht; Schweißnaht
- ✧ B 4300 / 1952 Zug; Sigma normal; Laschenkehlnaht und Halskehlnaht; Gurt
- ✱ B 4300 / 1952 Zug; Sigma normal; Laschenkehlnaht und Halskehlnaht; Steg
- B 4300 / 1952 Zug; Sigma normal; Laschenkehlnaht und Halskehlnaht; Schweißnaht
- + B 4600 / 1979 Zug; Halsnaht zur Verbindung des Stegbleches mit den Gurten; durchlaufende Flankenkehlnaht; Stegblechlängsstoß
- EN 1993-1-9 / 2005 max; mit Automaten beidseitig durchgeschweißte Naht oder Kehlnaht (ohne Ansatzstellen)
- EN 1993-1-9 / 2005 min; mit Automaten beidseitig durchgeschweißte Naht oder Kehlnaht (ohne Ansatzstellen)
- EN 1993-1-9 / 2005 max; mit Automaten bgeschweißte Naht mit Ansatzstellen oder mit Wurzelunterlage
- EN 1993-1-9 / 2005 min; mit Automaten bgeschweißte Naht mit Ansatzstellen oder mit Wurzelunterlage
- ▲ EN 1993-1-9 / 2005 max; von Hand geschweißte, Kehlnaht ; einseitig durchgeschweißte Naht bei Hohlkästen
- ✧ EN 1993-1-9 / 2005 min; von Hand geschweißte, Kehlnaht ; einseitig durchgeschweißte Naht bei Hohlkästen
- ✱ Ril 805 / 1999; psi min; K V: Kehl-, K- oder HV-Naht zur Verbindung von Stegen mit den Gurten. Flankenkehlnaht und Stirnfugennaht. Stumpfnah
- Ril 805 / 1999; psi max; K V: Kehl-, K- oder HV-Naht zur Verbindung von Stegen mit den Gurten. Flankenkehlnaht und Stirnfugennaht. Stumpfnah

min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

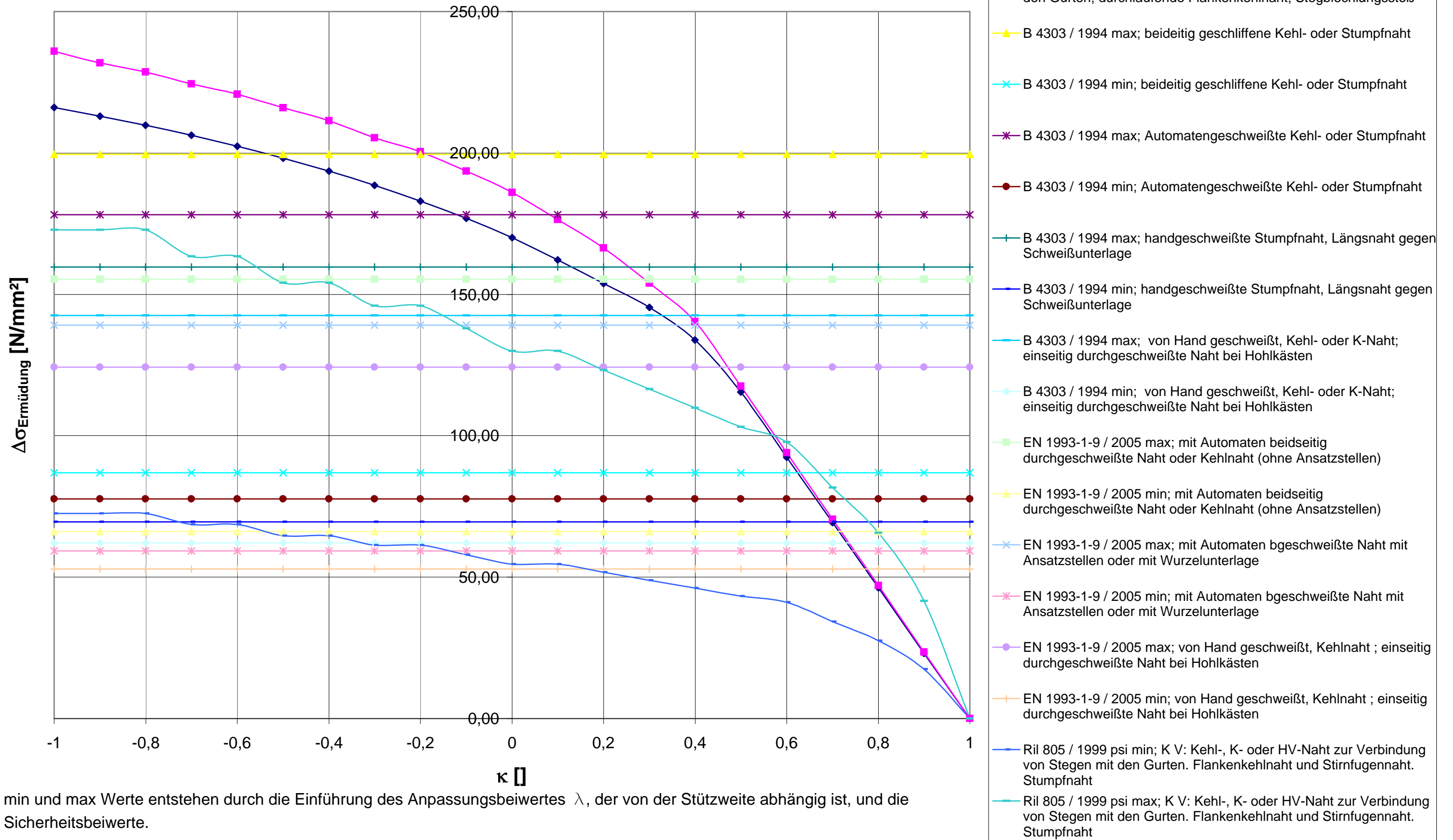
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer durchgehenden Längsnaht St 37



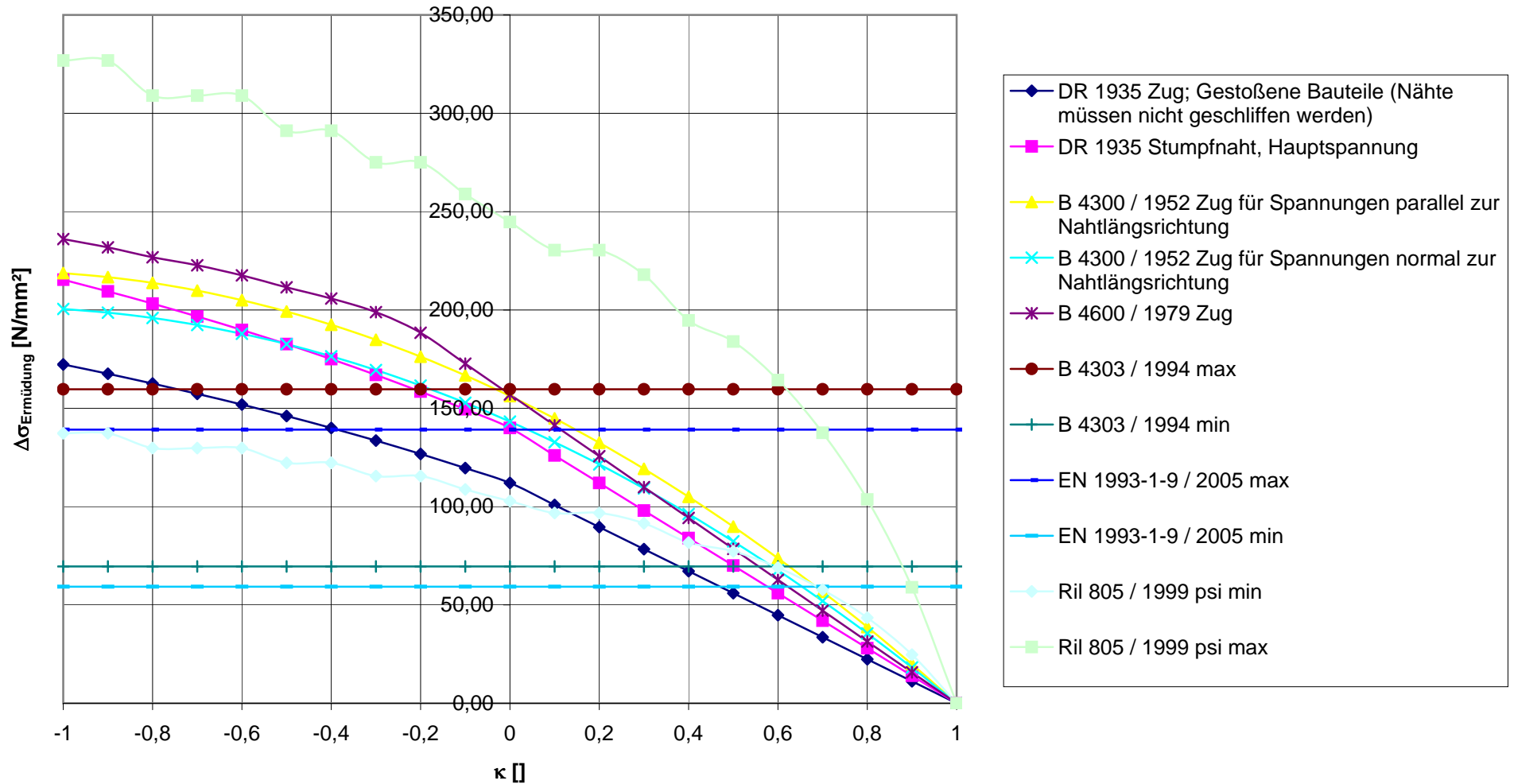
- B 4303 / 1994 max; beidseitig geschliffene Kehl- oder Stumpfnaht
- ▲ B 4303 / 1994 min; beidseitig geschliffene Kehl- oder Stumpfnaht
- × B 4303 / 1994 max; Automatengeschweißte Kehl- oder Stumpfnaht
- * B 4303 / 1994 min; Automatengeschweißte Kehl- oder Stumpfnaht
- B 4303 / 1994 max; handgeschweißte Stumpfnaht, Längsnaht gegen Schweißunterlage
- + B 4303 / 1994 min; handgeschweißte Stumpfnaht, Längsnaht gegen Schweißunterlage
- ◆ B 4303 / 1994 max; von Hand geschweißt, Kehl- oder K-Naht; einseitig durchgeschweißte Naht bei Hohlkästen
- B 4303 / 1994 min; von Hand geschweißt, Kehl- oder K-Naht; einseitig durchgeschweißte Naht bei Hohlkästen
- ◇ EN 1993-1-9 / 2005 max; mit Automaten beidseitig durchgeschweißte Naht oder Kehlnaht (ohne Ansatzstellen)
- EN 1993-1-9 / 2005 min; mit Automaten beidseitig durchgeschweißte Naht oder Kehlnaht (ohne Ansatzstellen)
- ▲ EN 1993-1-9 / 2005 max; mit Automaten bgeschweißte Naht mit Ansatzstellen oder mit Wurzelunterlage
- × EN 1993-1-9 / 2005 min; mit Automaten bgeschweißte Naht mit Ansatzstellen oder mit Wurzelunterlage
- * EN 1993-1-9 / 2005 max; von Hand geschweißt, Kehlnaht ; einseitig durchgeschweißte Naht bei Hohlkästen
- EN 1993-1-9 / 2005 min; von Hand geschweißt, Kehlnaht ; einseitig durchgeschweißte Naht bei Hohlkästen
- + Ril 805 / 1999; psi min; K V: Kehl-, K- oder HV-Naht zur Verbindung von Stegen mit den Gurten. Flankenkehlnaht und Stirnfugennaht. Stumpfnaht
- ◆ Ril 805 / 1999; psi max; K V: Kehl-, K- oder HV-Naht zur Verbindung von Stegen mit den Gurten. Flankenkehlnaht und Stirnfugennaht. Stumpfnaht

min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer durchgehenden Längsnaht St 52

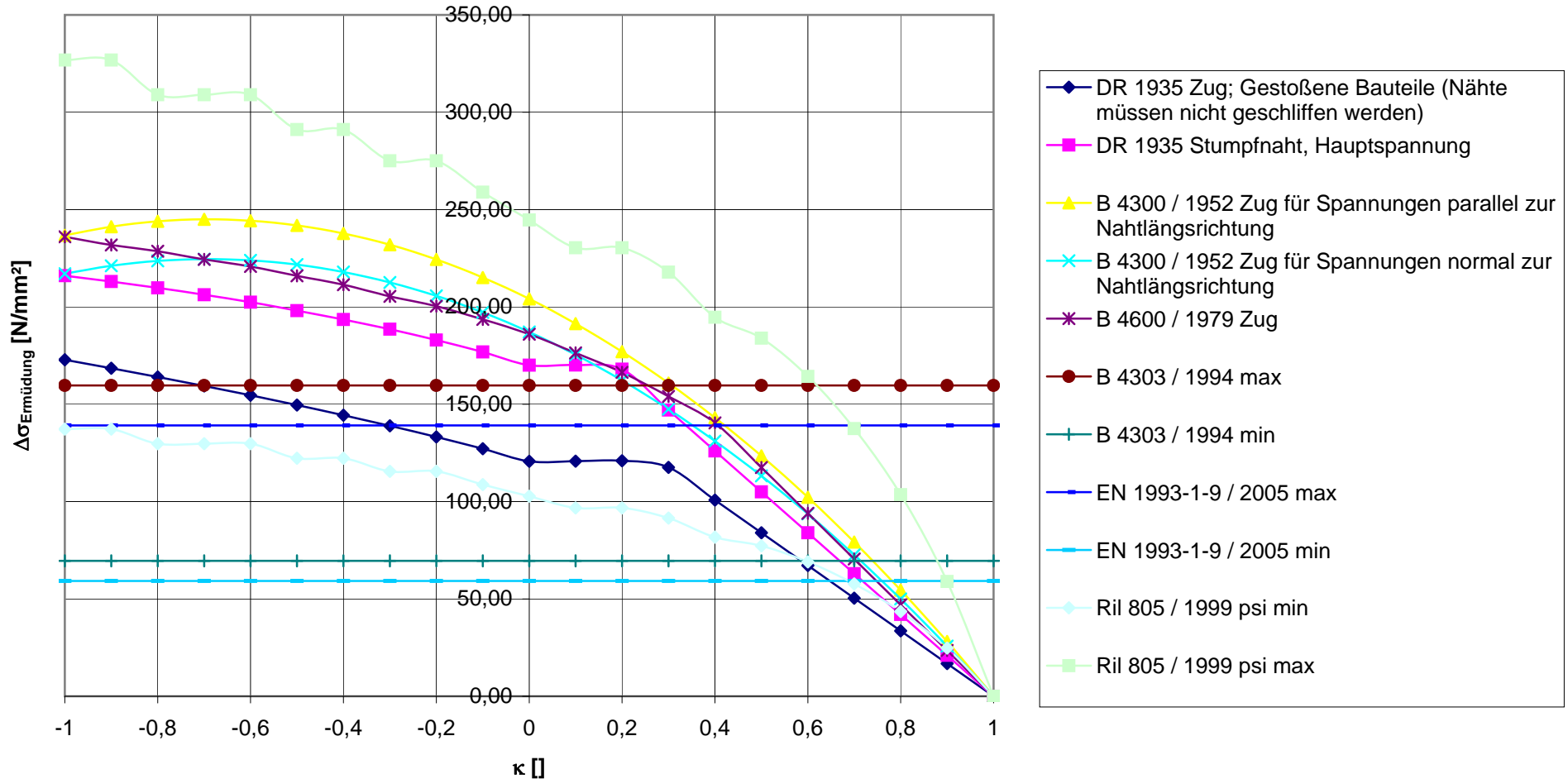


Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Quernaht, ohne Schweißbadsicherung, geschliffen St 37



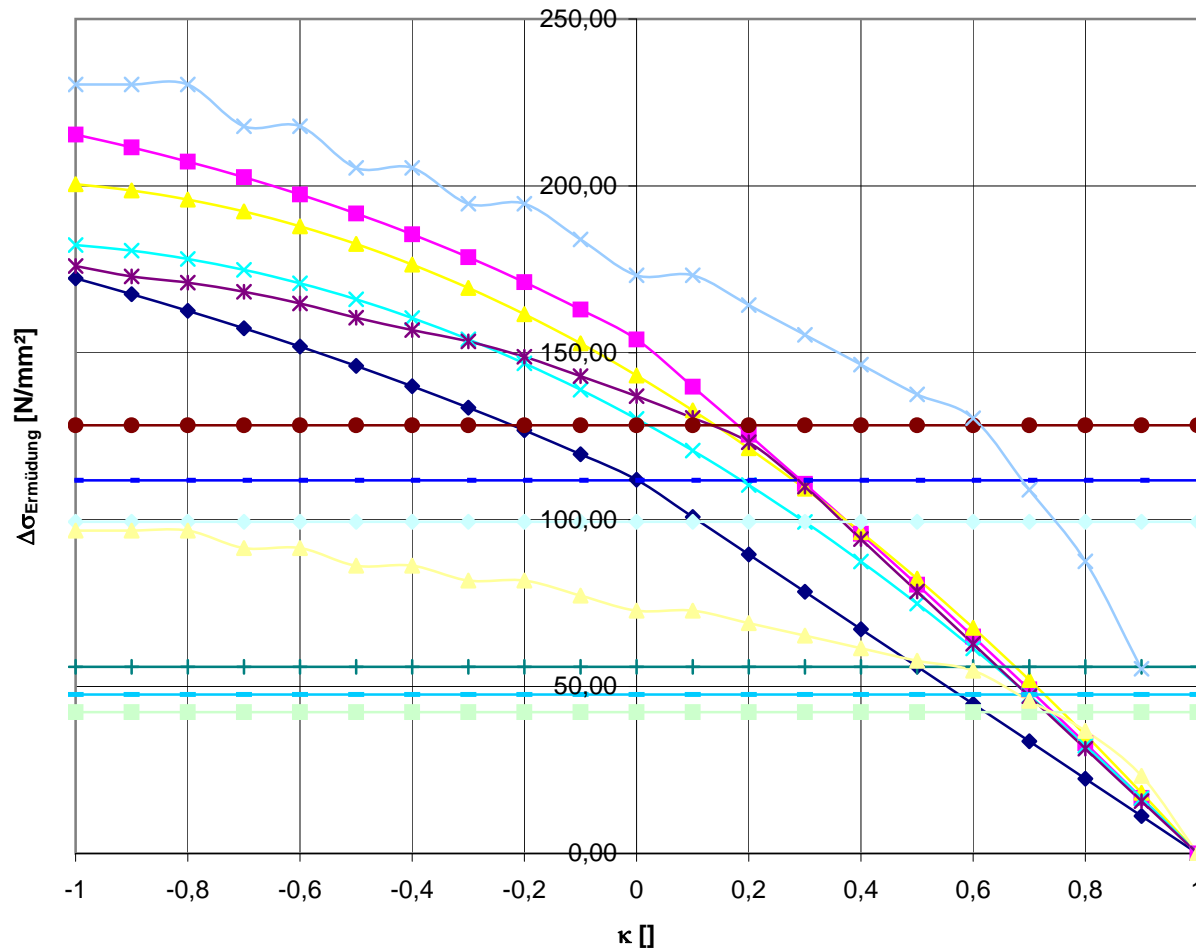
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Quernaht, ohne Schweißbadsicherung, geschliffen St 52



min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

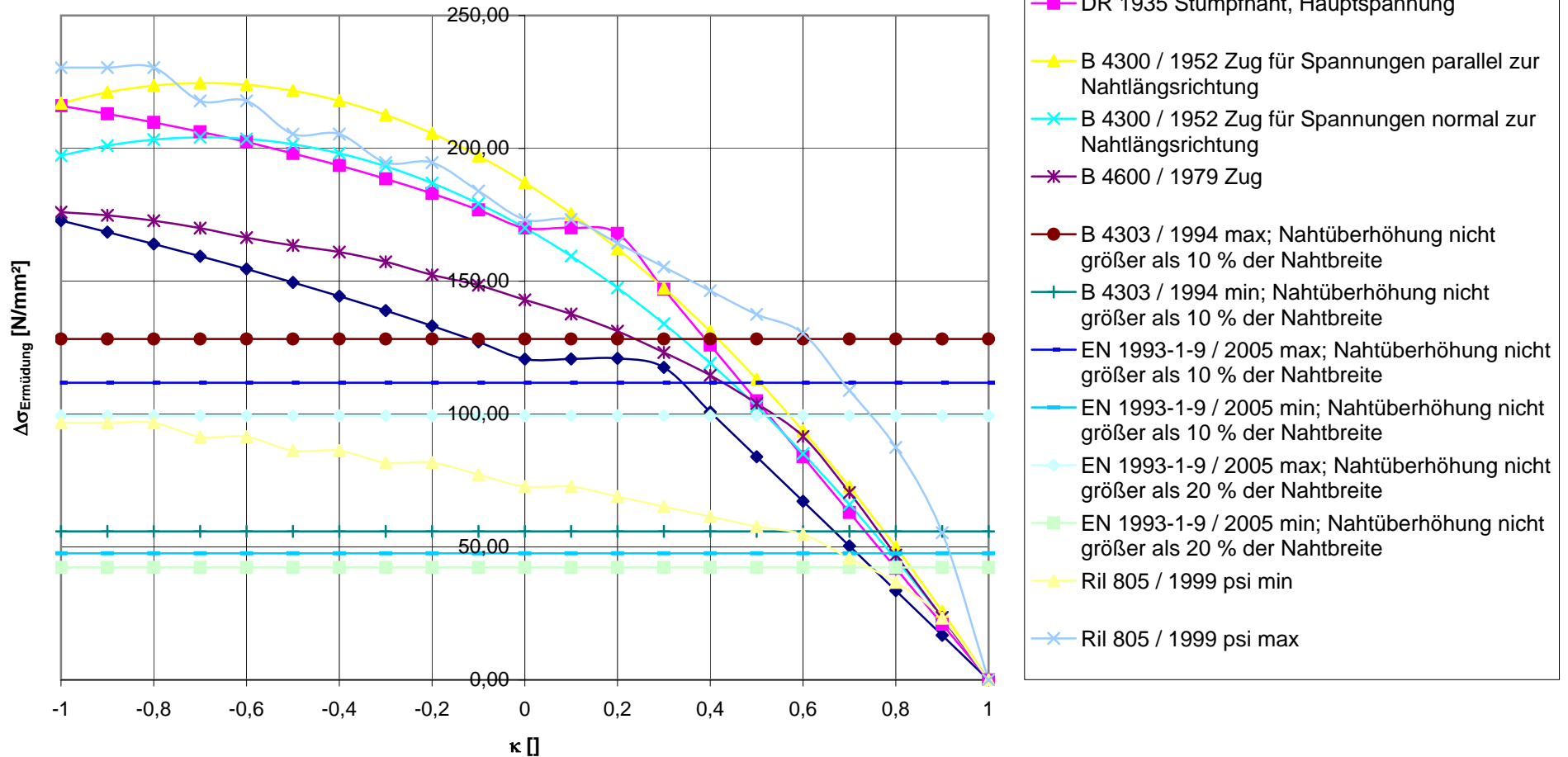
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Quernaht, ohne Schweißbadsicherung, nicht geschliffen St 37



- ◆ DR 1935 Zug; Gestoßene Bauteile (Nähte müssen nicht geschliffen werden)
- DR 1935 Stumpfnah, Hauptspannung
- ▲ B 4300 / 1952 Zug für Spannungen parallel zur Nahtlängsrichtung
- ✕ B 4300 / 1952 Zug für Spannungen normal zur Nahtlängsrichtung
- ✱ B 4600 / 1979 Zug
- B 4303 / 1994 max; Nahtüberhöhung nicht größer als 10 % der Nahtbreite
- B 4303 / 1994 min; Nahtüberhöhung nicht größer als 10 % der Nahtbreite
- EN 1993-1-9 / 2005 max; Nahtüberhöhung nicht größer als 10 % der Nahtbreite
- EN 1993-1-9 / 2005 min; Nahtüberhöhung nicht größer als 10 % der Nahtbreite
- ◆ EN 1993-1-9 / 2005 max; Nahtüberhöhung nicht größer als 20 % der Nahtbreite
- EN 1993-1-9 / 2005 min; Nahtüberhöhung nicht größer als 20 % der Nahtbreite
- ▲ Ril 805 / 1999 psi min
- ✕ Ril 805 / 1999 psi max

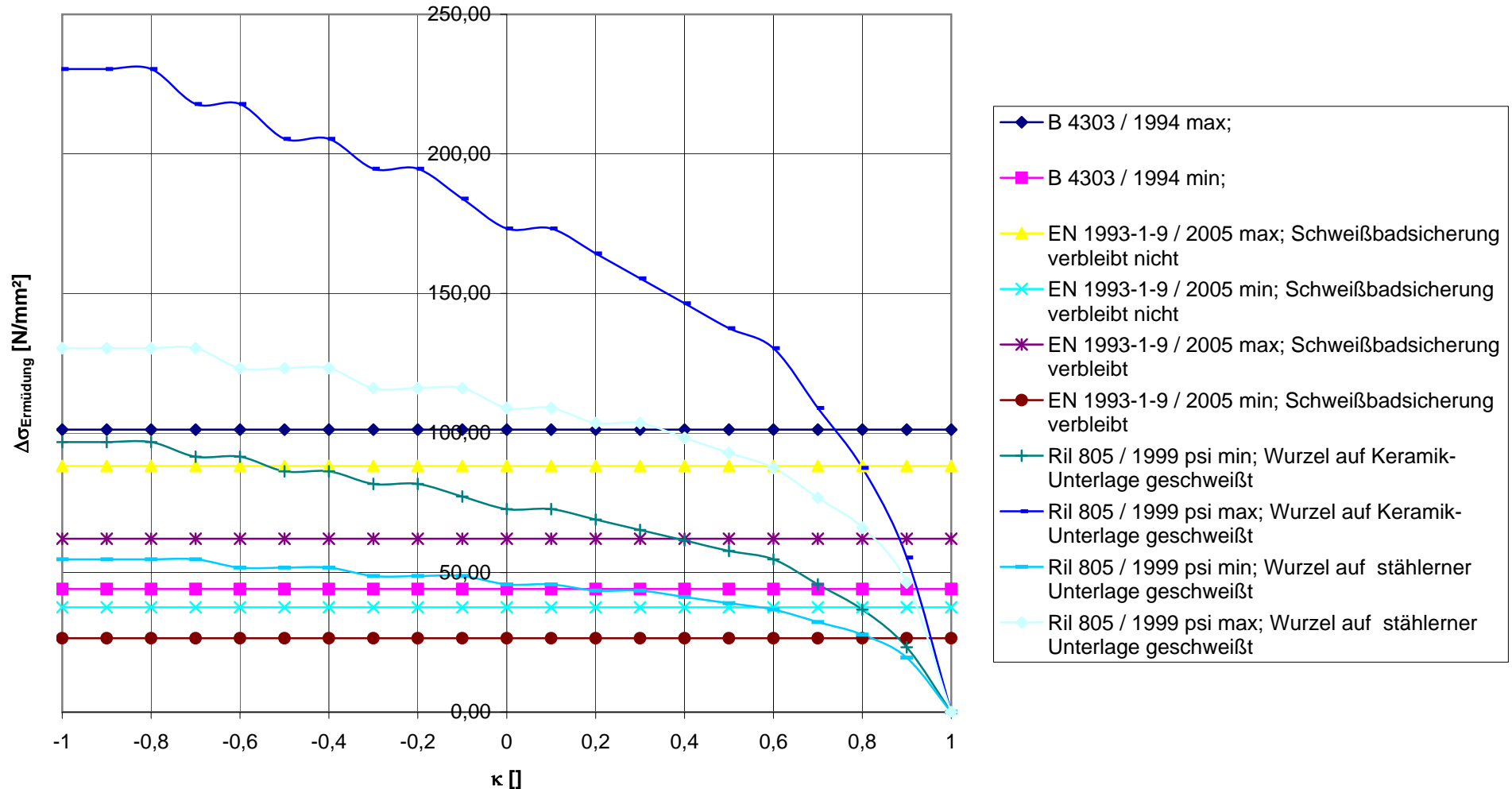
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Quernaht, ohne Schweißbadsicherung, nicht geschliffen St 52



min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

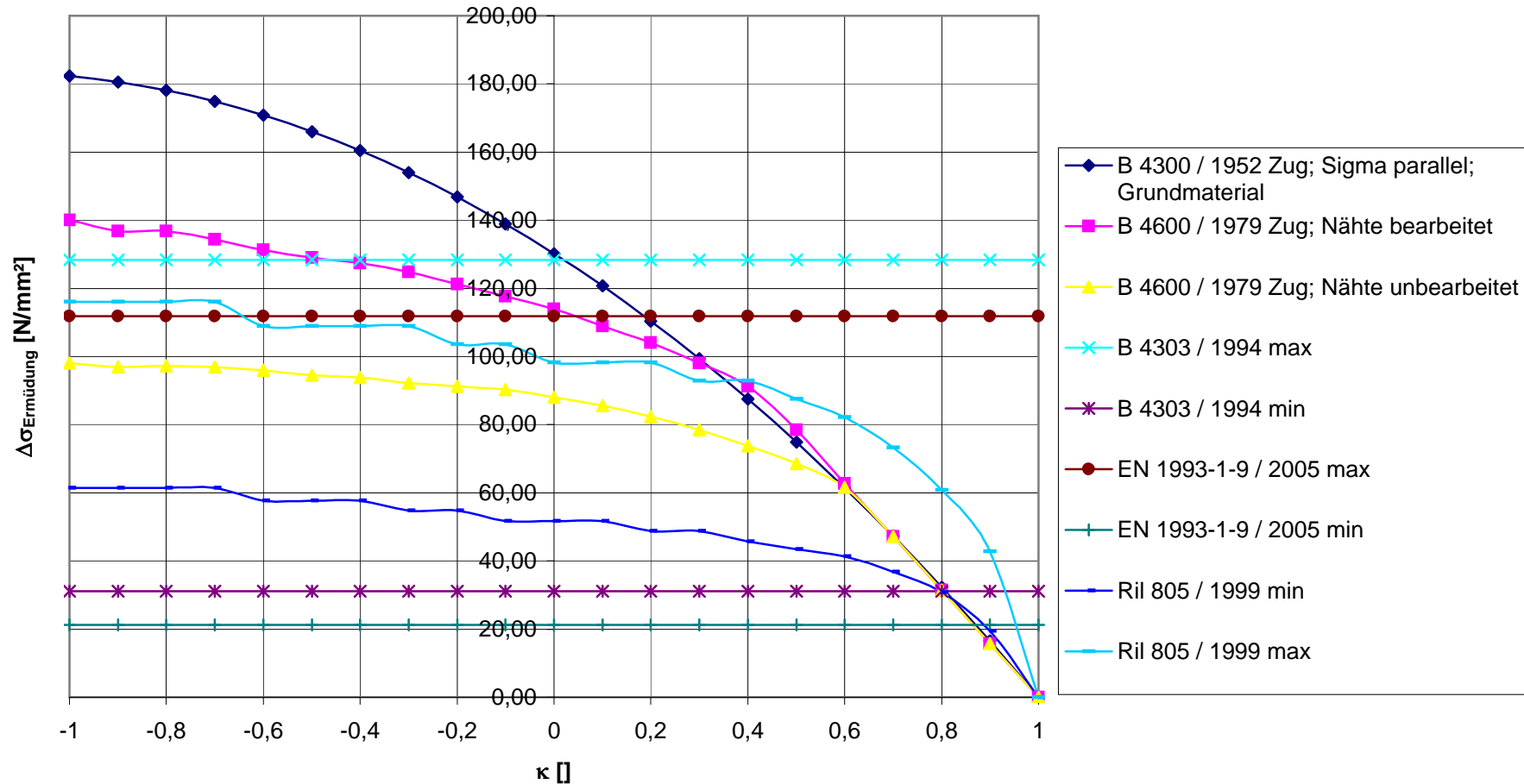
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Quernaht mit Schweißbadsicherung



min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer nichttragenden Längsnaht: An den Rand eines Bleches oder Trägerflansches angeschweißtes Knotenblech

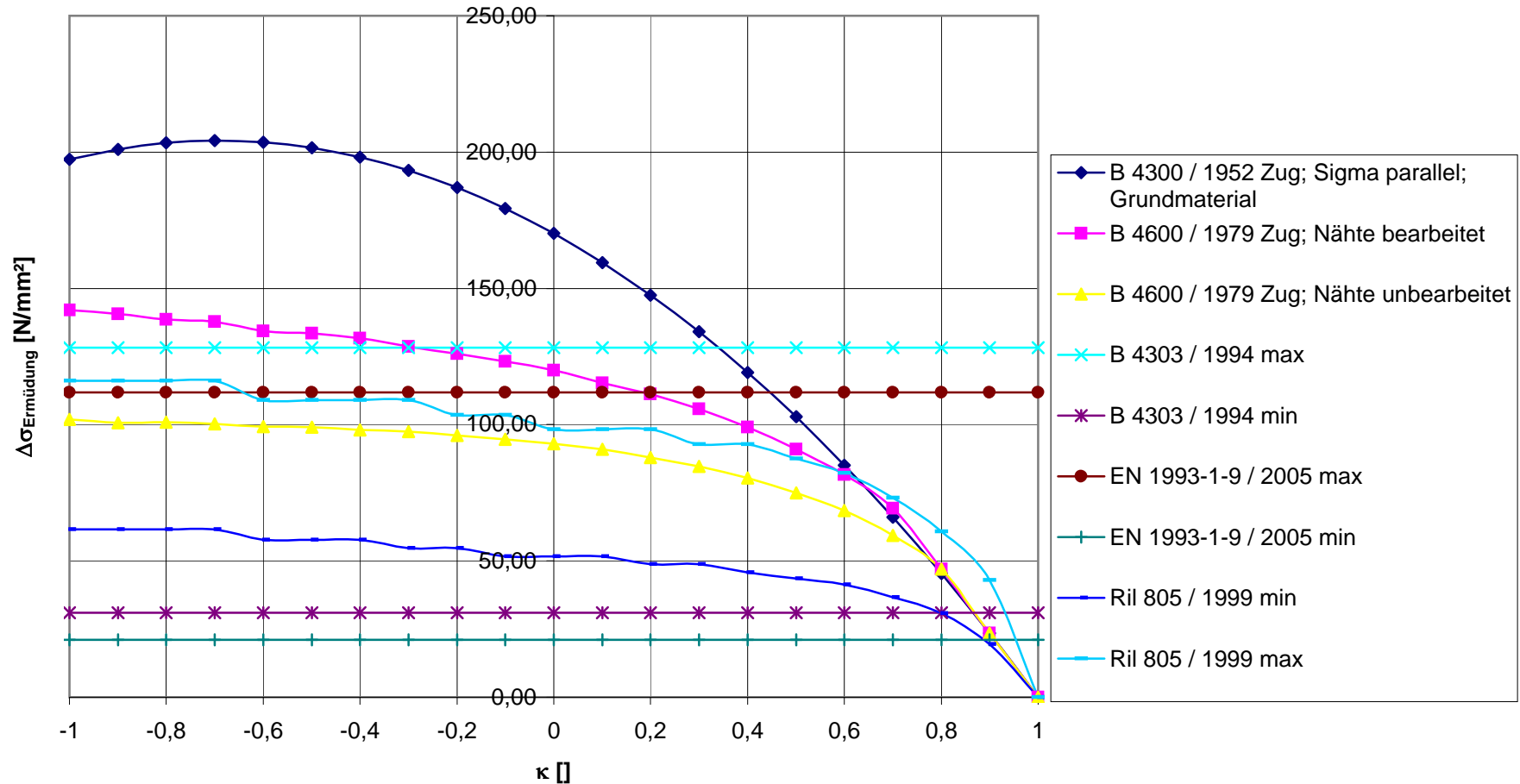
St 37



min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

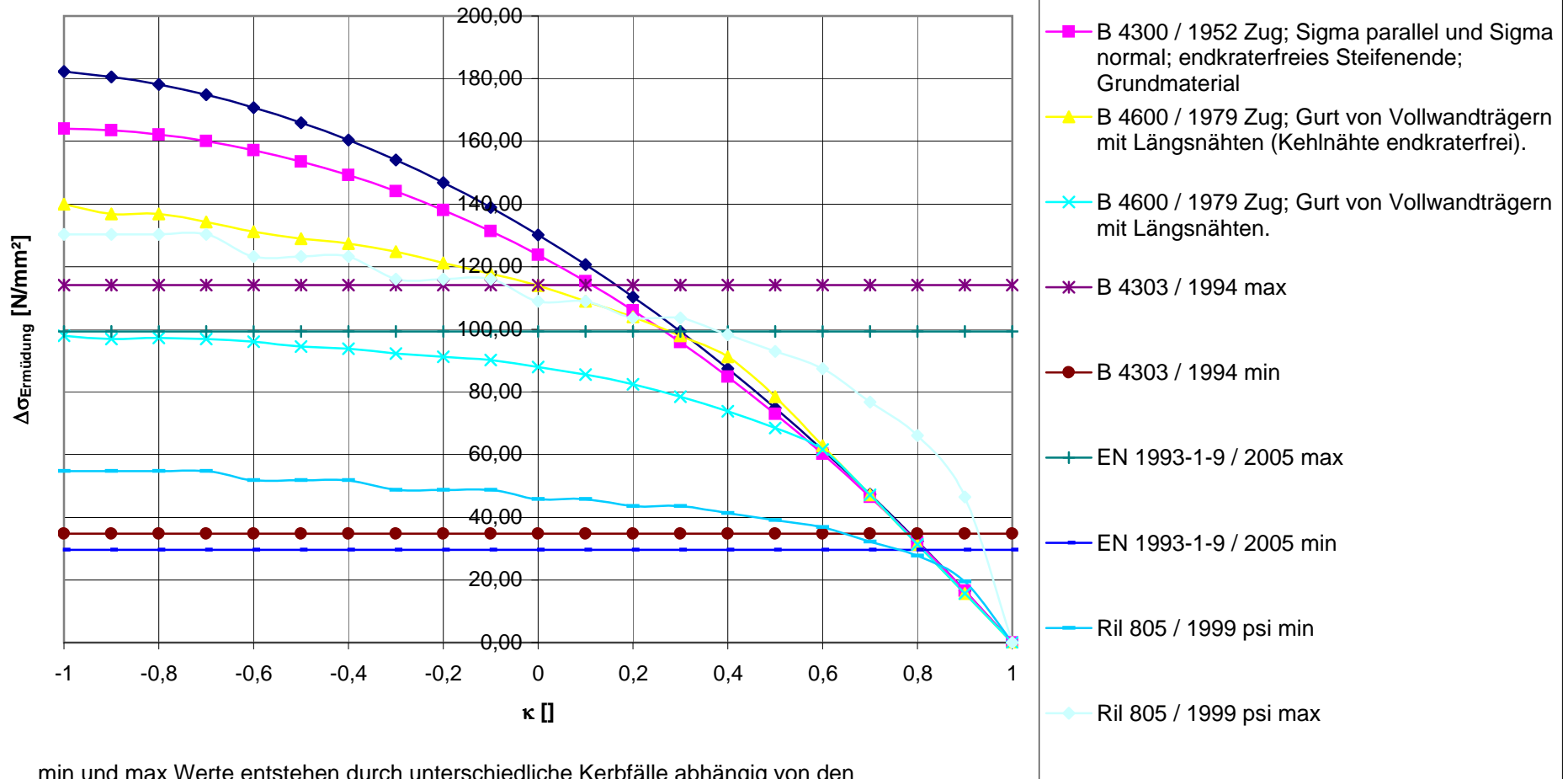
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer nichttragenden Längsnaht: An den Rand eines Bleches oder Trägerflansches angeschweißtes Knotenblech

St 52



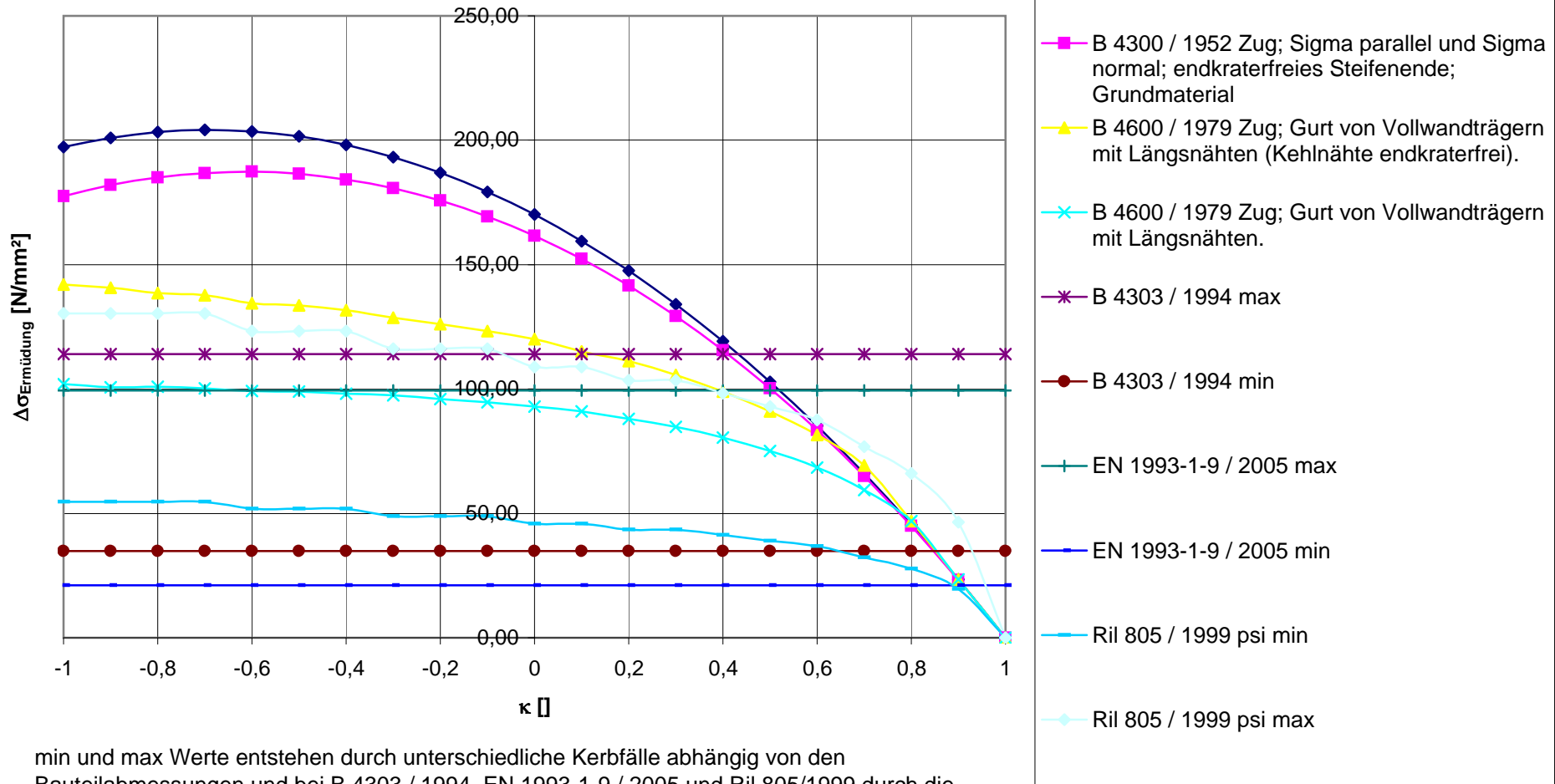
min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer nichttragenden Längsnaht: Durchlaufende Bauteile auf die längs zur Krafrichtung Teile aufgeschweißt sind
St 37



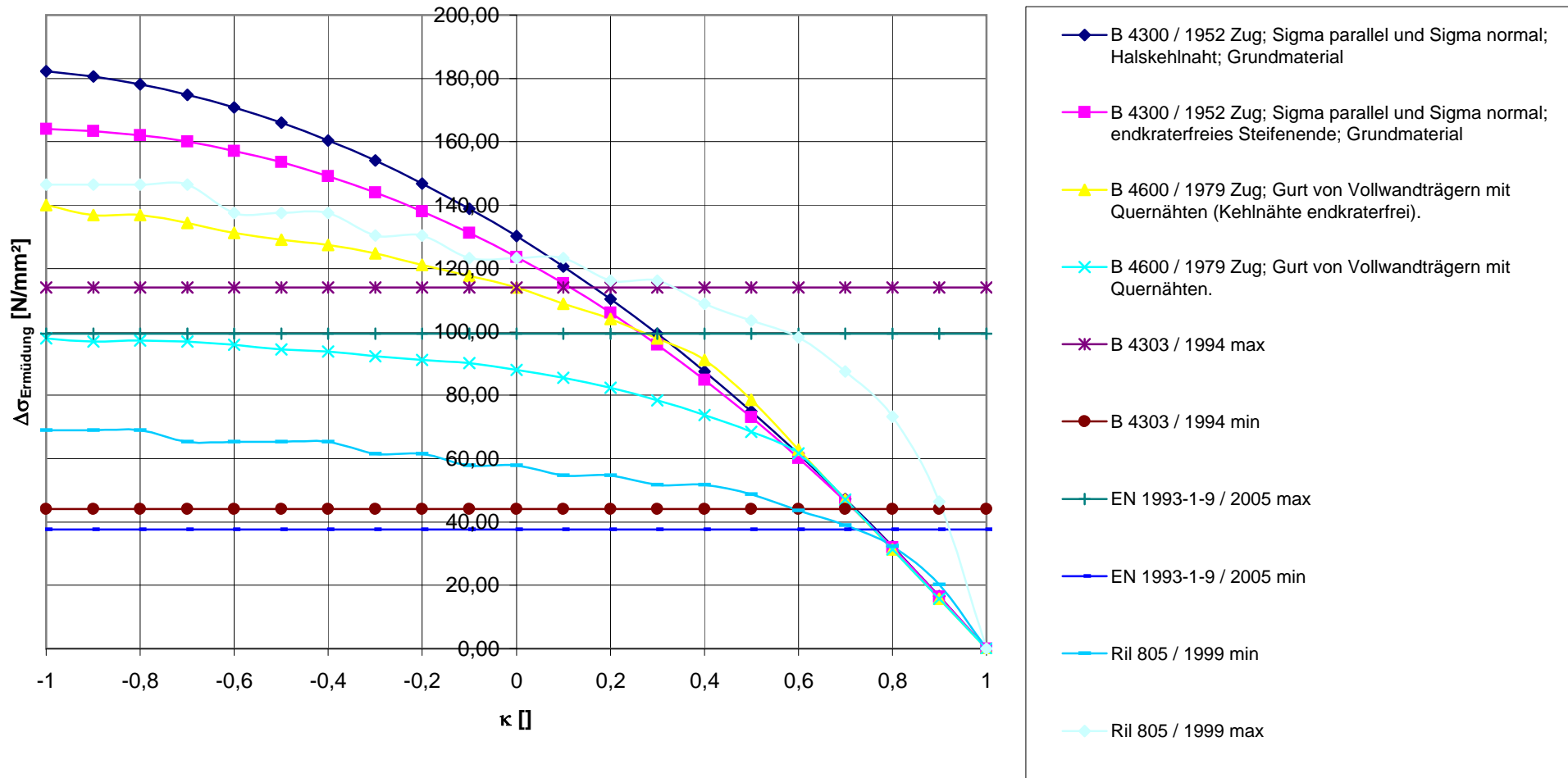
min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer nichttragenden Längsnaht: Durchlaufende Bauteile auf die längs zur Krafrichtung Teile aufgeschweißt sind
St 52



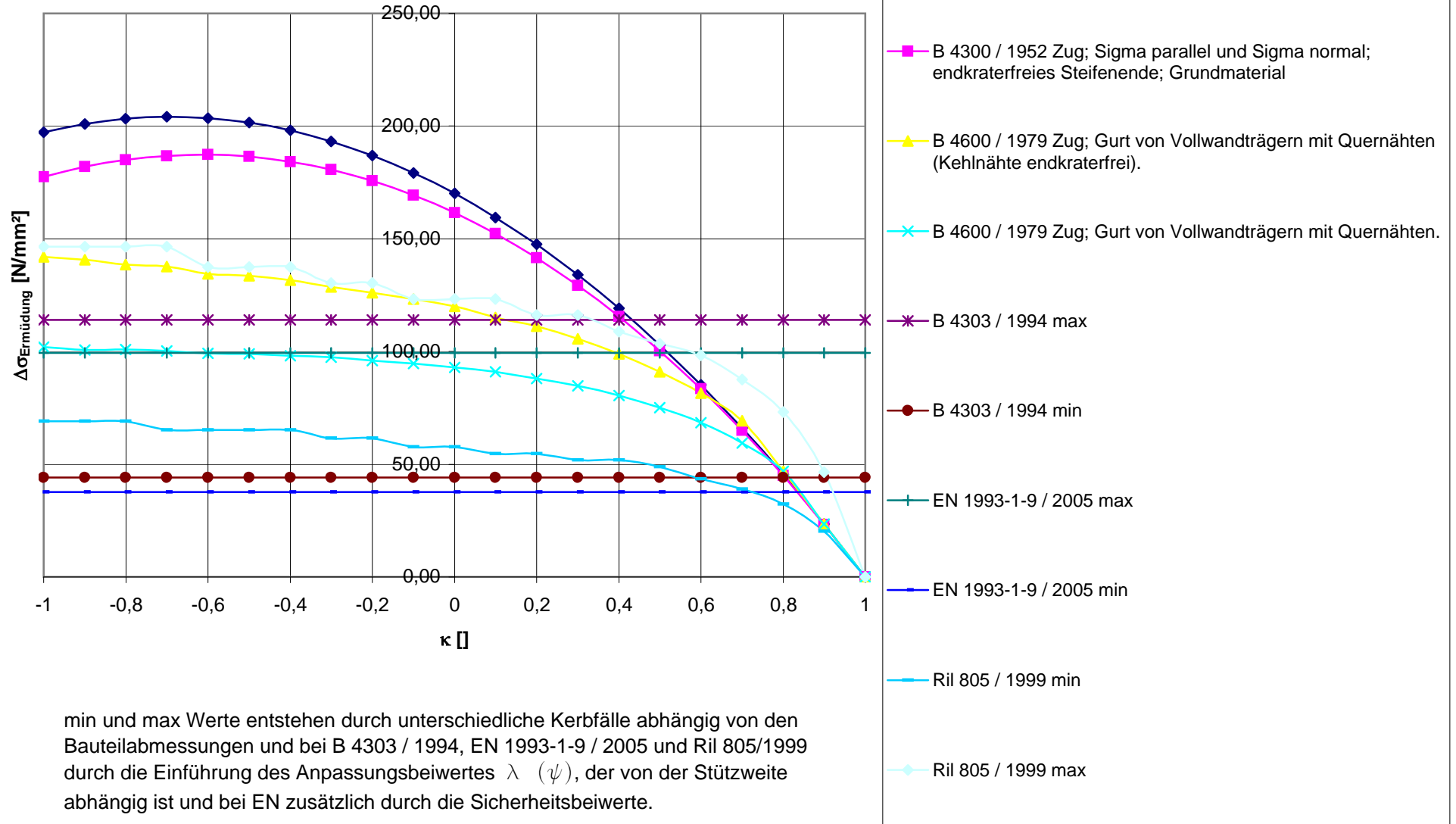
min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer nichttragenden Quernaht St 37



min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

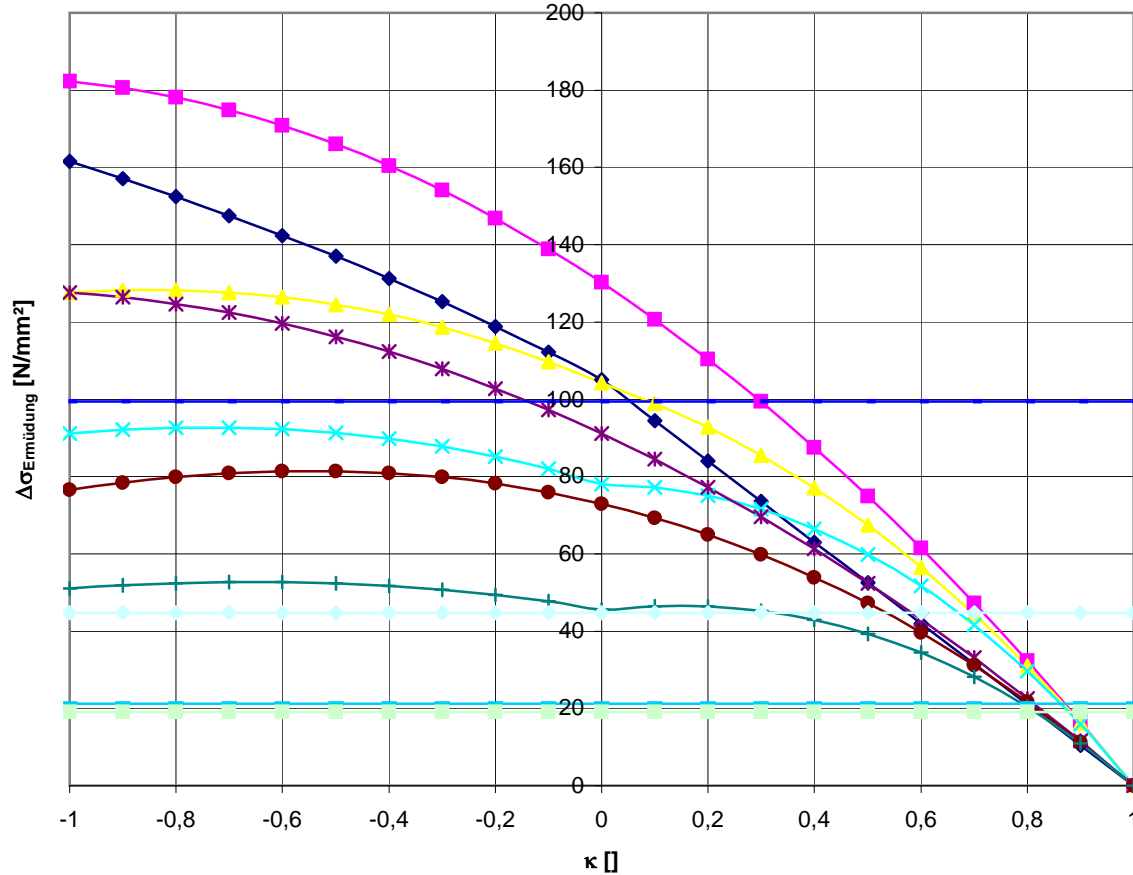
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer nichttragenden Quernaht St 52



min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich kreuzenden Tragelementen

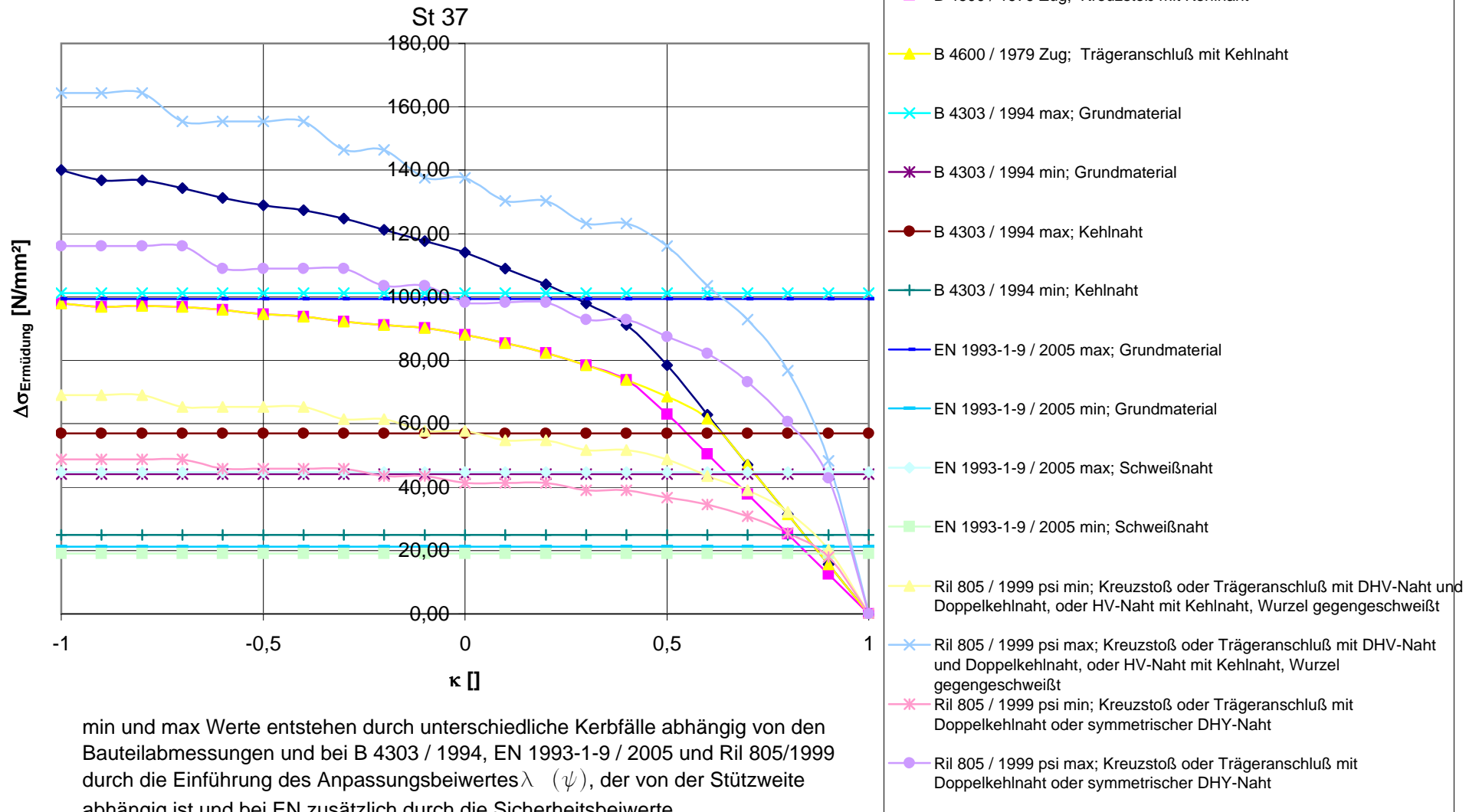
St 37



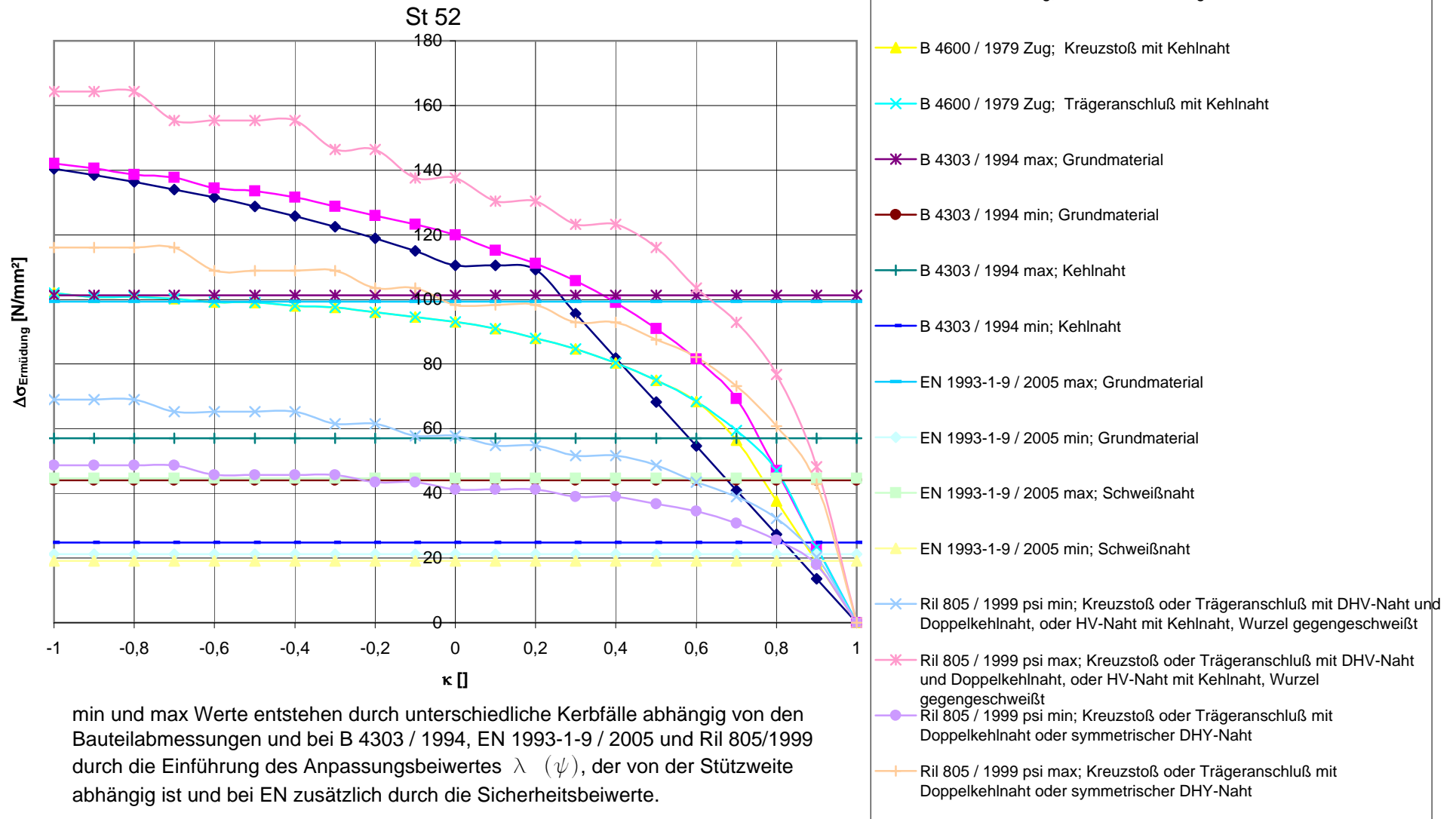
min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.



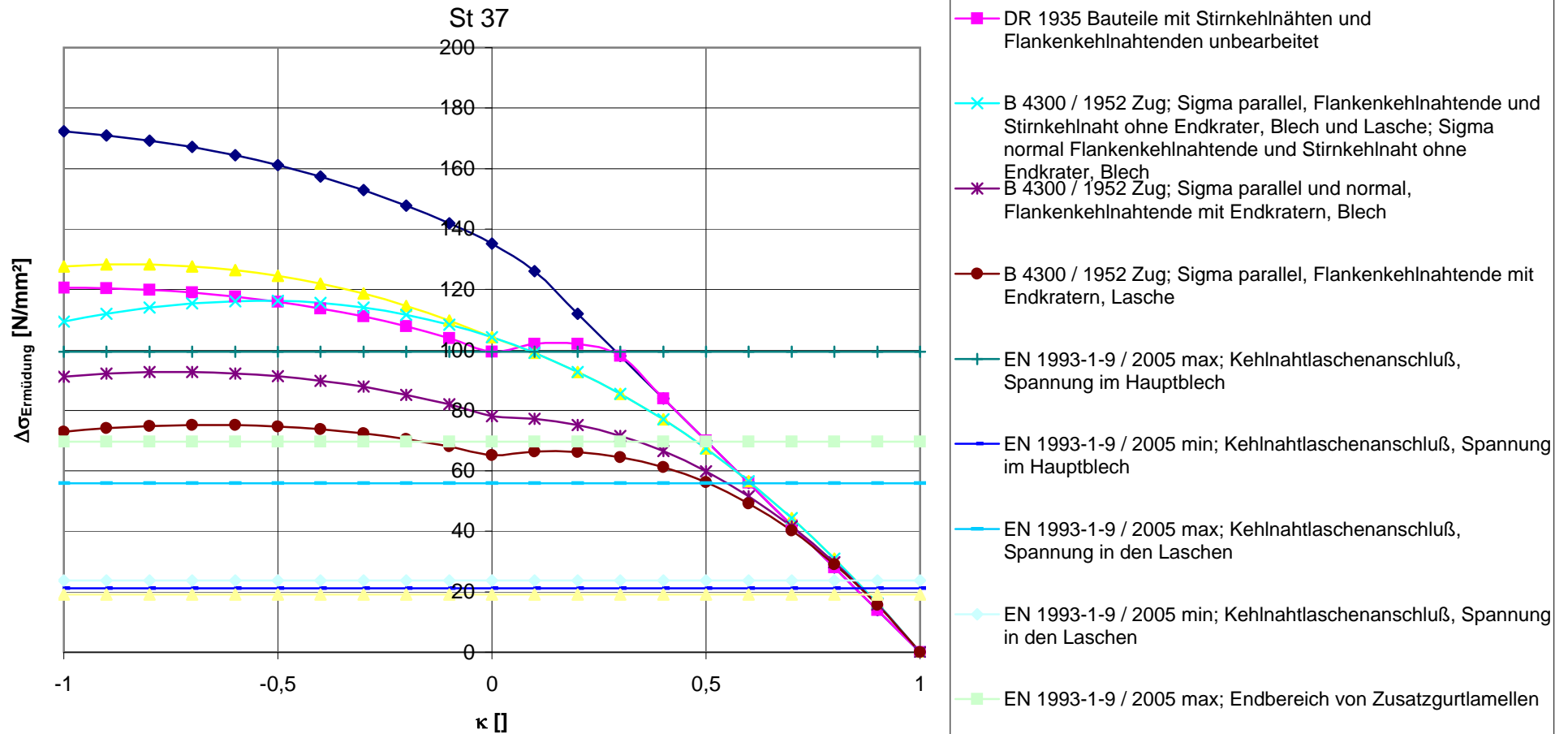
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich kreuzenden Tragelementen



Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich kreuzenden Tragelementen



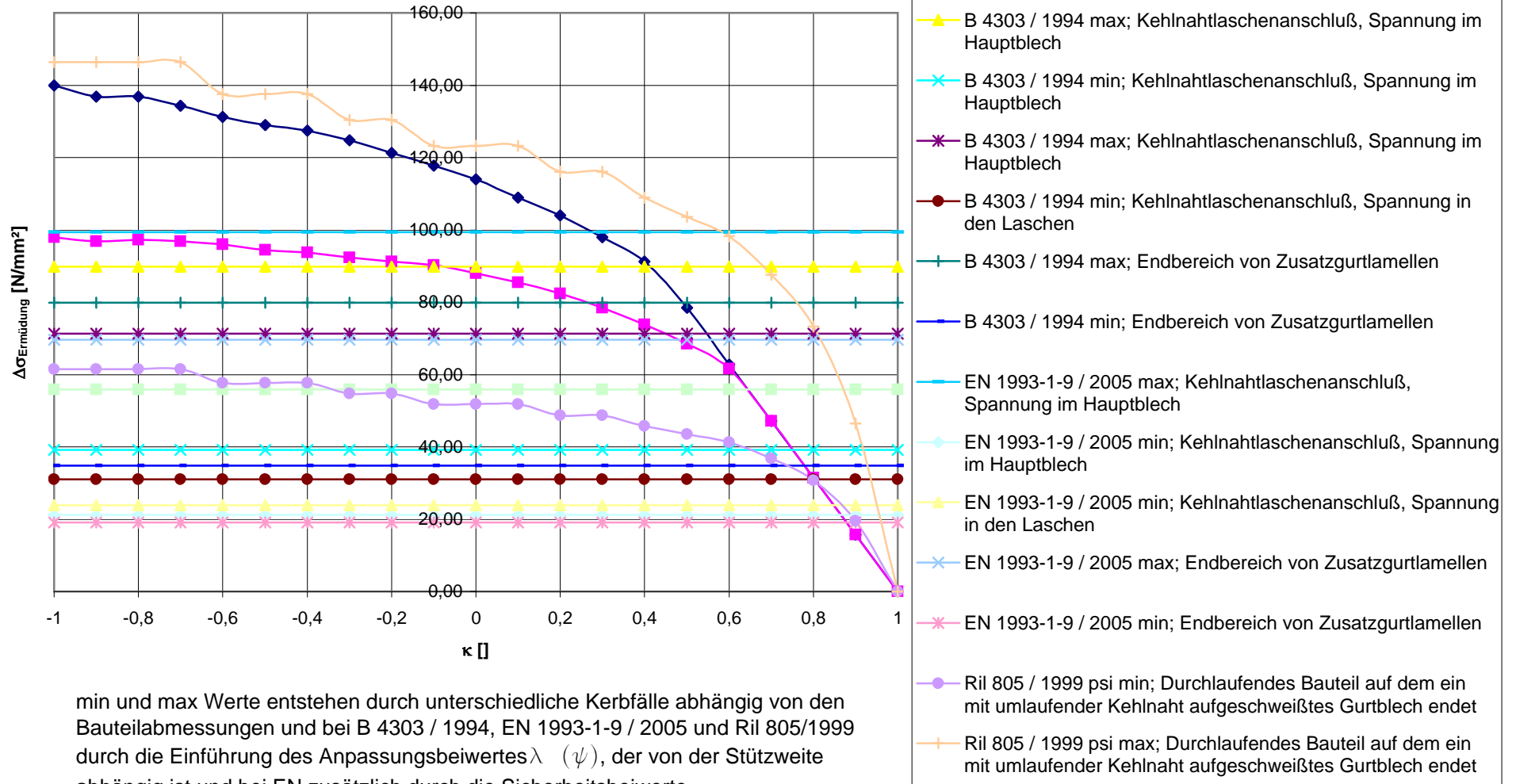
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich überlappenden Bauteilen, Grundmaterial



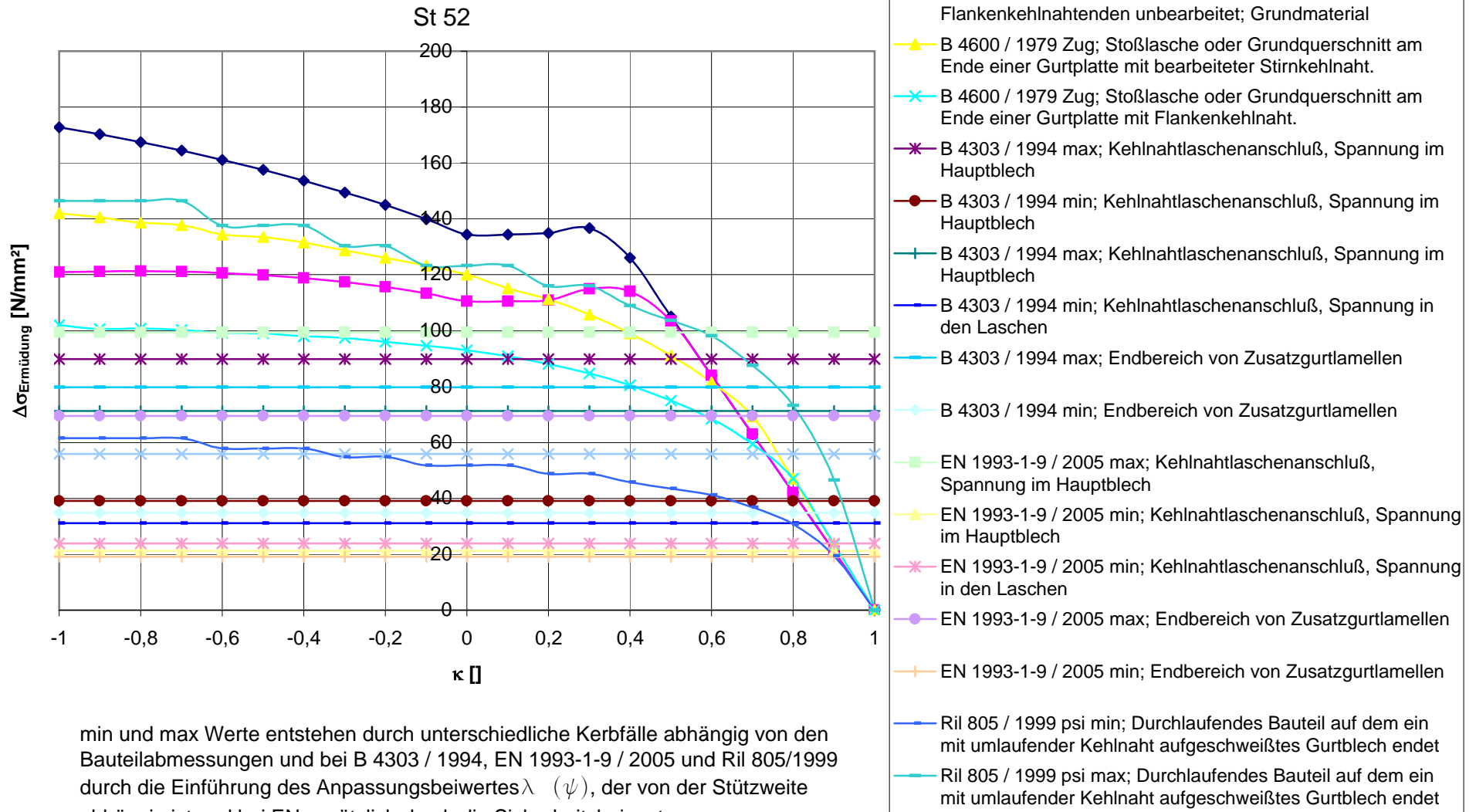
min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich überlappenden Bauteilen, Grundmaterial

St 37



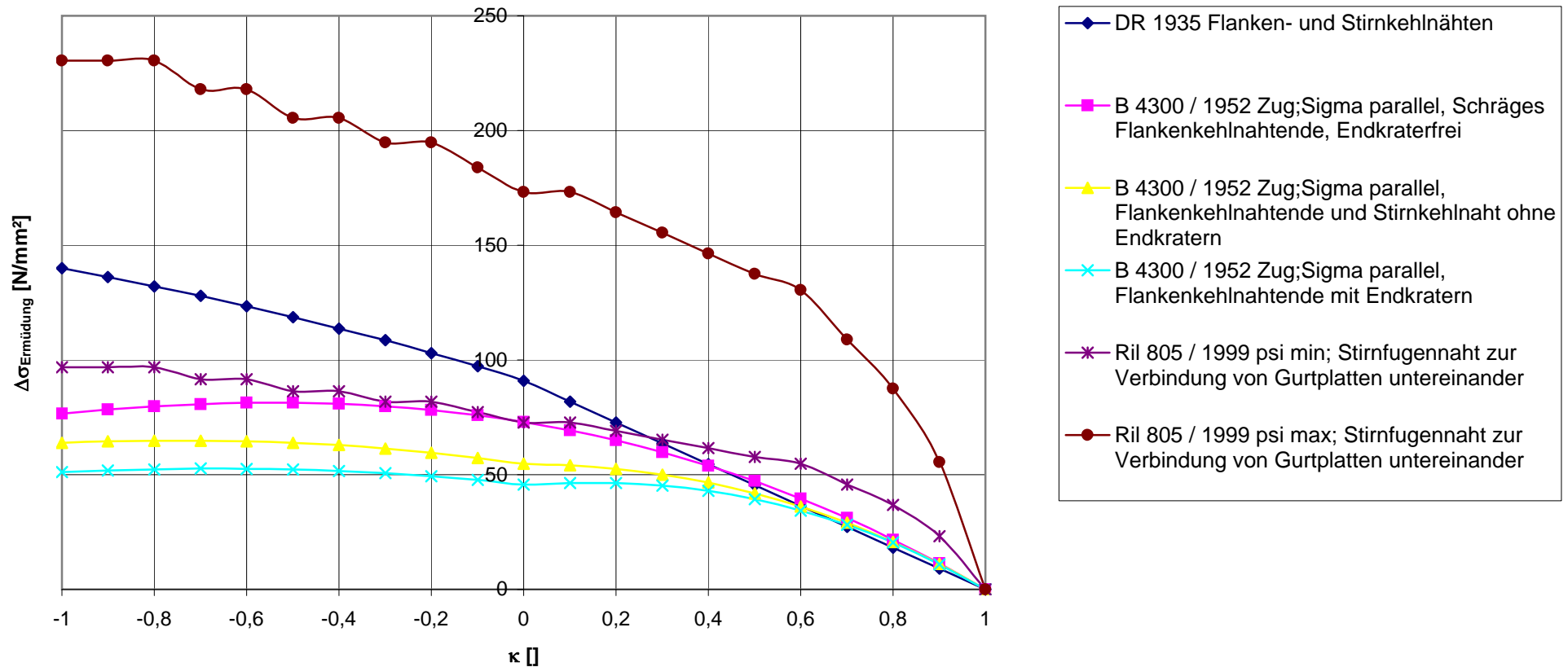
Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich überlappenden Bauteilen, Grundmaterial



Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich überlappenden Bauteilen, Schweißnaht

(Schweißnaht unter Normalspannungsbeanspruchung, Schubbeanspruchung siehe folgendes Diagramm)

St 37

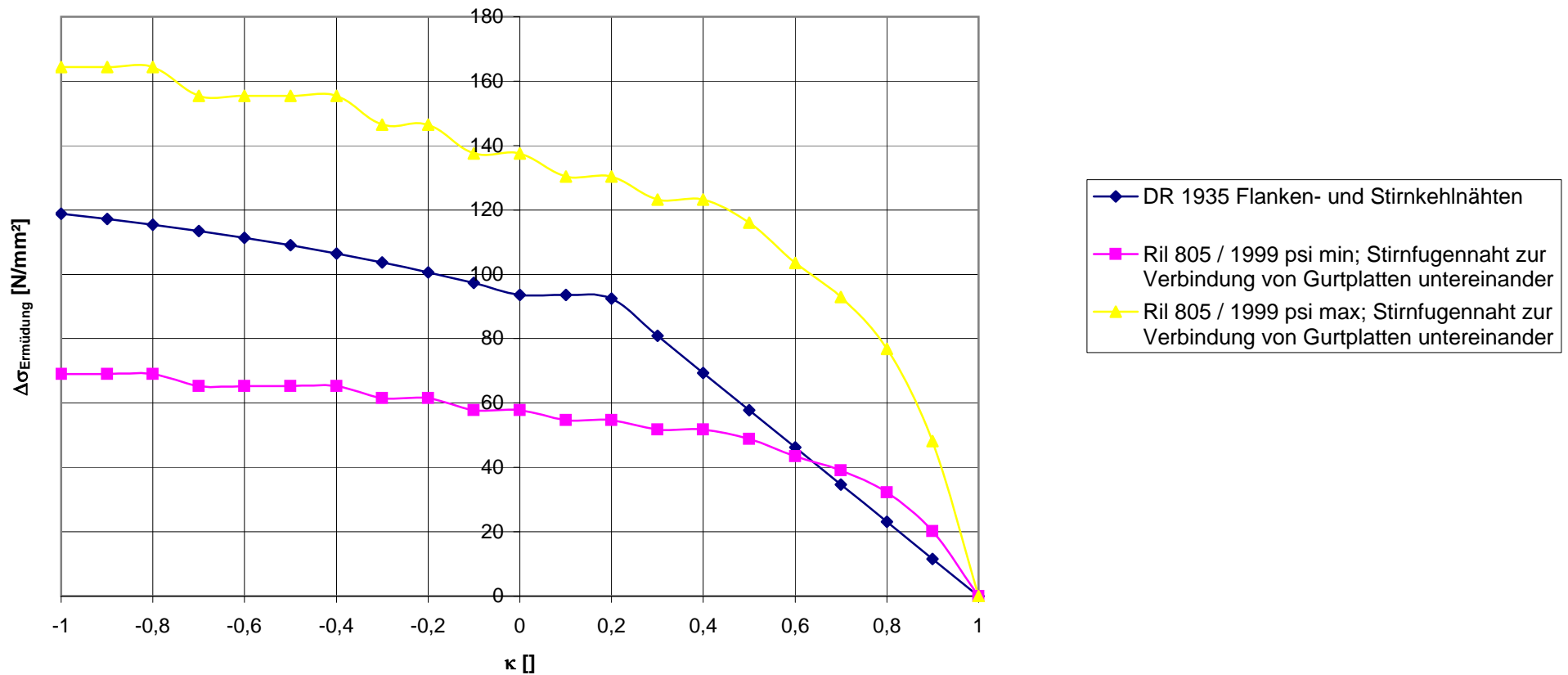


min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite einer Verbindung von sich überlappenden Bauteilen, Schweißnaht

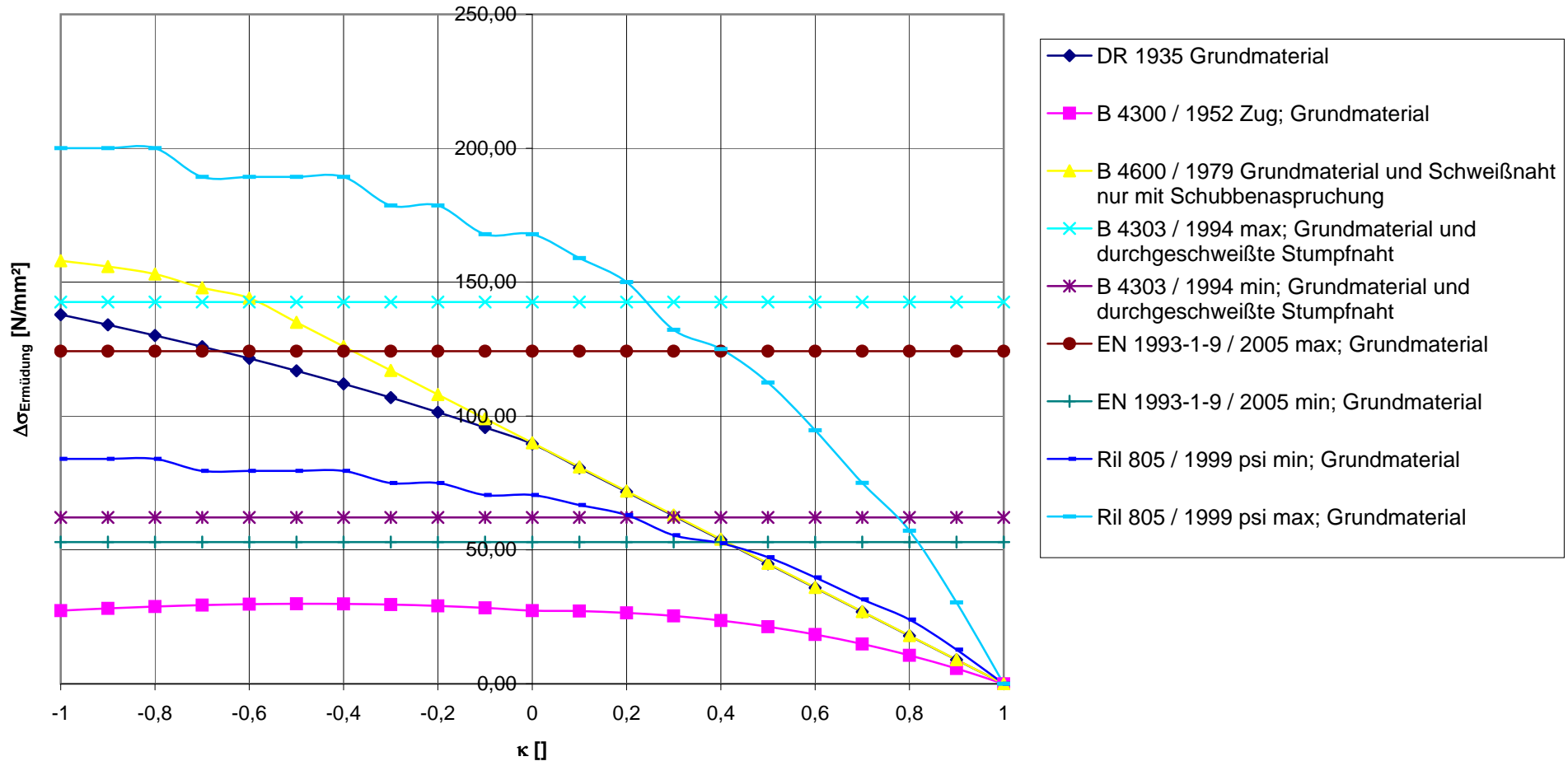
(Schweißnaht unter Normalspannungsbeanspruchung, Schubbeanspruchung siehe folgendes Diagramm)

St 52



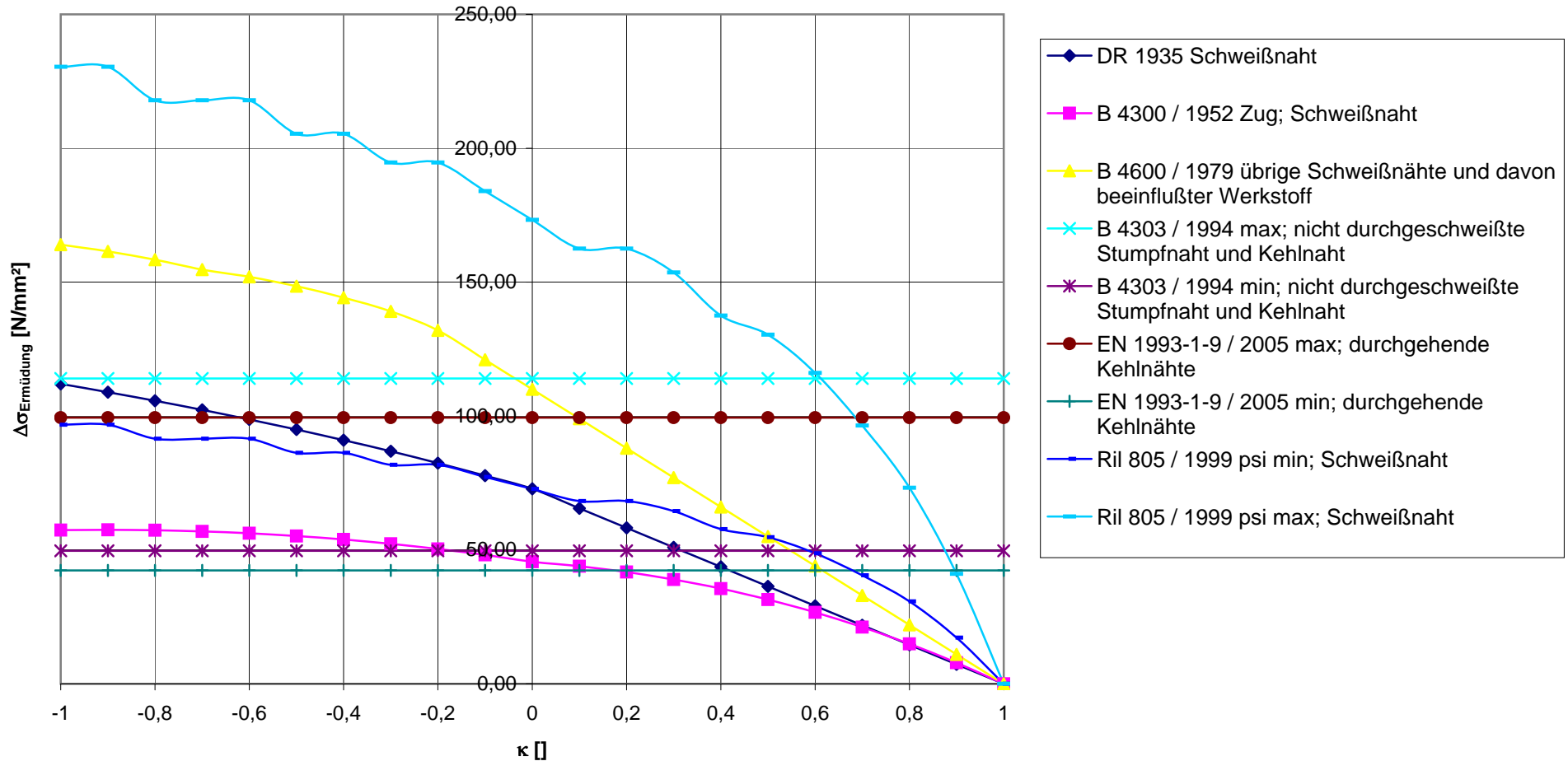
min und max Werte entstehen durch unterschiedliche Kerbfälle abhängig von den Bauteilabmessungen und bei B 4303 / 1994, EN 1993-1-9 / 2005 und Ril 805/1999 durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ (ψ), der von der Stützweite abhängig ist und bei EN zusätzlich durch die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite bei Schubbeanspruchung, Grundmaterial St 37



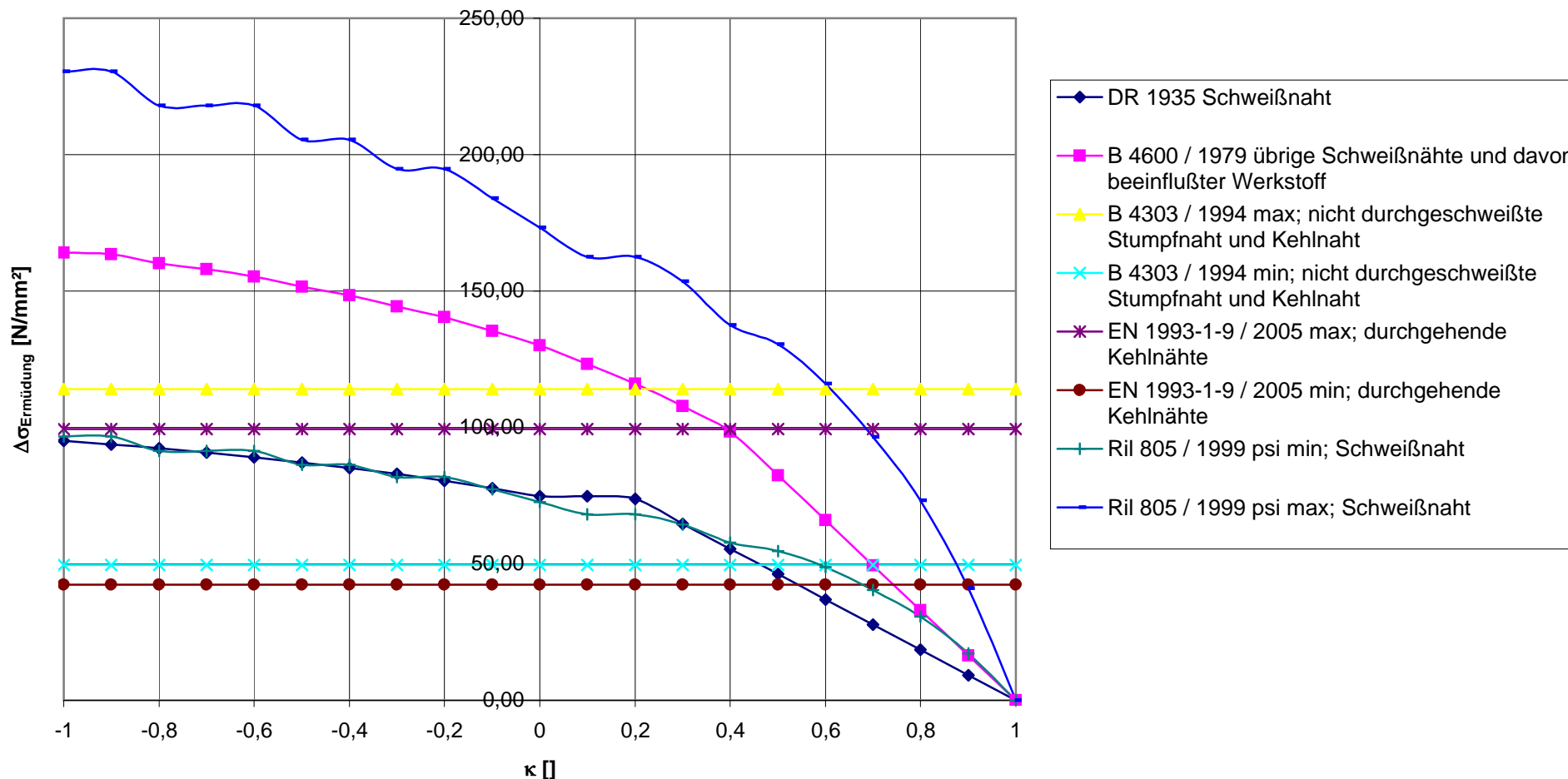
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite bei Schubbeanspruchung, Schweißnaht St 37



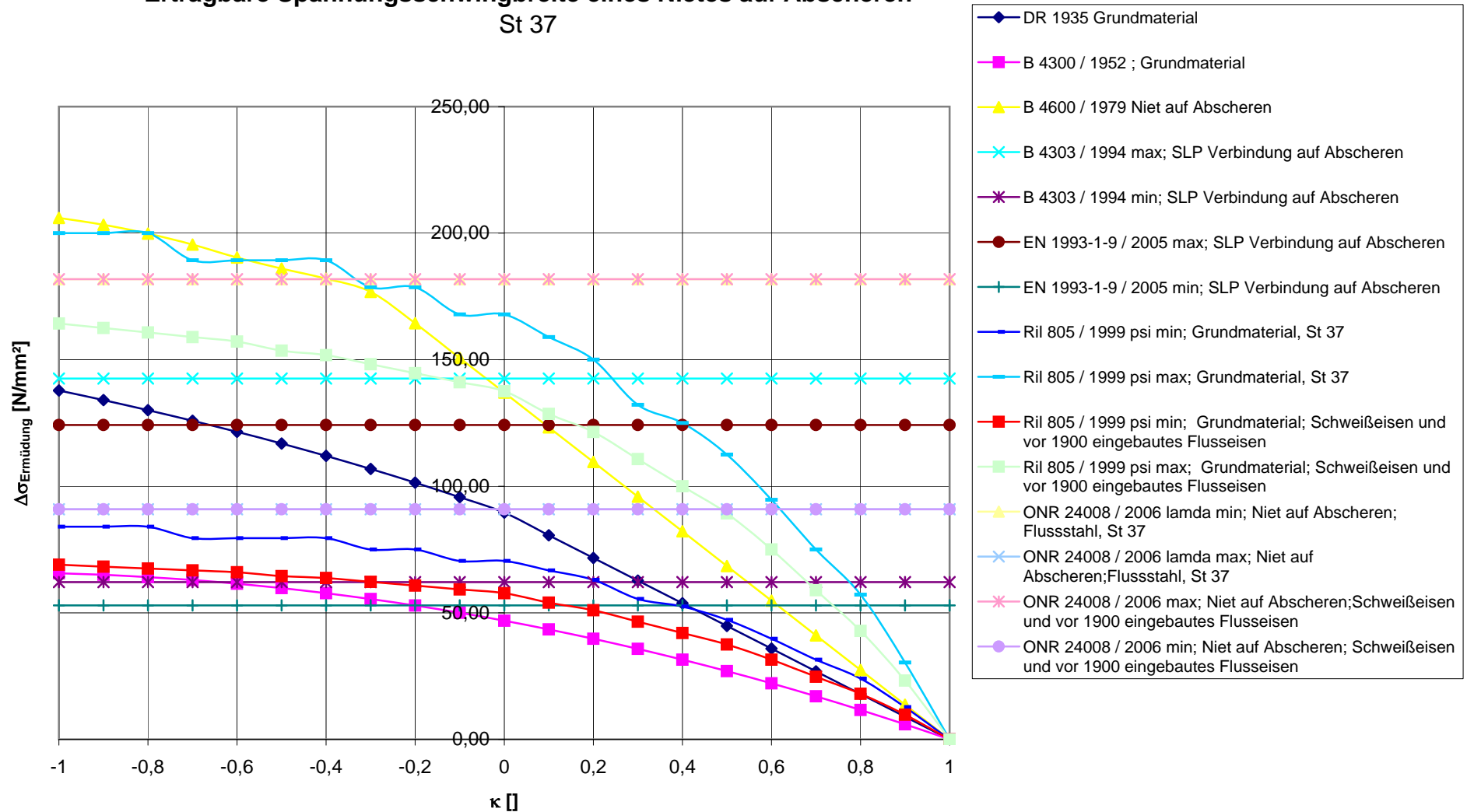
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite bei Schubbeanspruchung, Schweißnaht St 52



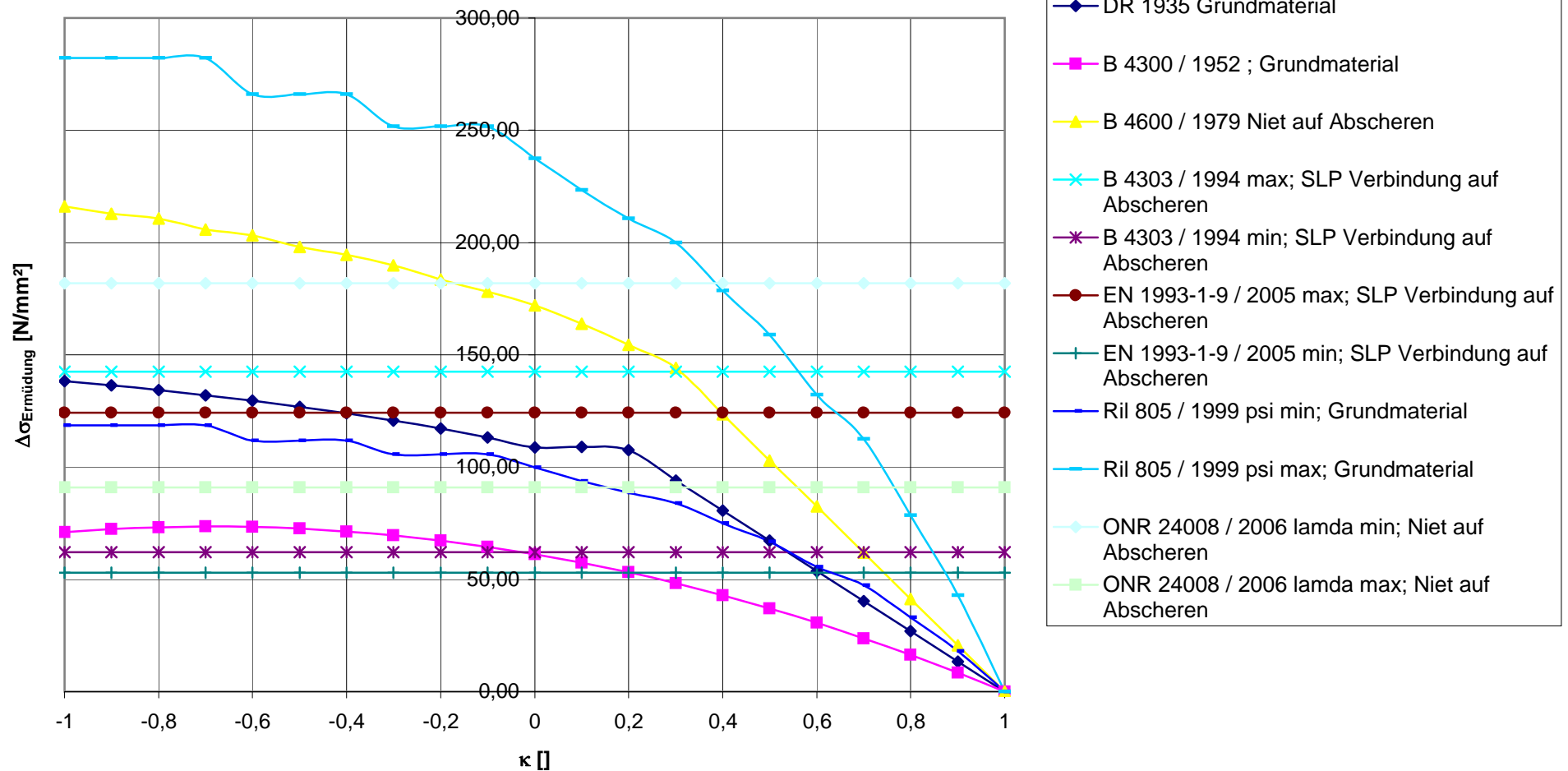
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite eines Nietes auf Abscheren St 37



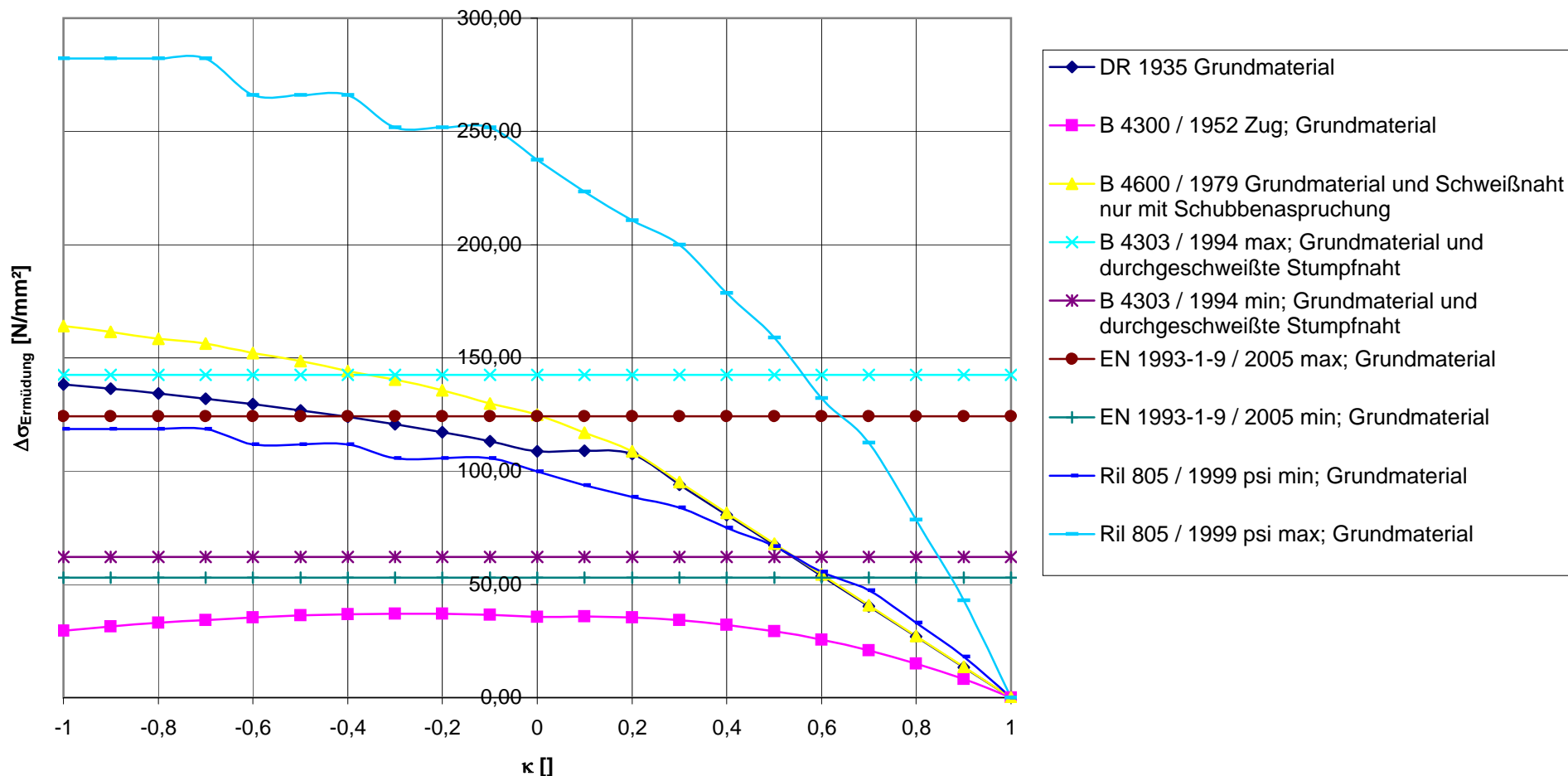
min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

Ertragbare Spannungsschwingbreite eines Nietes auf Abscheren St 52



min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

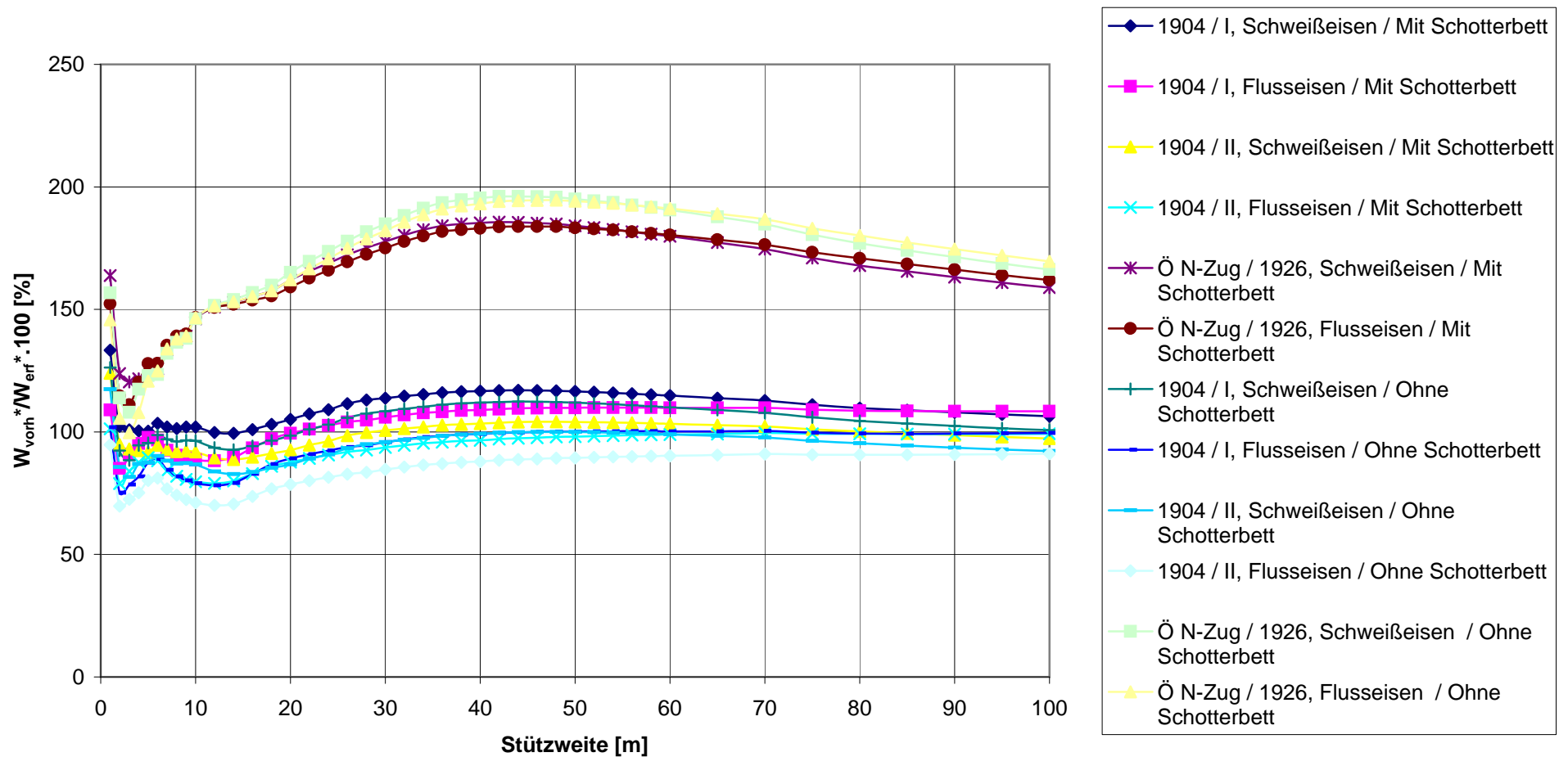
Ertragbare Spannungsschwingbreite bei Schubbeanspruchung, Grundmaterial St 52



min und max Werte entstehen durch die Einführung des Anpassungsbeiwertes λ , der von der Stützweite abhängig ist, und die Sicherheitsbeiwerte.

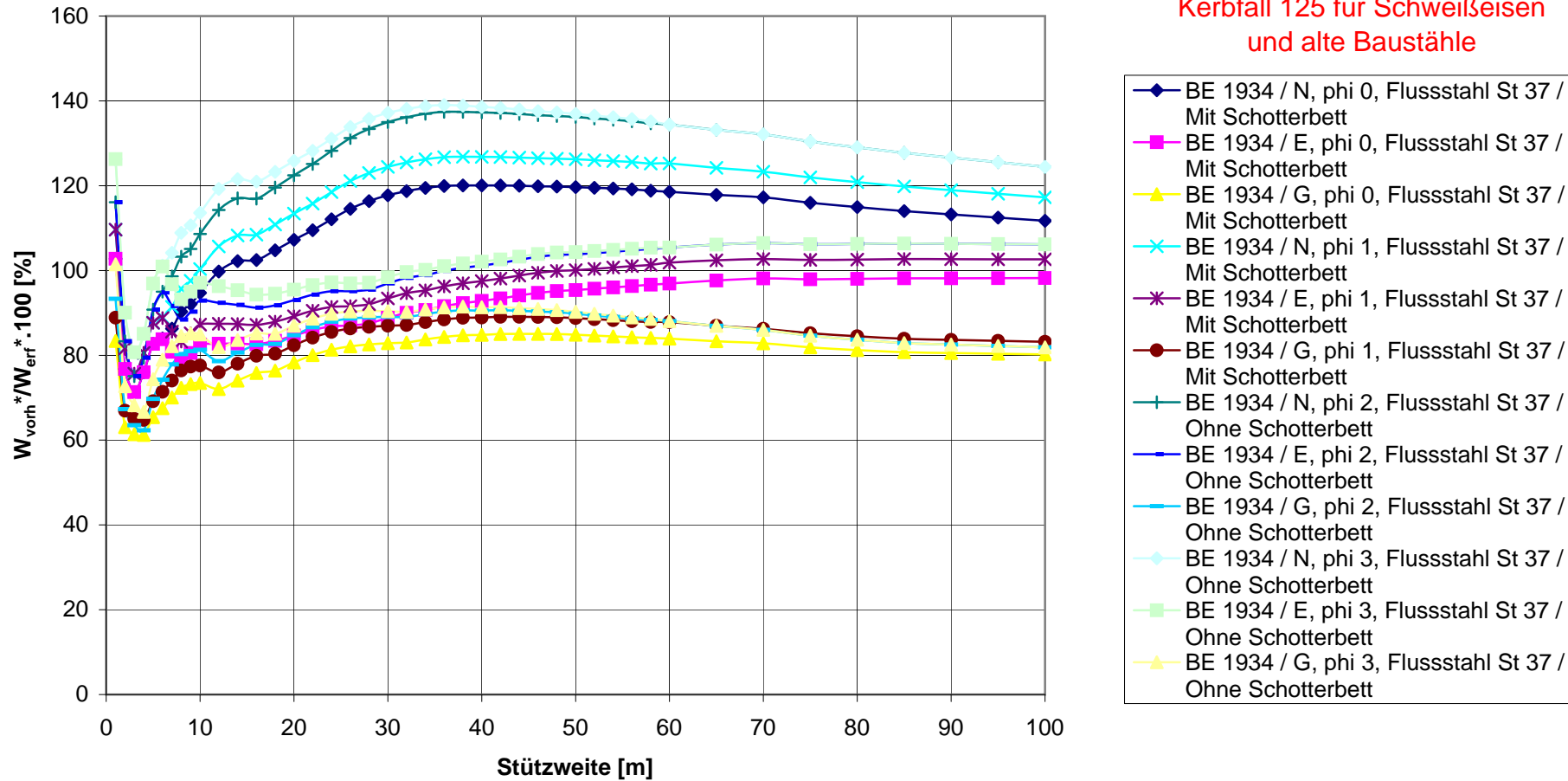
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (FLS alpha=1), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2

Hauptträger
Grundmaterial
Kerbfall 125 für Schweißbeisen
und alte Baustähle



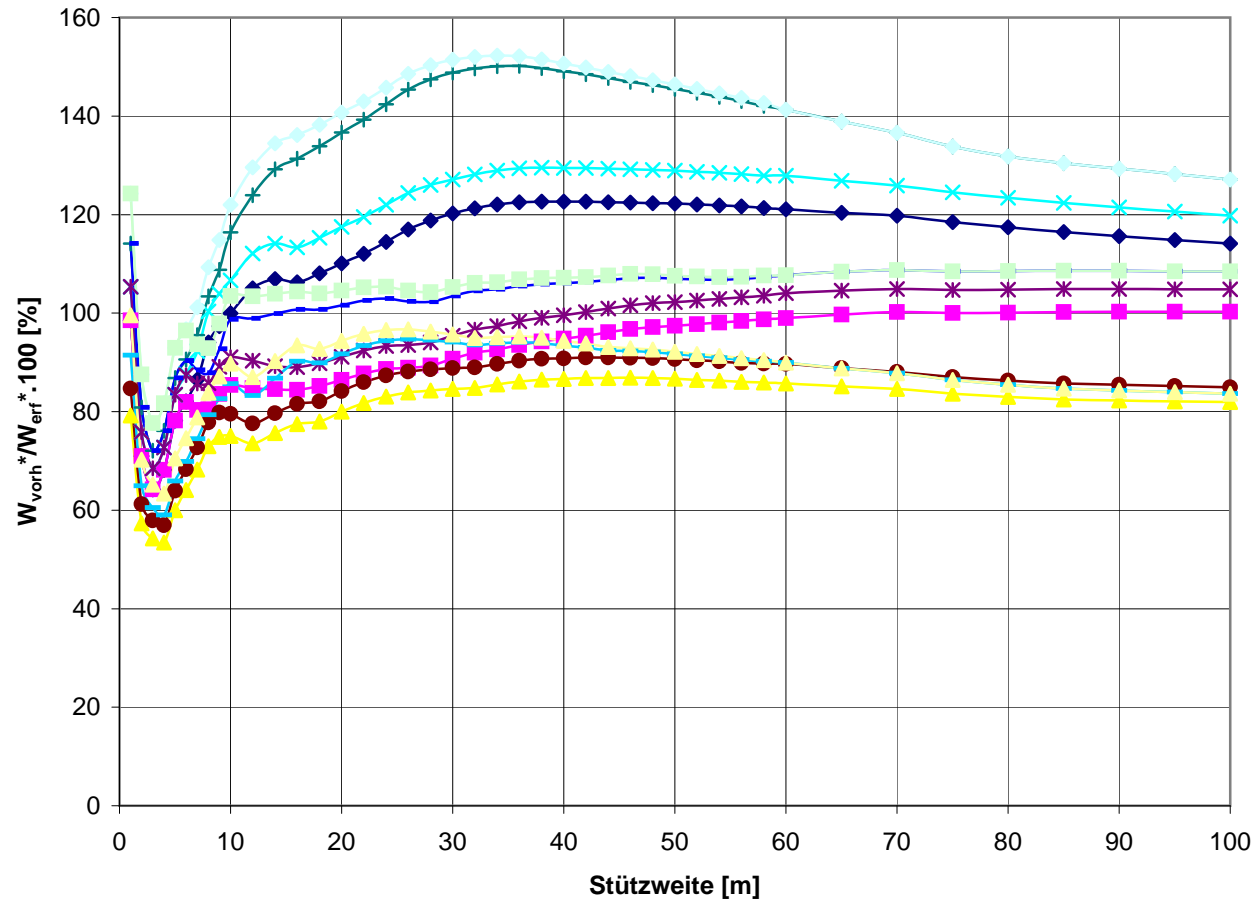
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (FLS alpha=1), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2

Hauptträger
Grundmaterial
Kerbfall 125 für Schweißseisen
und alte Baustähle



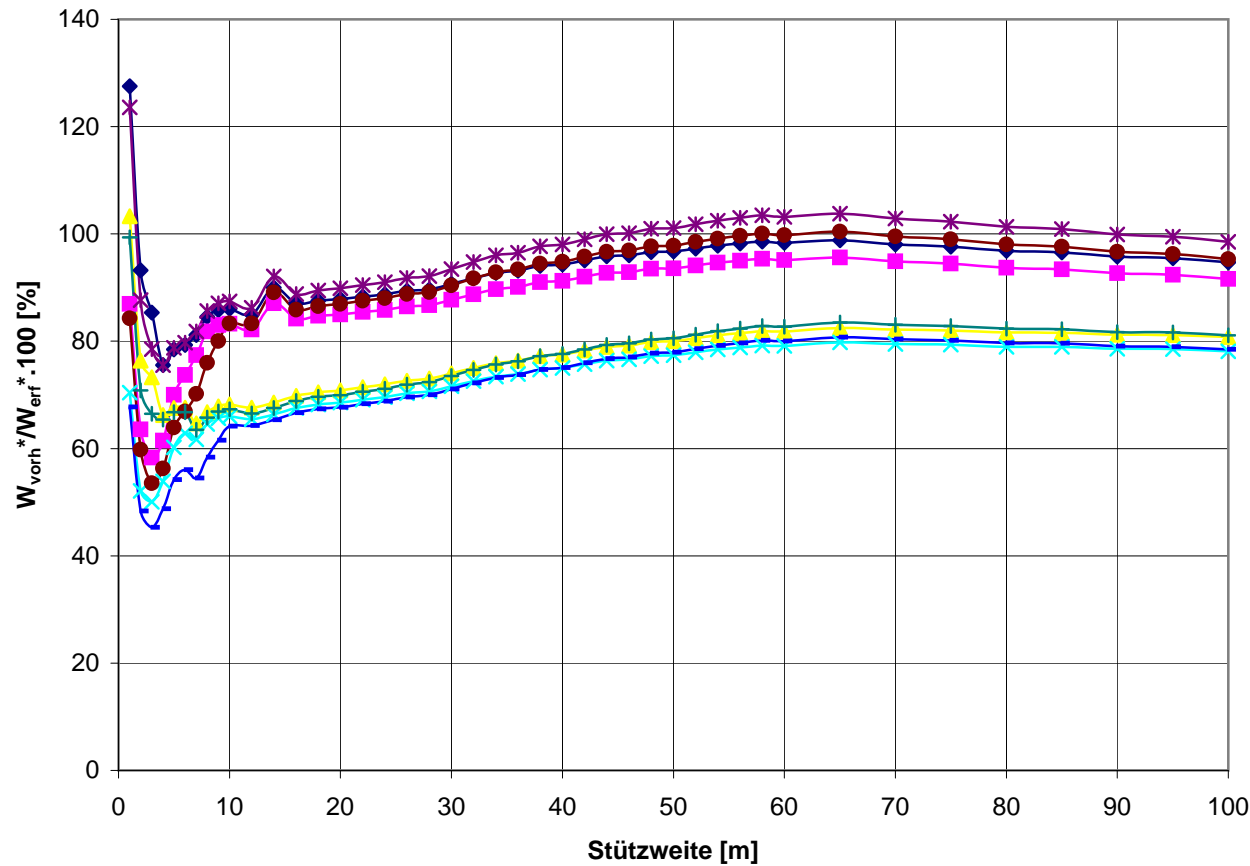
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (FLS $\alpha=1$), ϕ 2
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2

Hauptträger
 Grundmaterial
 Kerbfall 160 für neue Baustähle



- ◆ BE 1934 / N, ϕ 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, ϕ 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, ϕ 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, ϕ 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, ϕ 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, ϕ 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, ϕ 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, ϕ 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, ϕ 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ◇ BE 1934 / N, ϕ 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, ϕ 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, ϕ 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett

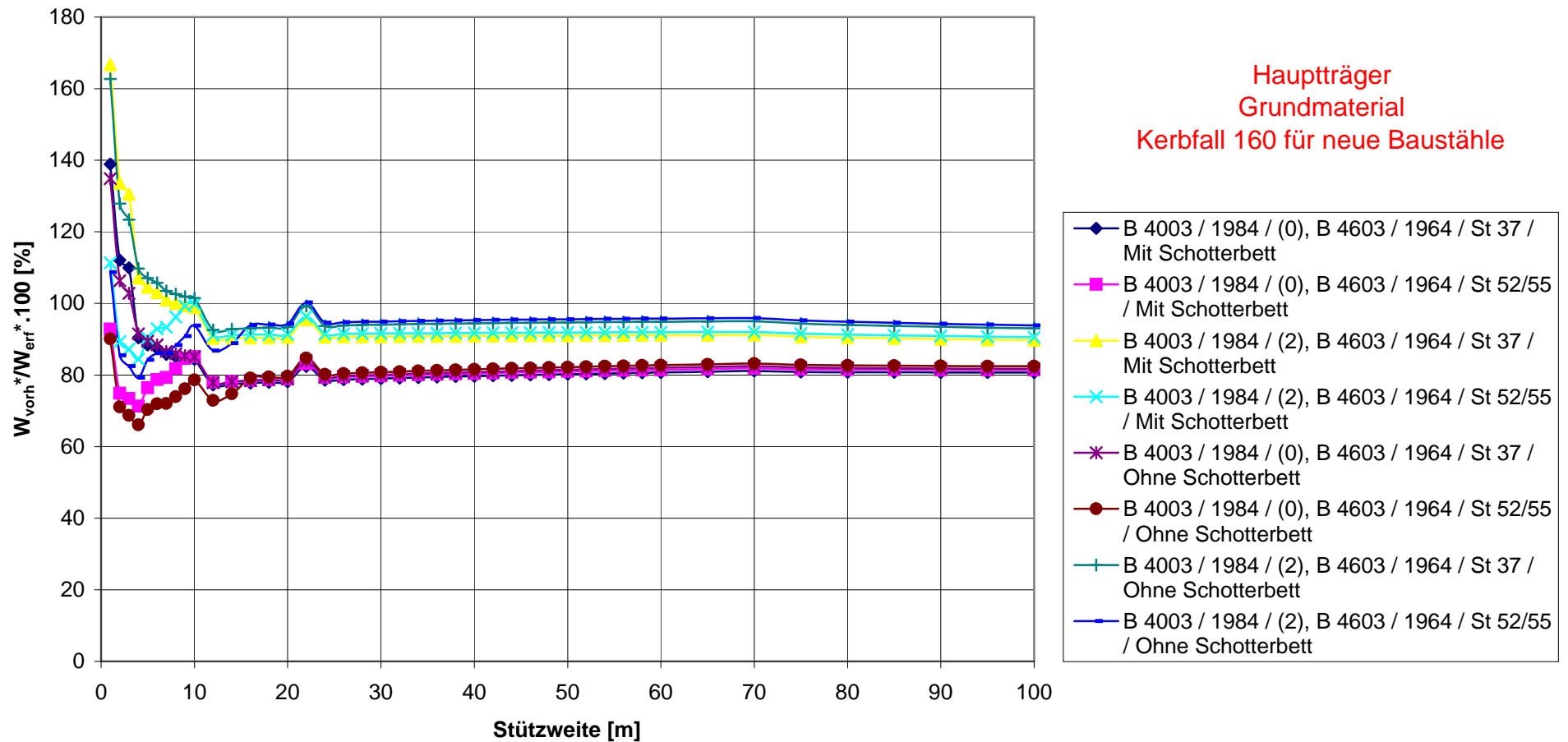
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (FLS alpha=1), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2



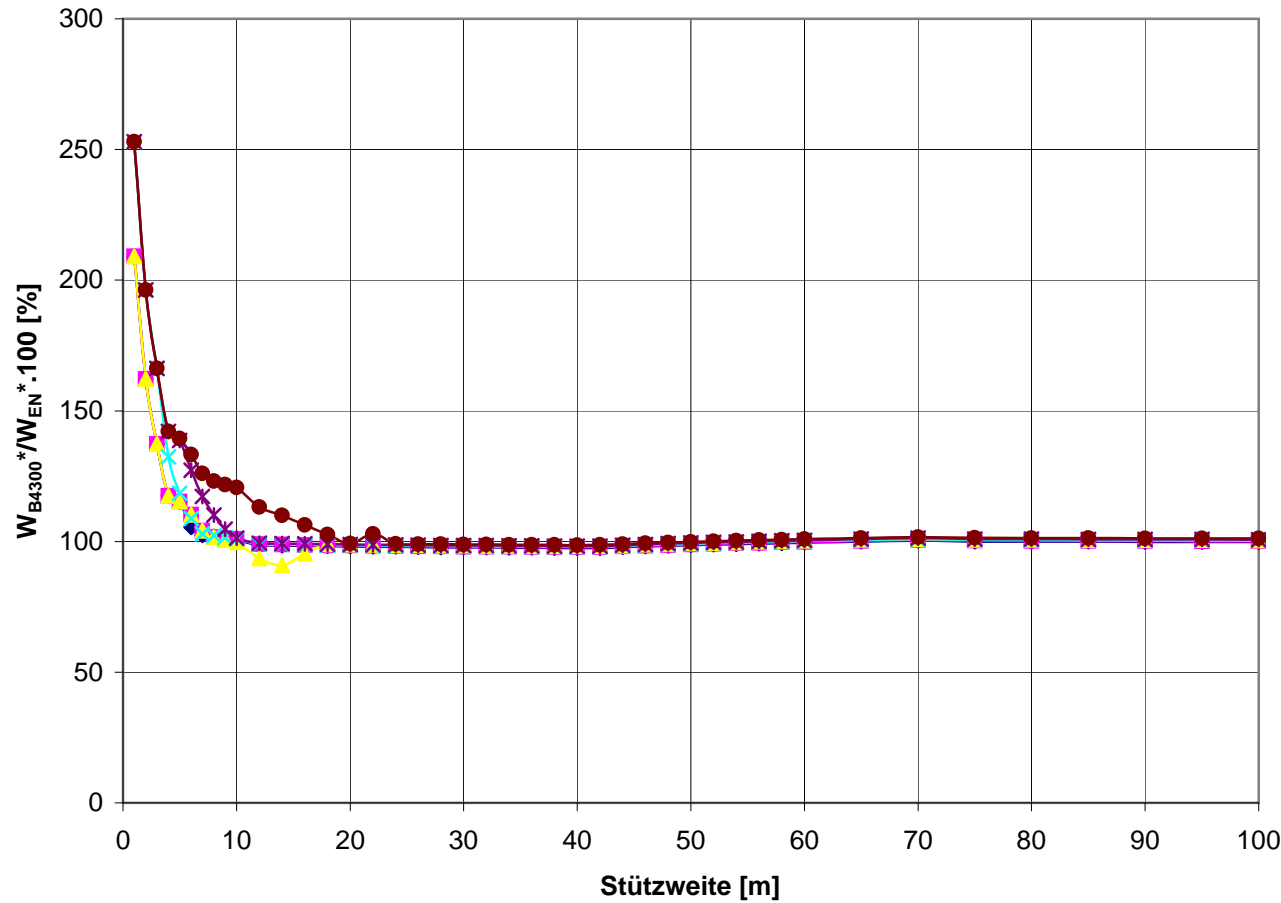
Hauptträger
 Grundmaterial
 Kerbfall 160 für neue Baustähle

- ◆ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- ✦ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ✱ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett
- ⊕ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (FLS alpha=1), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2



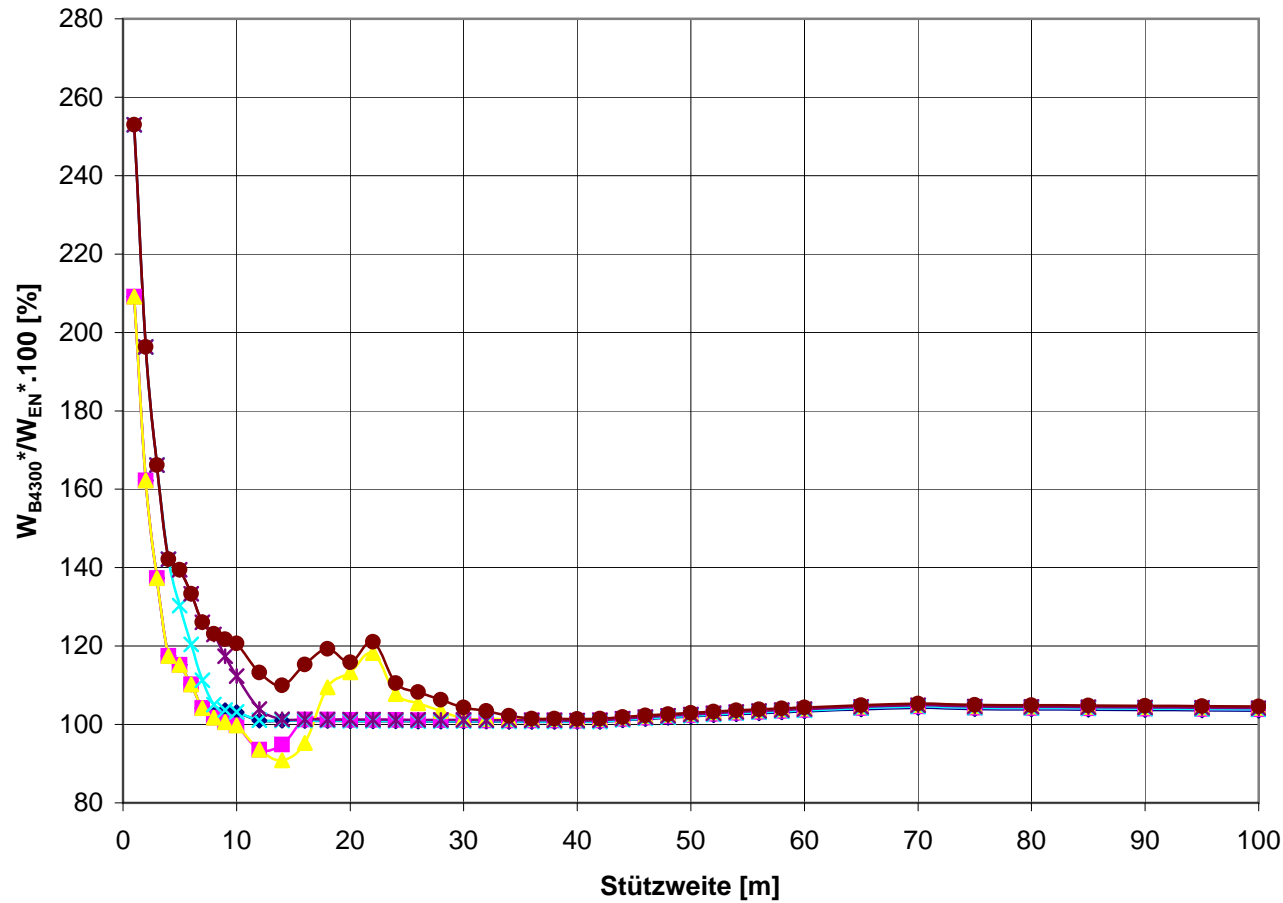
**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2**



Hauptträger
Grundmaterial
Kerbfall 160 für neue Baustähle

- ◆ B 4003 / 1994 / (0), B 4300 / 1994 / St 360 / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1994 / (0), B 4300 / 1994 / St 430 / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1994 / (0), B 4300 / 1994 / St 510 / Mit Schotterbett
- ✕ B 4003 / 1994 / (2), B 4300 / 1994 / St 360 / Mit Schotterbett
- ✱ B 4003 / 1994 / (2), B 4300 / 1994 / St 430 / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1994 / (2), B 4300 / 1994 / St 510 / Mit Schotterbett

**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2**

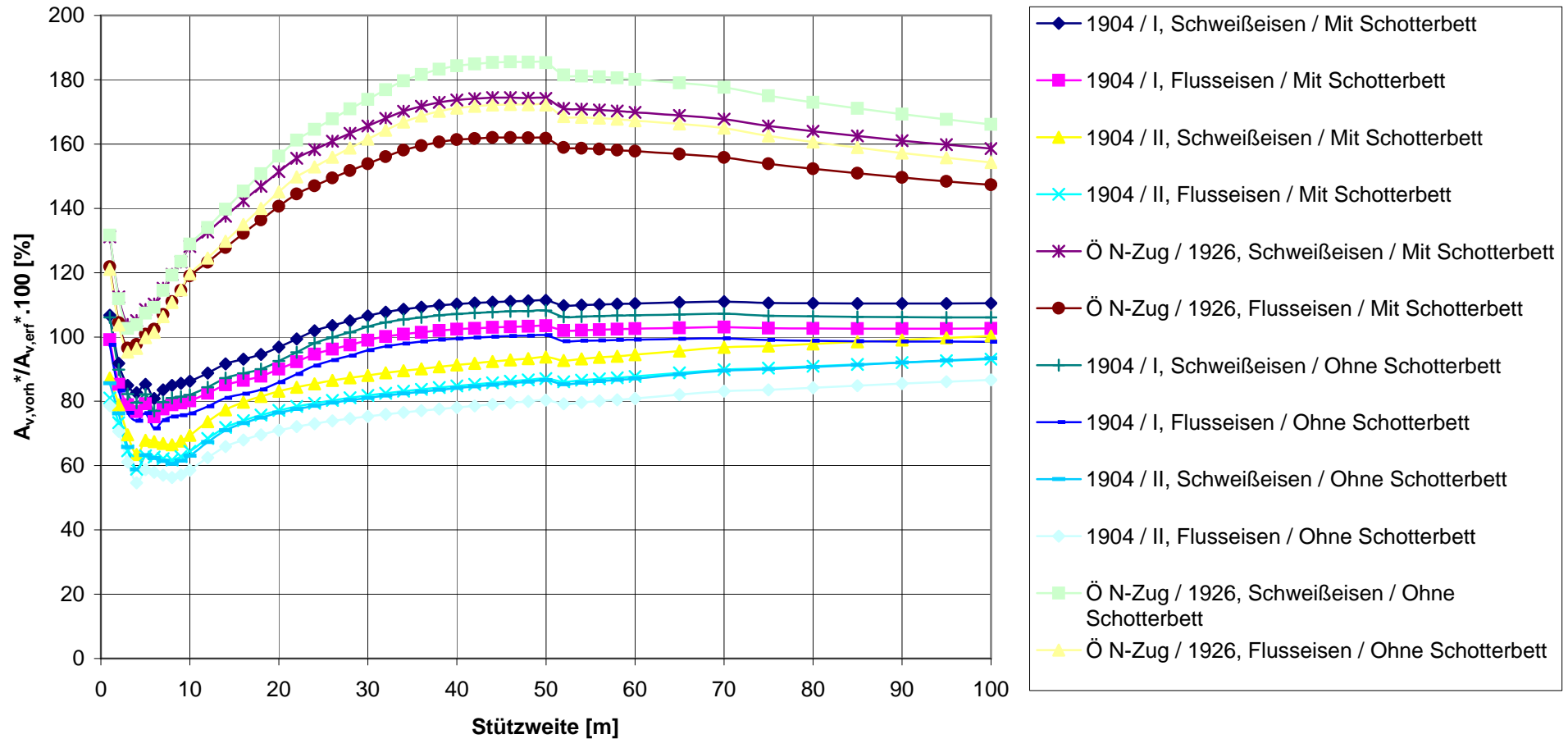


Hauptträger
Grundmaterial
Kerbfall 160 für neue Baustähle

- ◆ B 4003 / 1994 / (0), B 4300 / 1994 / St 360 / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1994 / (0), B 4300 / 1994 / St 430 / Ohne Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1994 / (0), B 4300 / 1994 / St 510 / Ohne Schotterbett
- × B 4003 / 1994 / (2), B 4300 / 1994 / St 360 / Ohne Schotterbett
- * B 4003 / 1994 / (2), B 4300 / 1994 / St 430 / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1994 / (2), B 4300 / 1994 / St 510 / Ohne Schotterbett

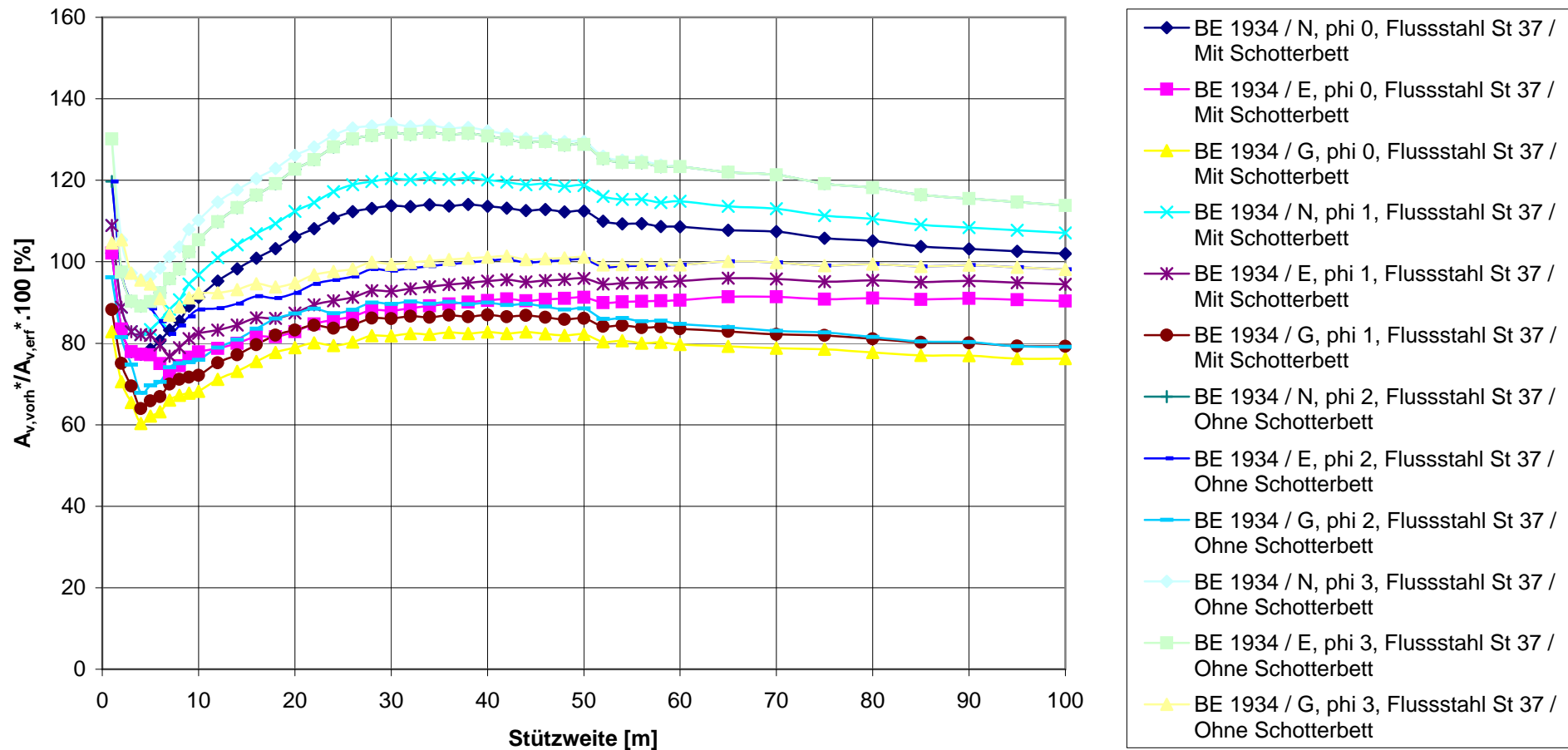
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008

Hauptträger
Grundmaterial unter Schub
Kerbfall 100



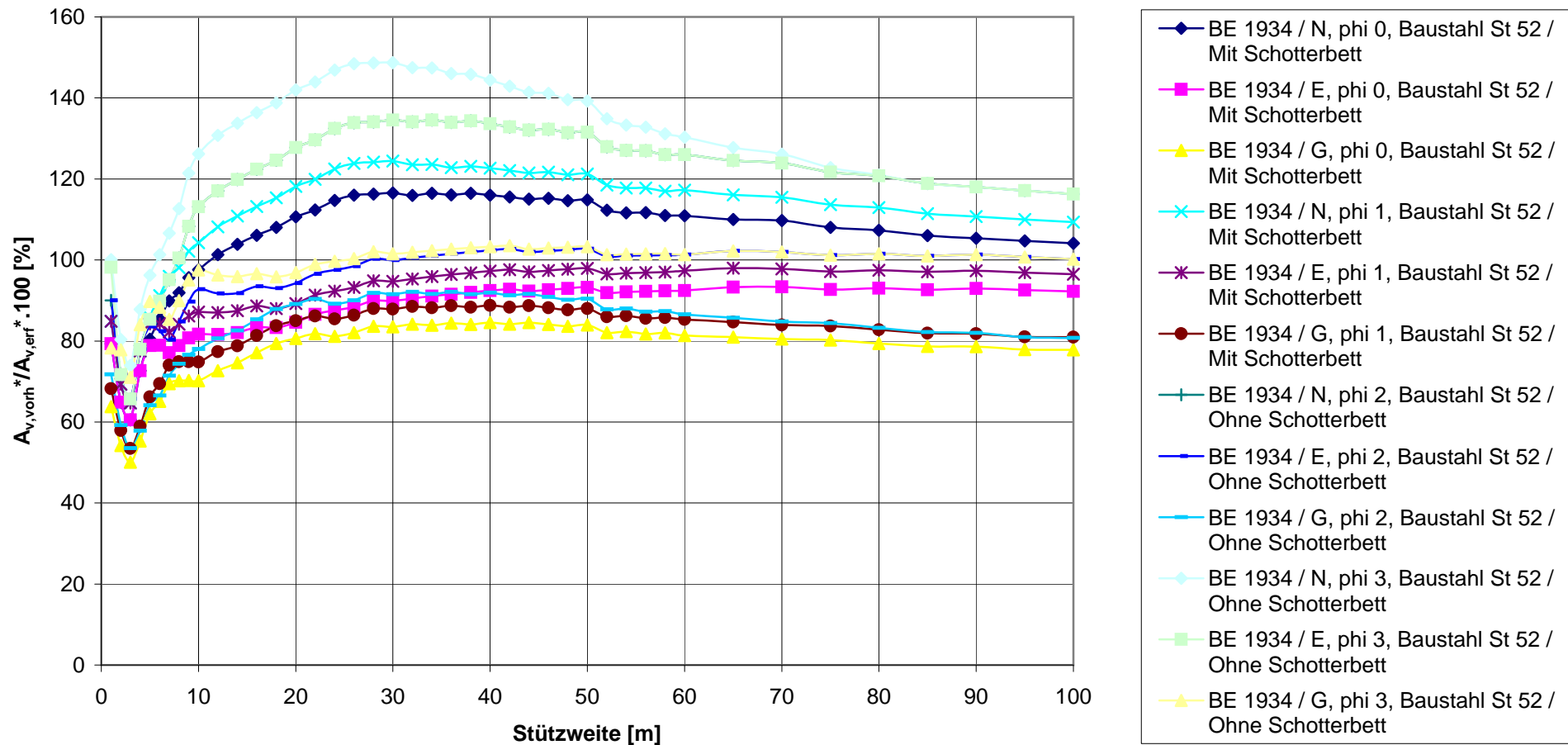
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008

Hauptträger
Grundmaterial unter Schub
Kerbfall 100

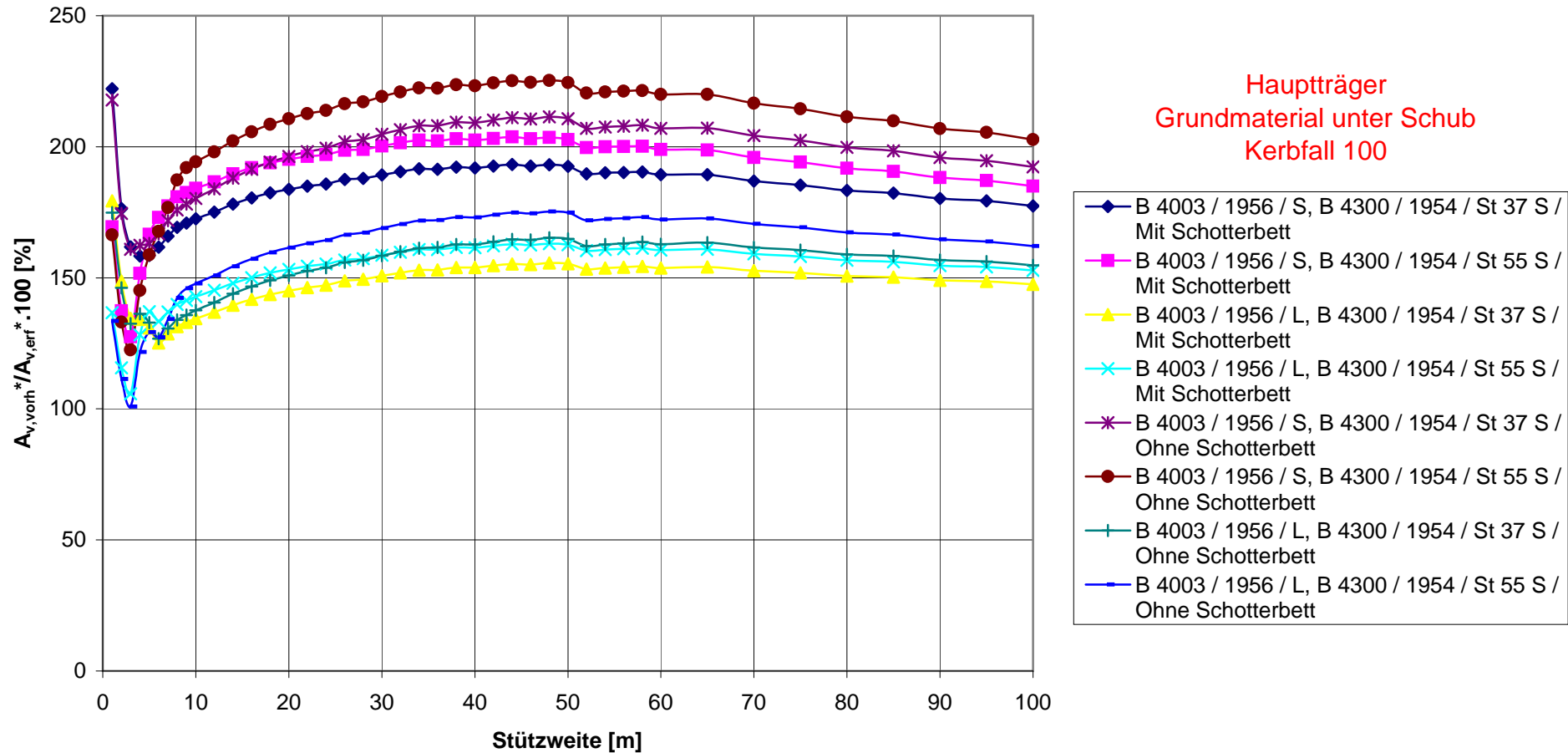


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008

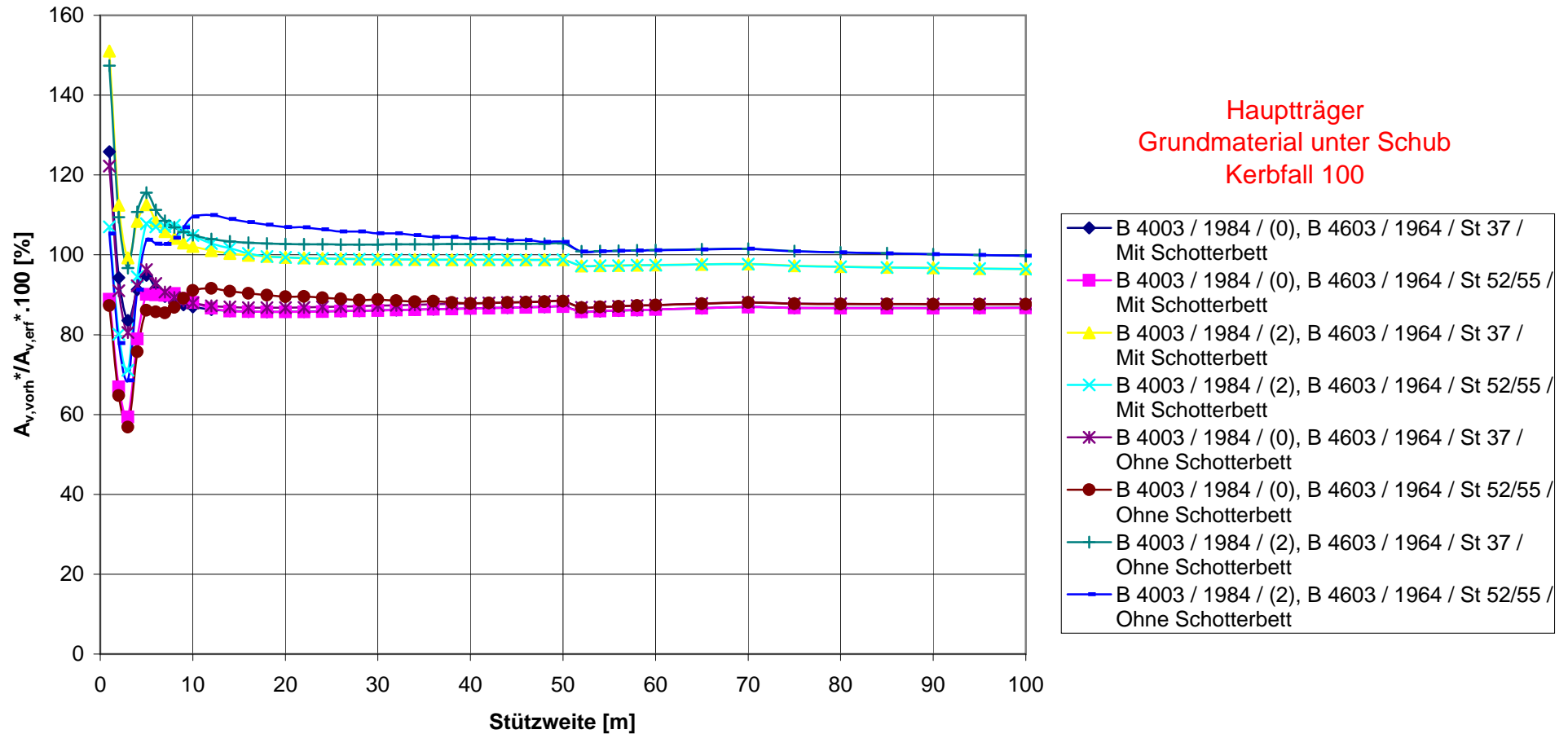
Hauptträger
Grundmaterial unter Schub
Kerbfall 100



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008

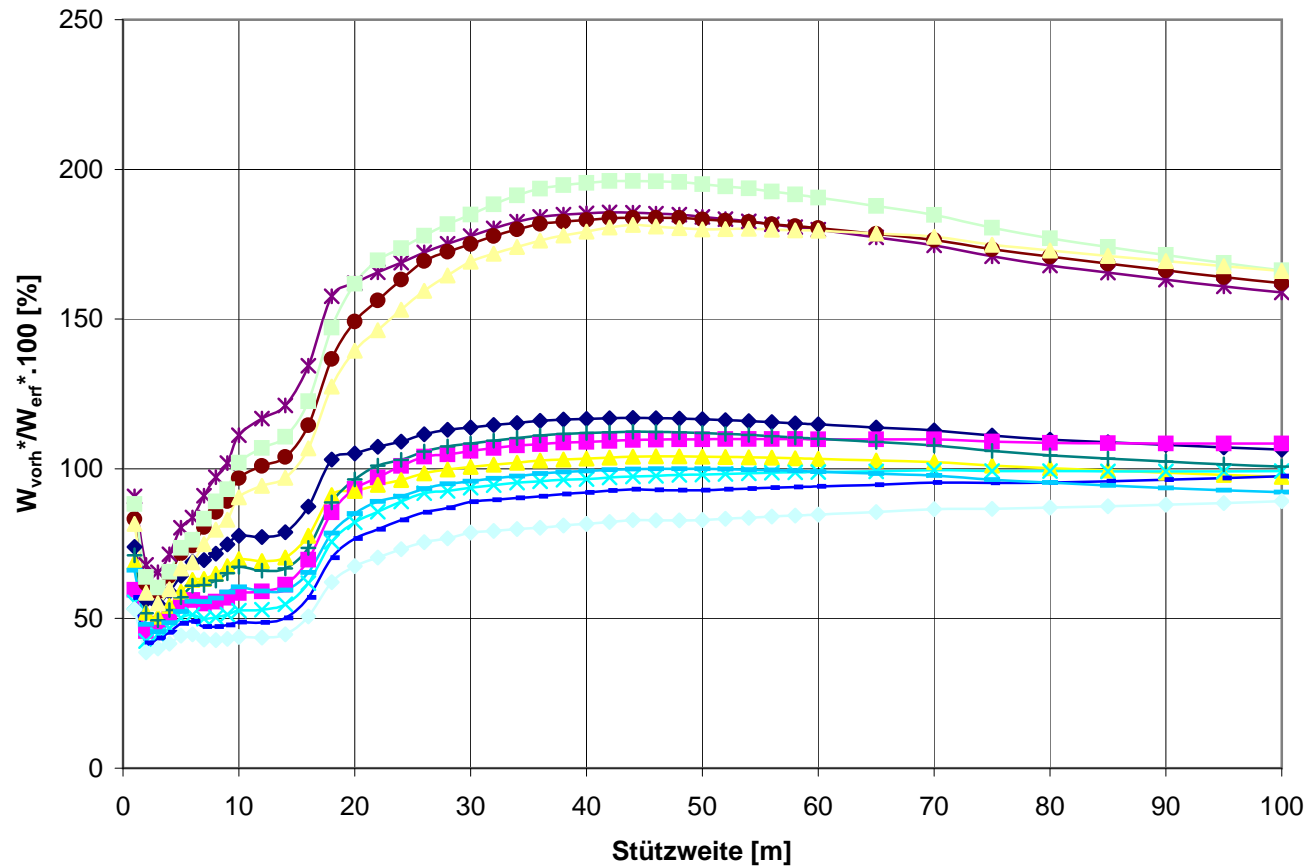


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Querschnittsflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:
 Einseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 Bereich des Anschlusses eines Verbandes an den Zuggurt eines Biegeträgers.
 Bereich der Endverankerung einer Verstärkungslamelle.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

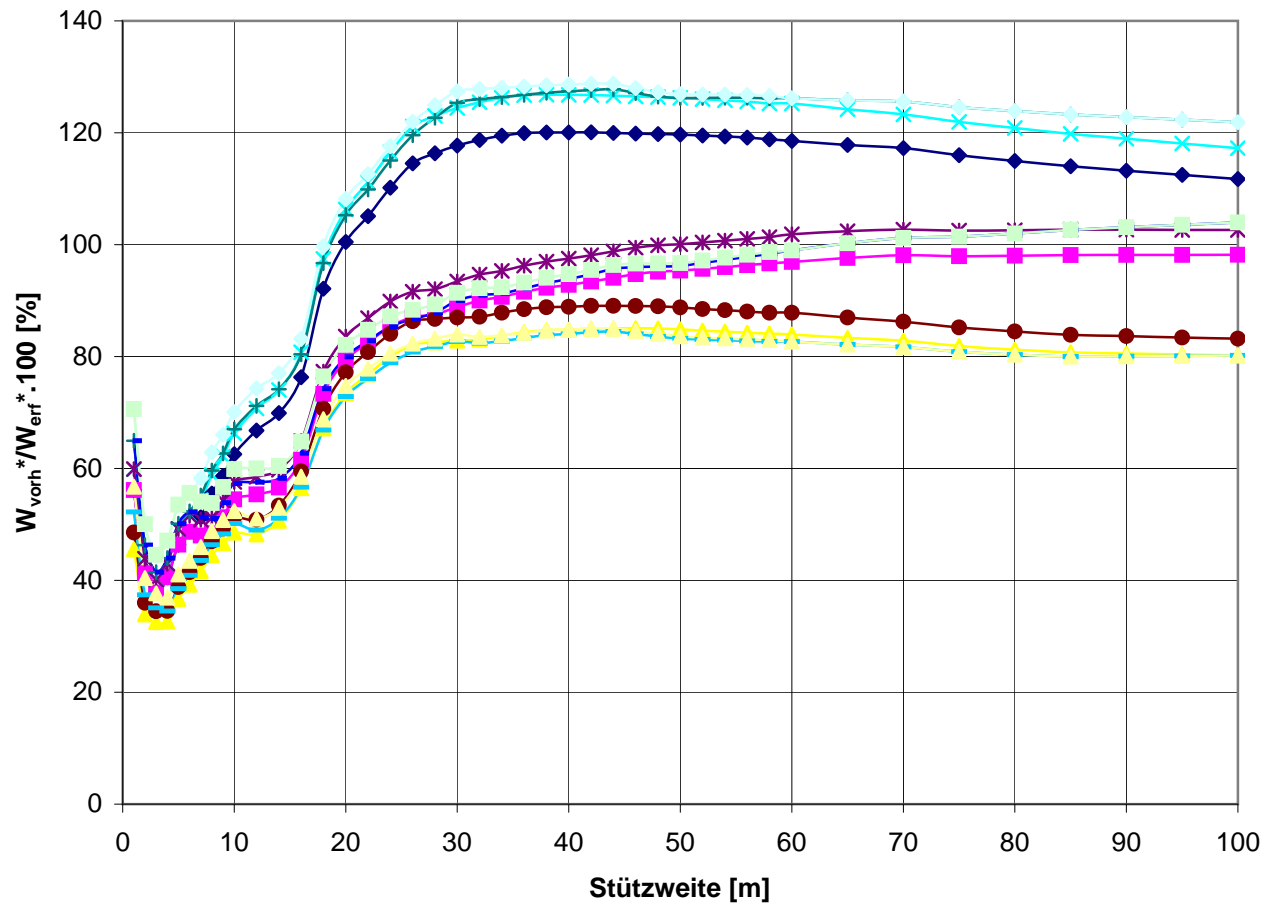


- ◆ 1904 / I, Schweißseisen / Mit Schotterbett
- 1904 / I, Flusseisen / Mit Schotterbett
- ▲ 1904 / II, Schweißseisen / Mit Schotterbett
- × 1904 / II, Flusseisen / Mit Schotterbett
- * Ö N-Zug / 1926, Schweißseisen / Mit Schotterbett
- Ö N-Zug / 1926, Flusseisen / Mit Schotterbett
- + 1904 / I, Schweißseisen / Ohne Schotterbett
- 1904 / I, Flusseisen / Ohne Schotterbett
- 1904 / II, Schweißseisen / Ohne Schotterbett
- ◆ 1904 / II, Flusseisen / Ohne Schotterbett
- Ö N-Zug / 1926, Schweißseisen / Ohne Schotterbett
- ▲ Ö N-Zug / 1926, Flusseisen / Ohne Schotterbett

**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS**

**Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008**

Hauptträger



Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:

Einseitig überlaschter Stoß von Blechen.
Bereich des Anschlusses eines Verbandes an
den Zuggurt eines Biegeträgers.
Bereich der Endverankerung einer
Verstärkungslamelle.

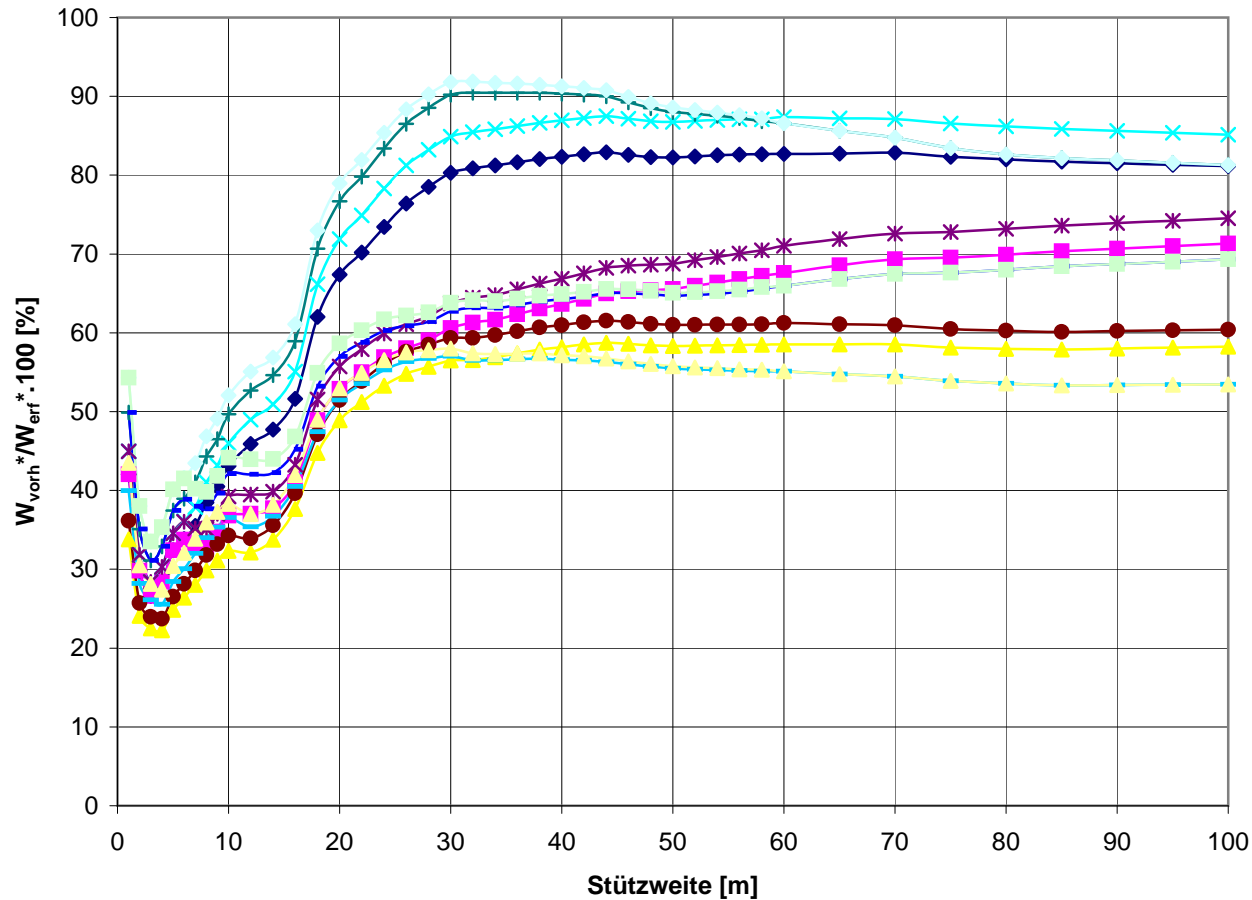
(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel
Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ BE 1934 / N, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ◆ BE 1934 / N, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett

**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS**

**Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008**

Hauptträger



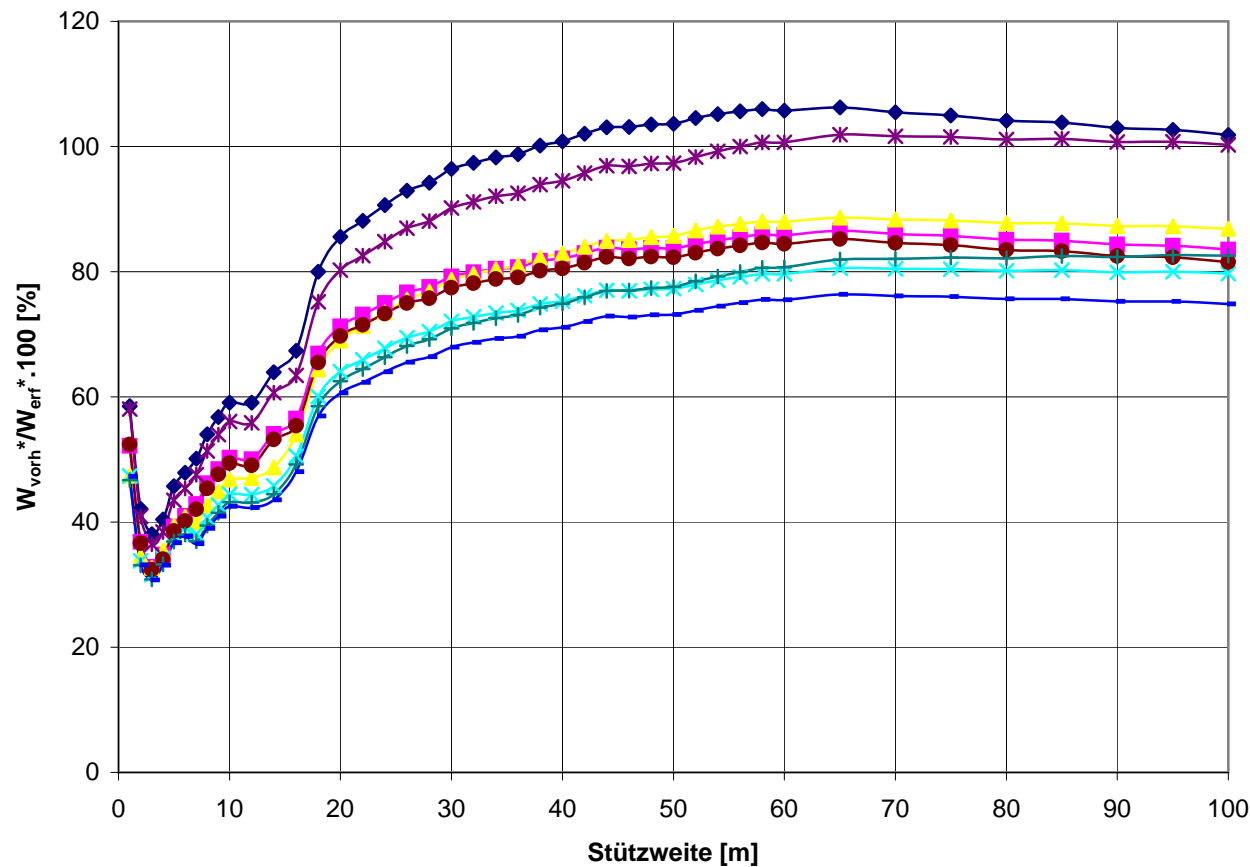
Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:

Einseitig überlaschter Stoß von Blechen.
Bereich des Anschlusses eines Verbandes an
den Zuggurt eines Biegeträgers.
Bereich der Endverankerung einer
Verstärkungslamelle.

(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel
Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ BE 1934 / N, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ◆ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

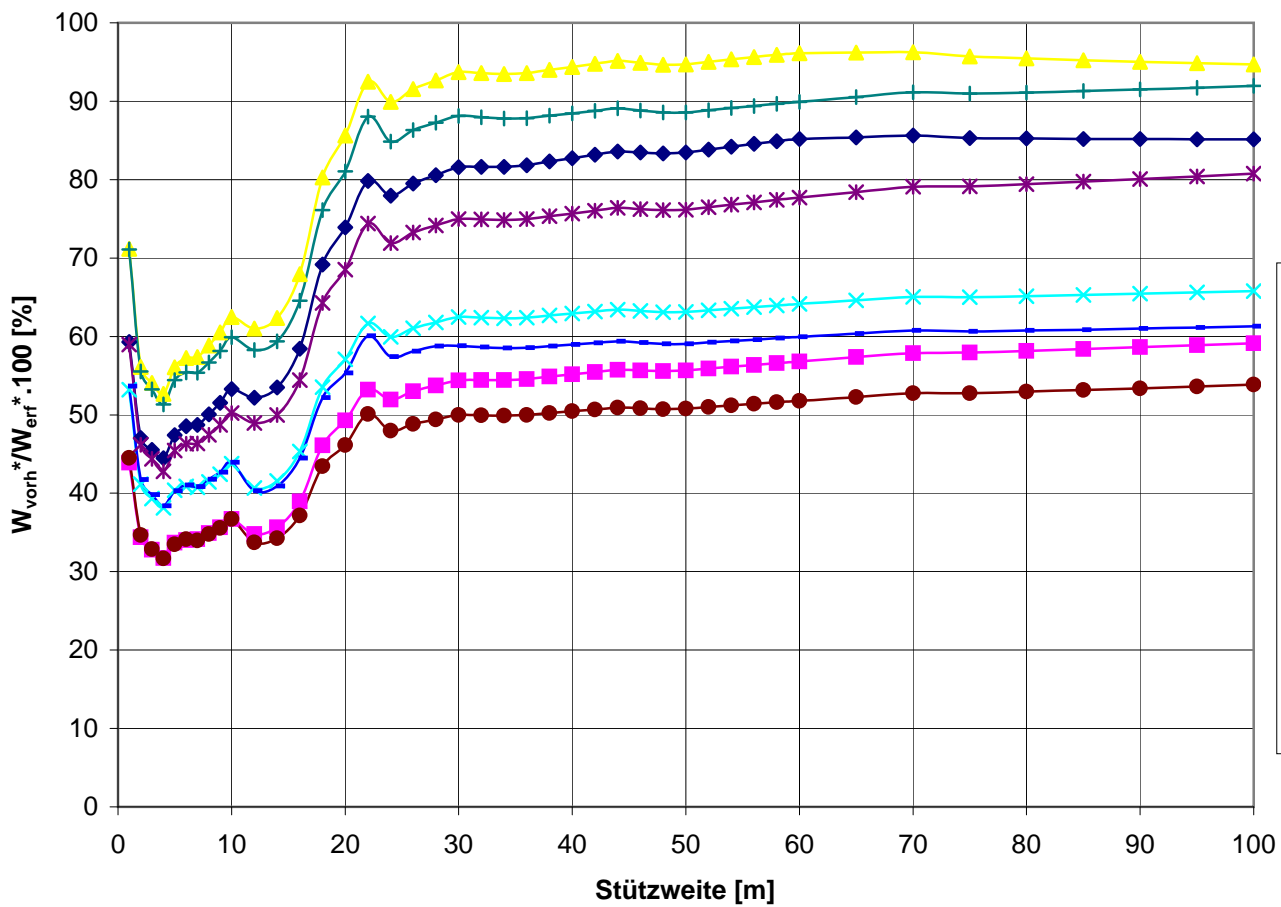


Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:
 Einseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 Bereich des Anschlusses eines Verbandes an den Zuggurt eines Biegeträgers.
 Bereich der Endverankerung einer Verstärkungslamelle.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- ✦ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ✱ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett
- ✦ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ_2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

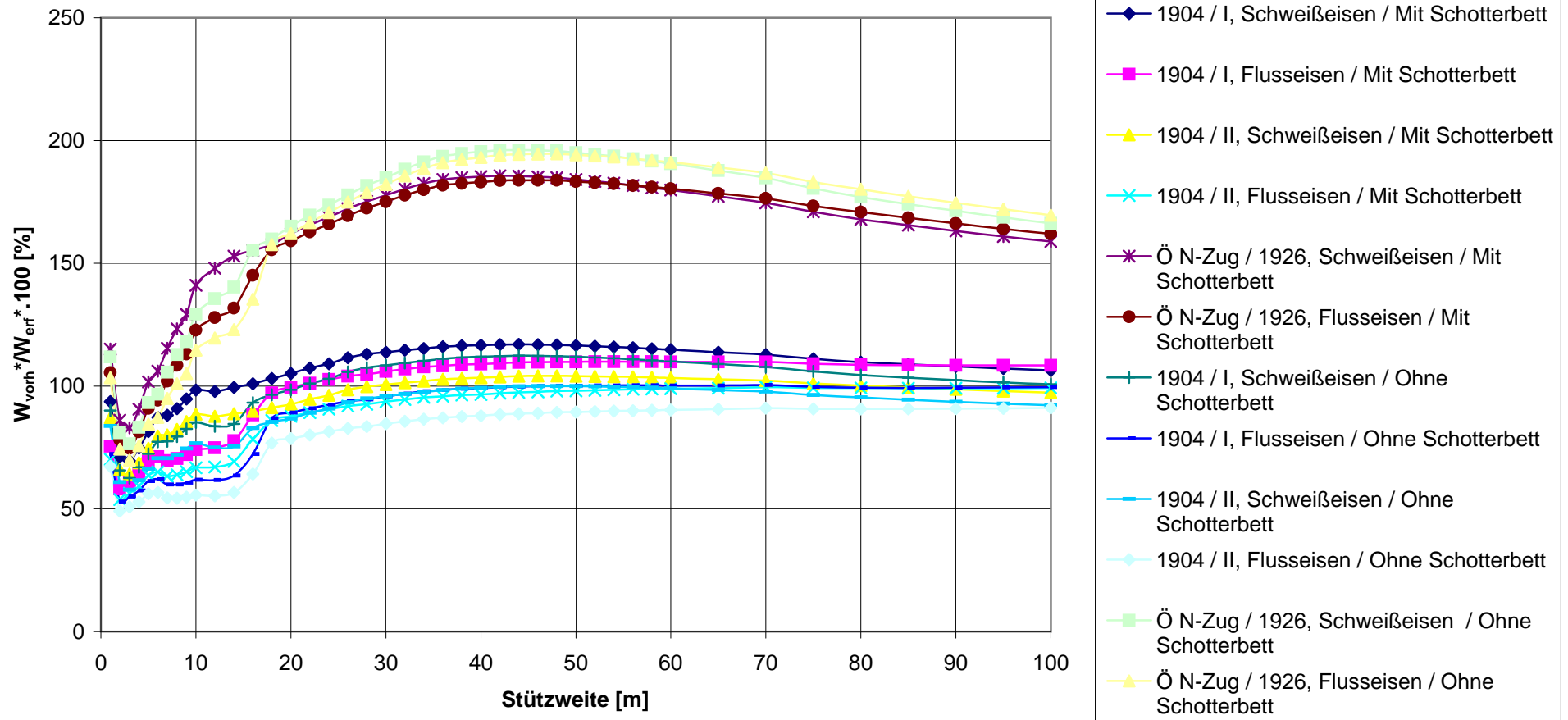
Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:
 Einseitig überlasteter Stoß von Blechen.
 Bereich des Anschlusses eines Verbandes an den Zuggurt eines Biegeträgers.
 Bereich der Endverankerung einer Verstärkungslamelle.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)



- ◆ B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 37 / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 37 / Mit Schotterbett
- ✧ B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Mit Schotterbett
- ✱ B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 37 / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Ohne Schotterbett
- + B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 37 / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

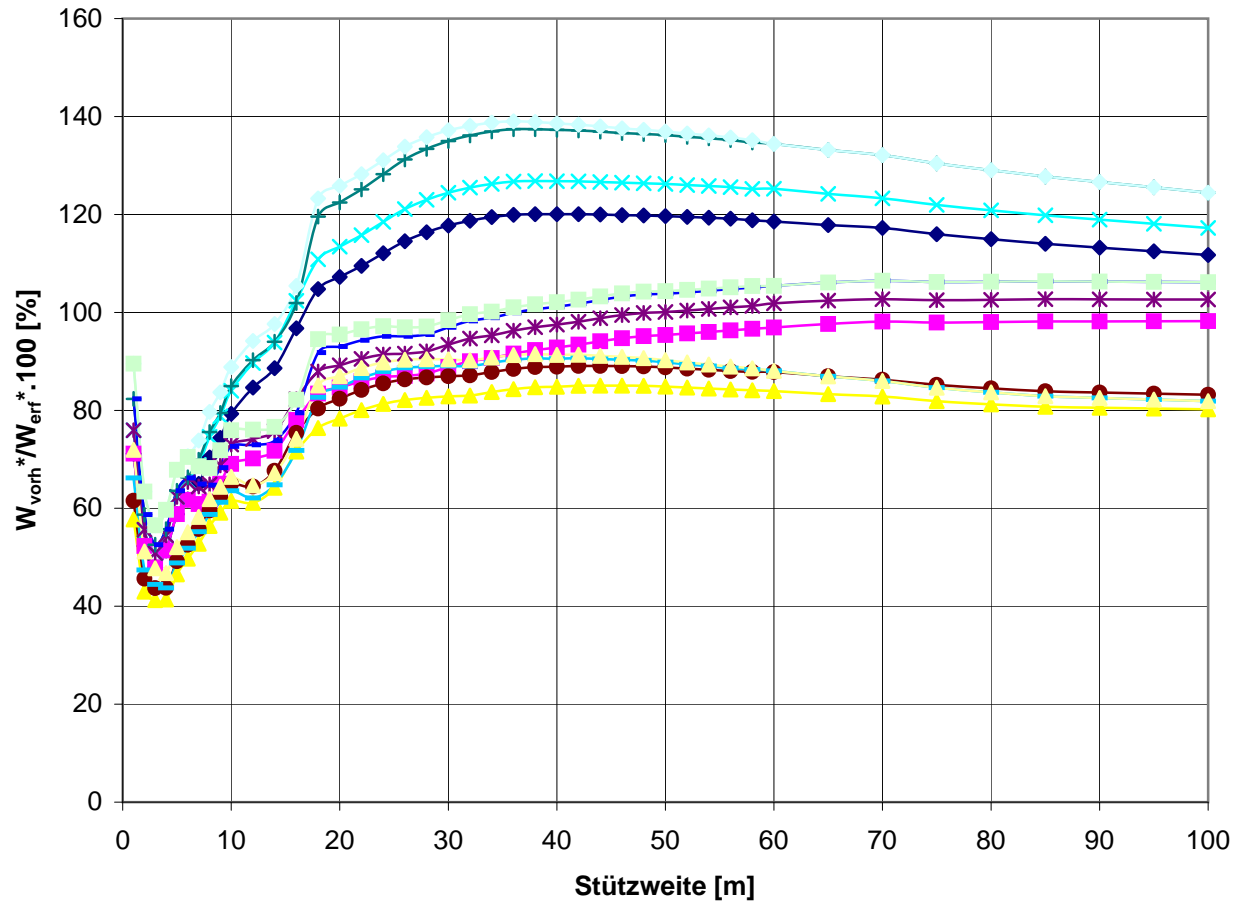
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR:
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)



**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS**

**Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008**

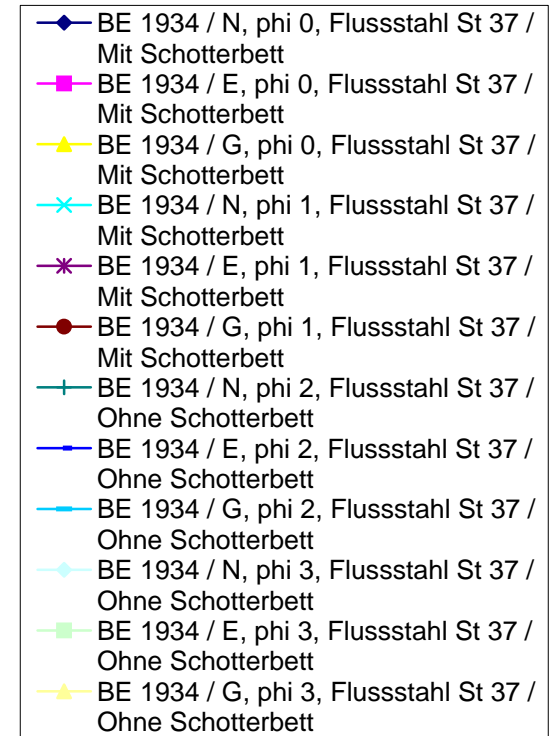
Hauptträger



Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR:

Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

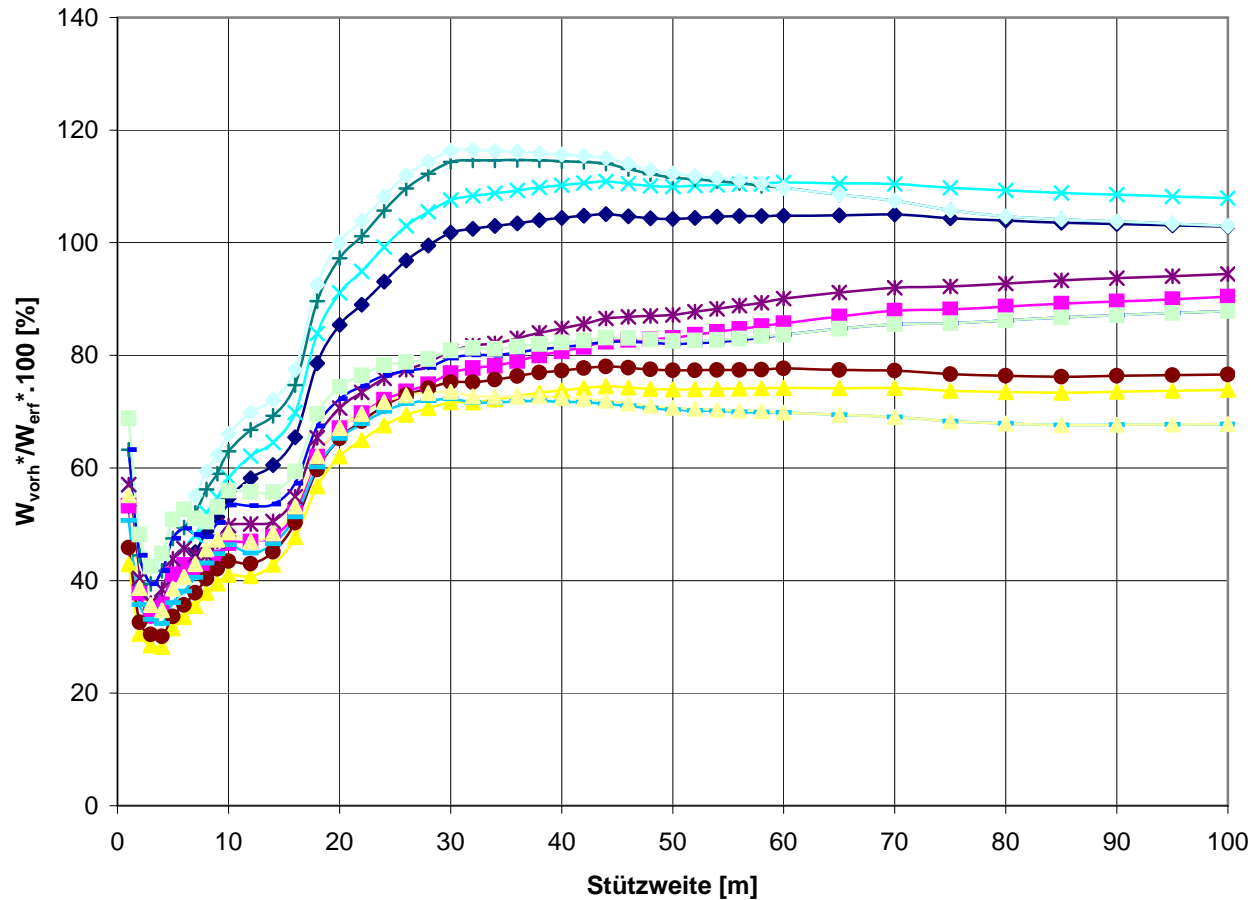
(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel



**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS**

**Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008**

Hauptträger



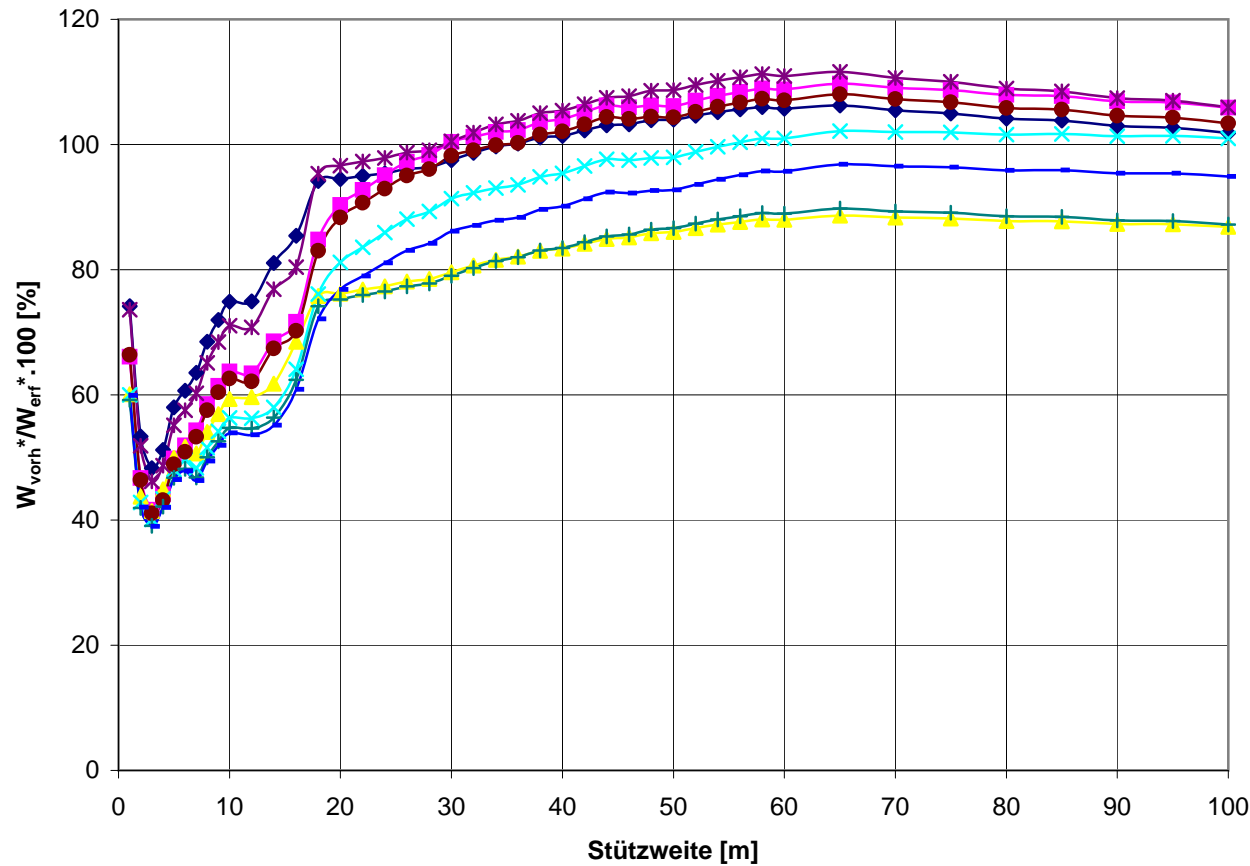
**Kerbfall 85 für genietete Träger nach
ONR:**

Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel

- ◆ BE 1934 / N, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ◇ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett

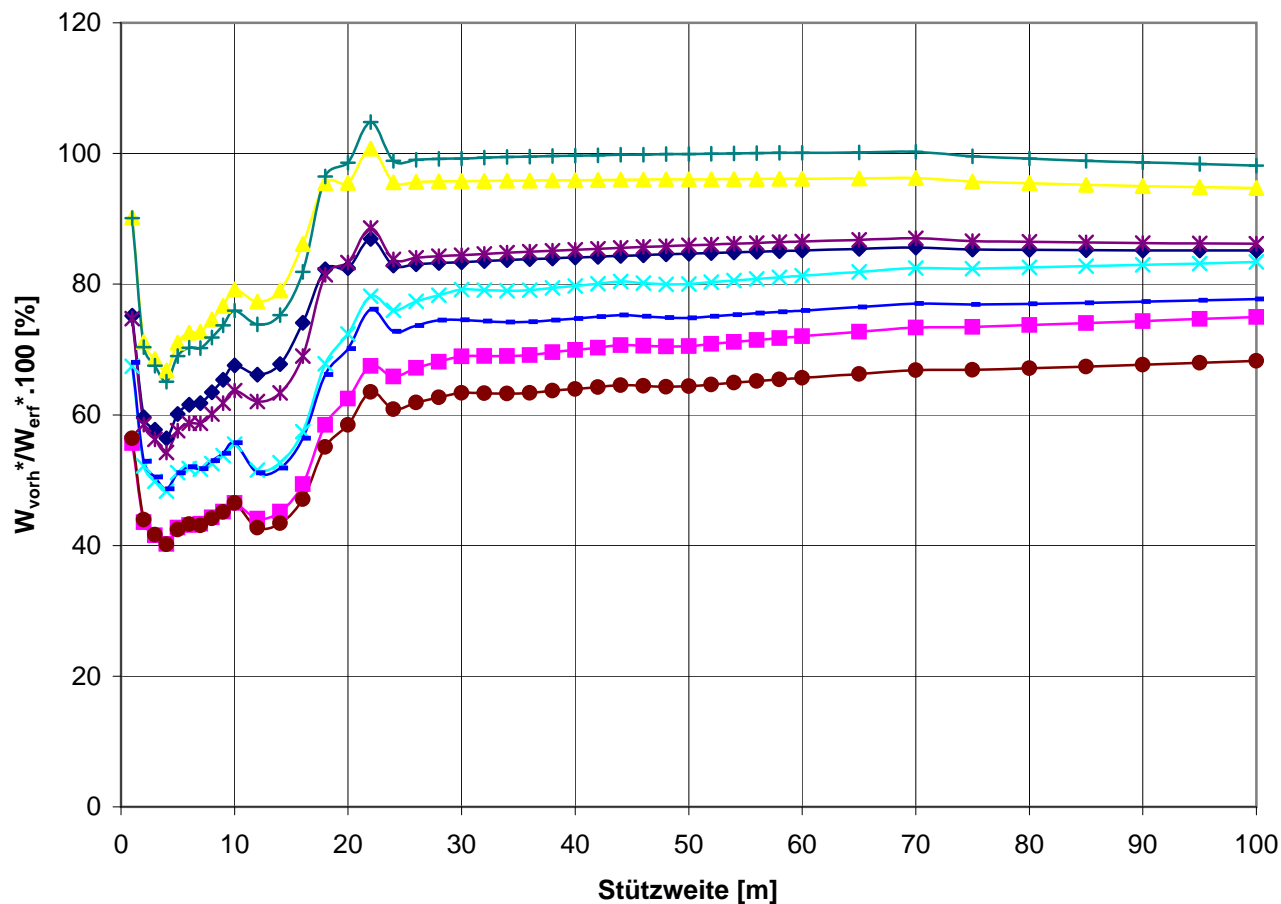
Vergleich der erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger



Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR:
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- × B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- * B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett
- + B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

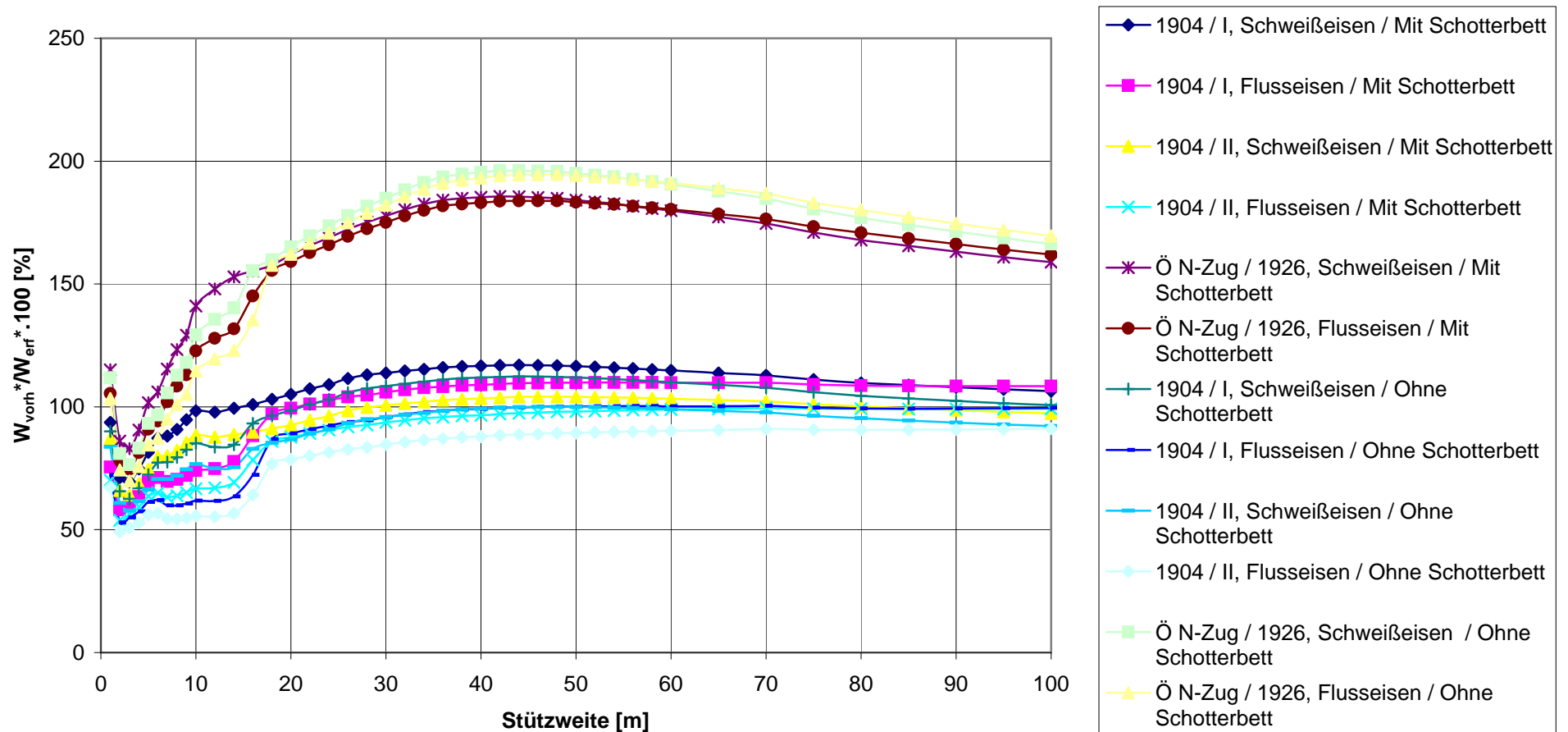


Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR:
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 37 / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 37 / Mit Schotterbett
- × B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Mit Schotterbett
- * B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 37 / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Ohne Schotterbett
- + B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 37 / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 52/55 / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ_2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

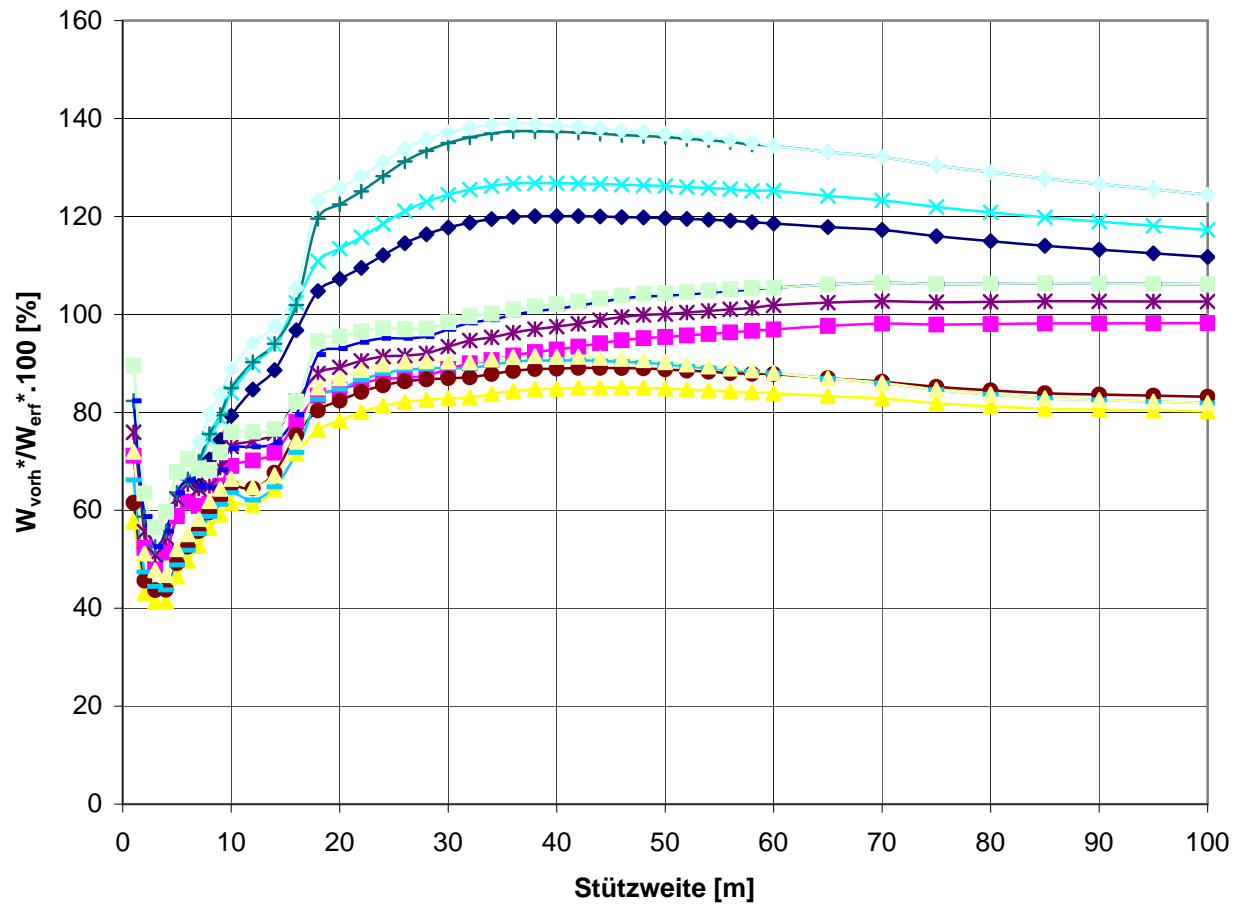
Kerbfall 90 für genietete Träger nach ONR:
 Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
 Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ_2
 Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008

HT



Kerbfall 90 für genietete Träger nach ONR:

Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel
 Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ BE 1934 / N, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ◆ BE 1934 / E, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ✕ BE 1934 / G, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ◇ BE 1934 / N, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett

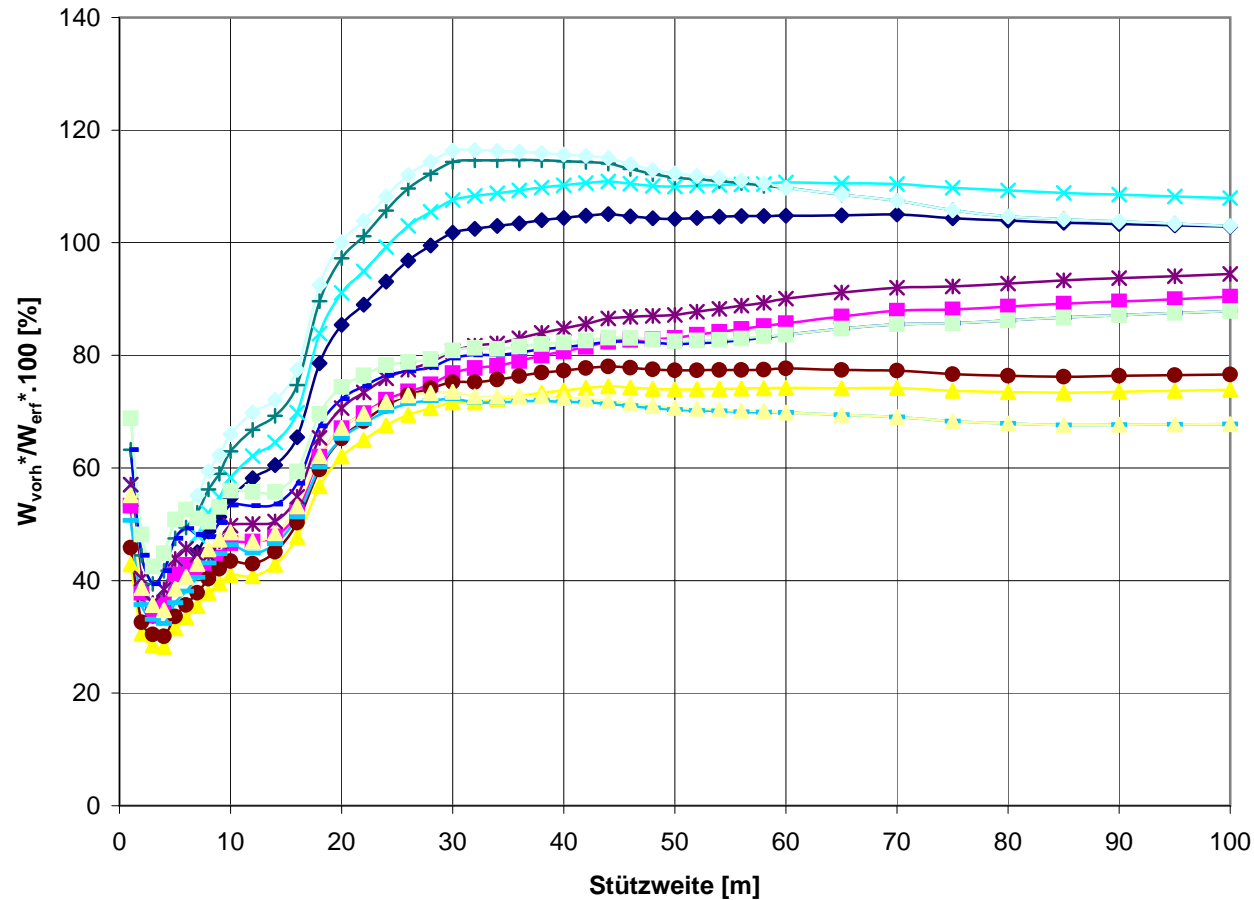
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente

Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ_2

Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008

Hauptträger



Kerbfall 90 für genietete Träger nach ONR:

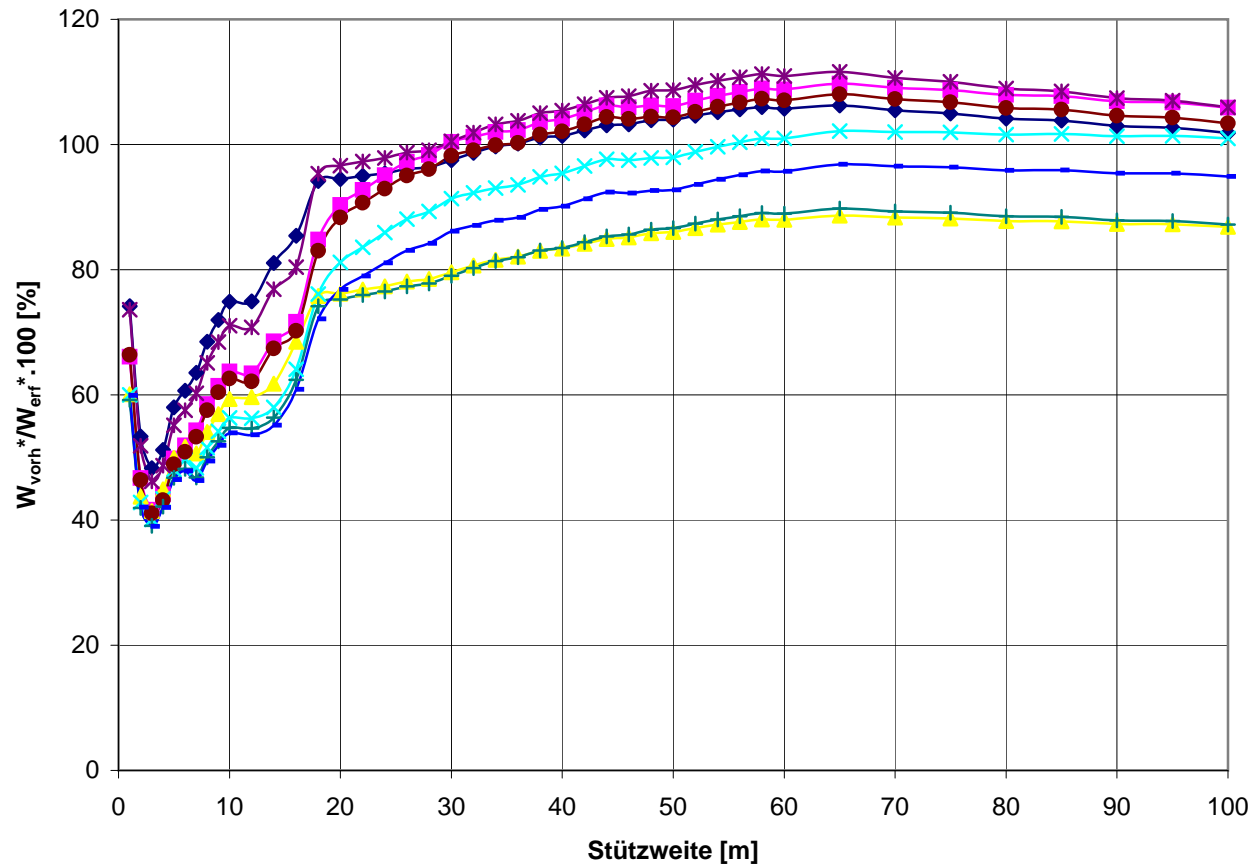
Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen.

(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

- ◆ BE 1934 / N, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 0, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / N, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 1, Baustahl St 52 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ◇ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett

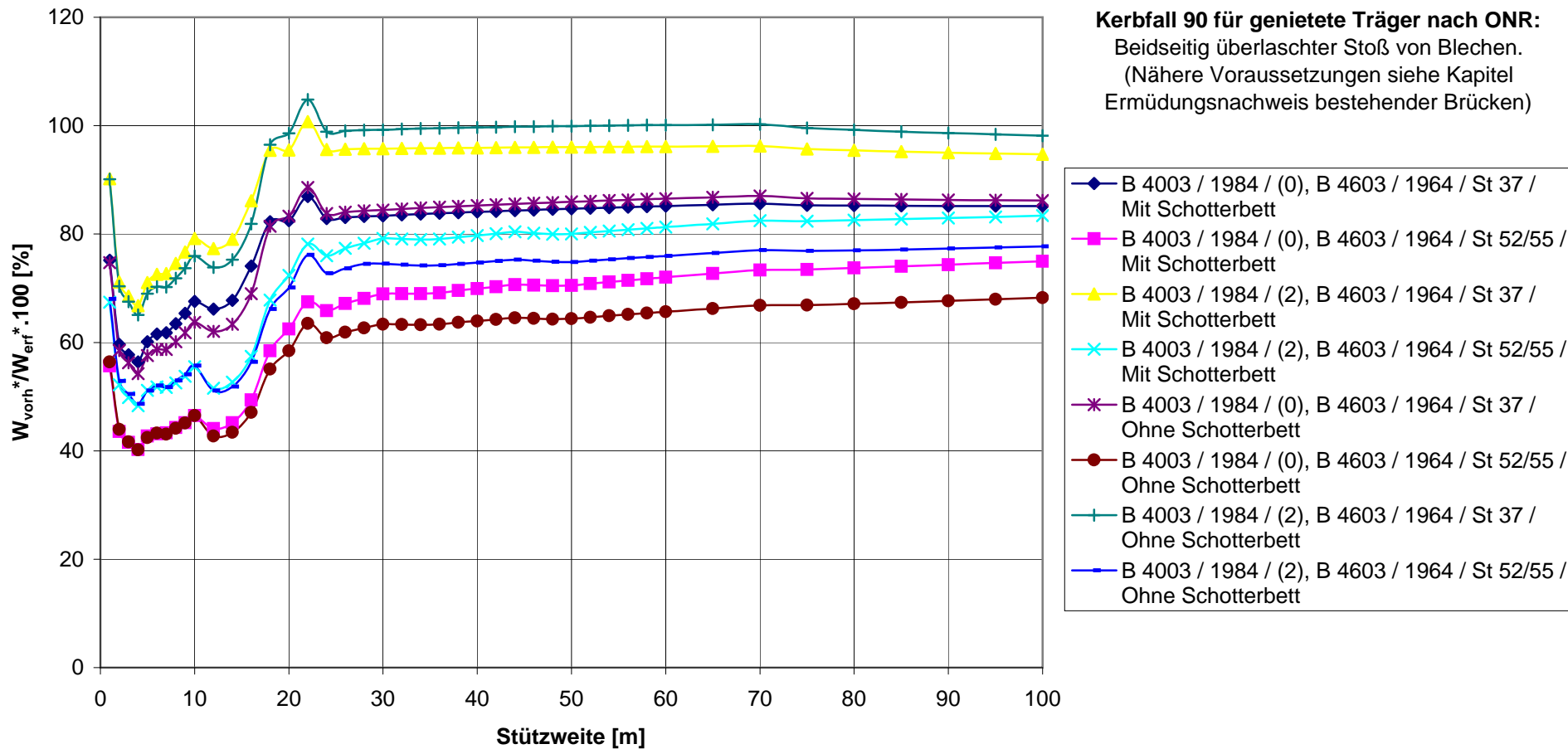
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger

Kerbfall 90 für genietete Träger nach ONR:
 Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)



- ◆ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Mit Schotterbett
- ✕ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Mit Schotterbett
- ✱ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett
- + B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 37 S / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 55 S / Ohne Schotterbett

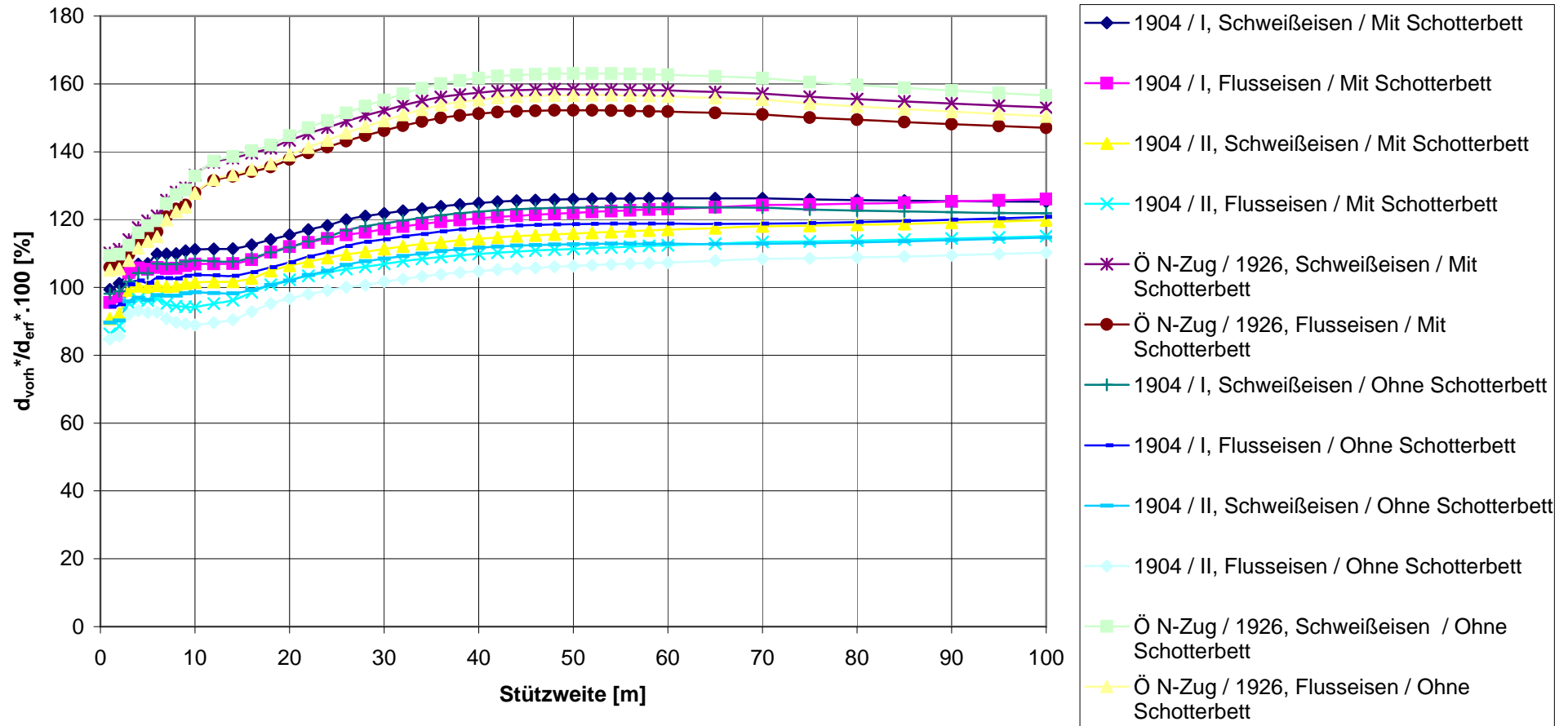
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2003, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008

Hauptträger

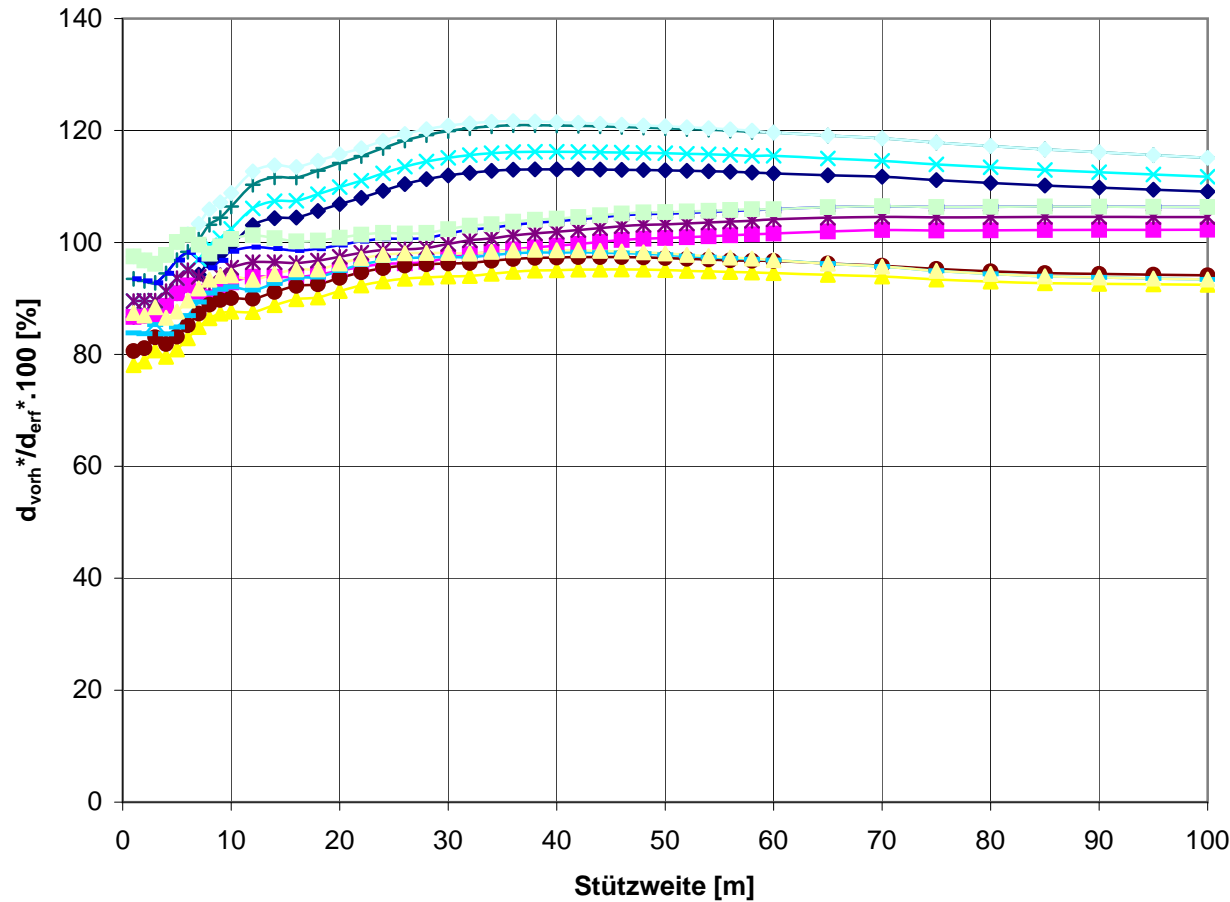
Kerbfall 140 nach ONR:
 Niet auf Abscheren



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
 Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2003, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008

Hauptträger



Kerbfall 140 nach ONR:
 Niet auf Abscheren

- ◆ BE 1934 / N, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 0, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- * BE 1934 / N, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- * BE 1934 / E, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 1, Flusstahl St 37 / Mit Schotterbett
- + BE 1934 / N, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- + BE 1934 / E, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- + BE 1934 / G, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ◆ BE 1934 / N, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern

Maßgebender Fall aus ULS und FLS

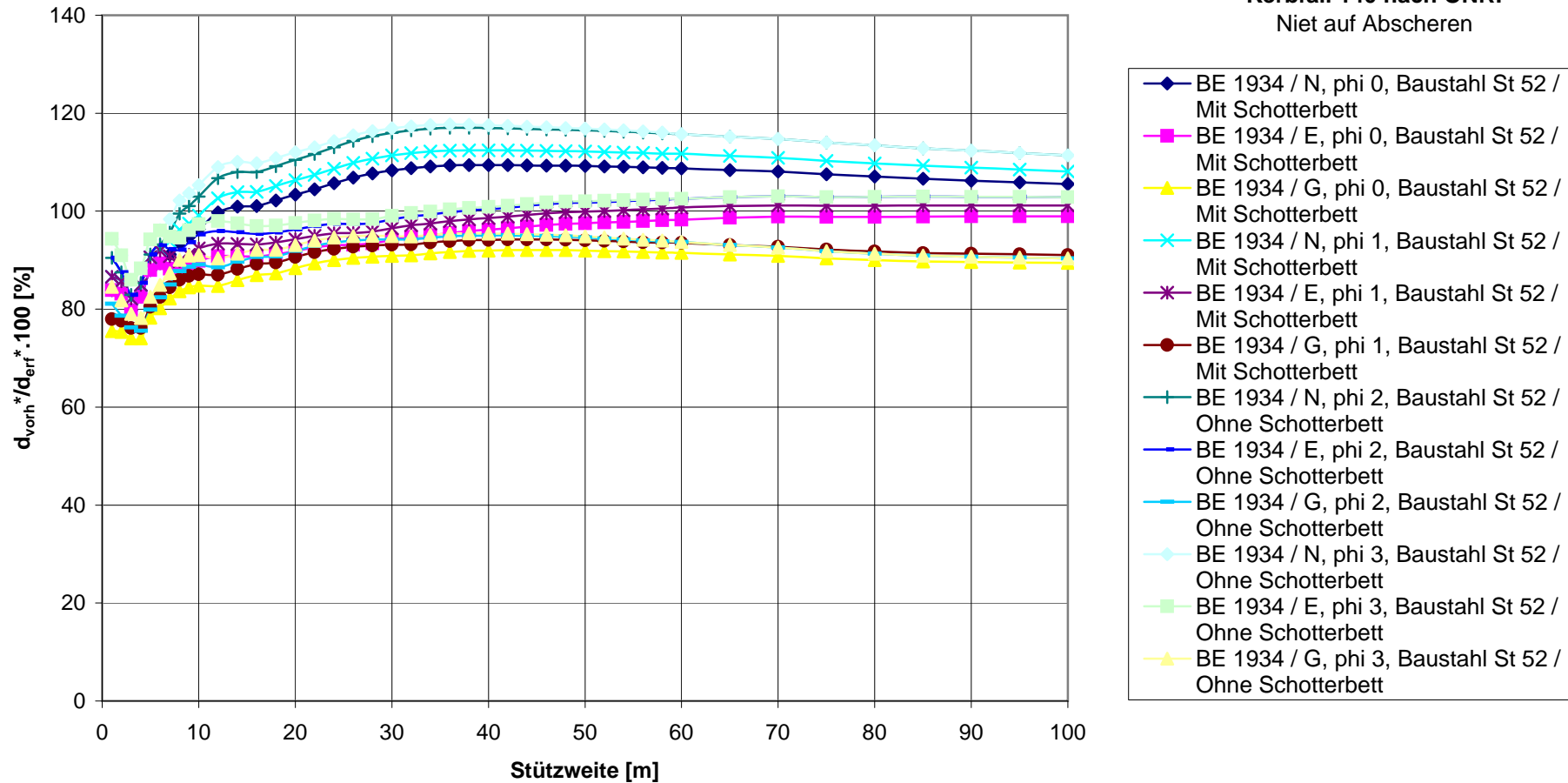
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2003, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2

Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008

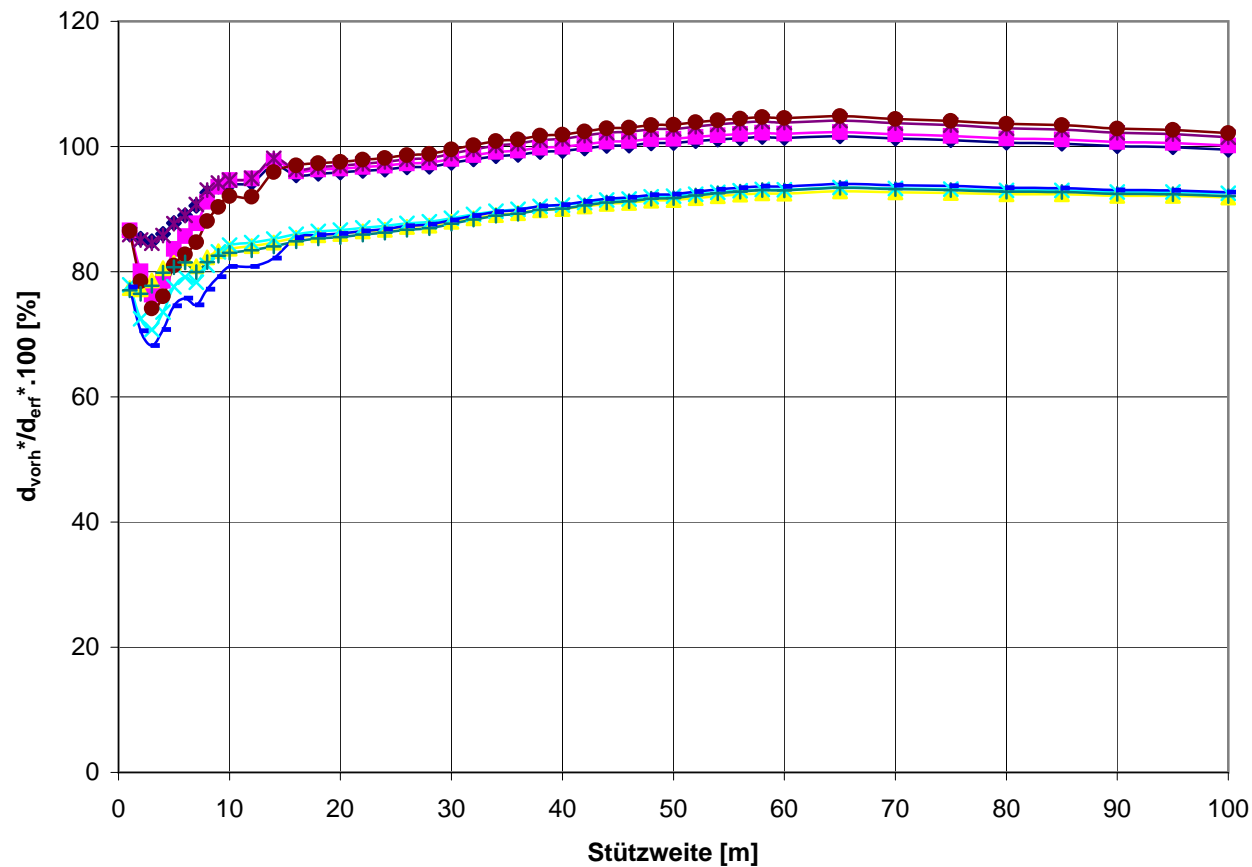
Hauptträger

Kerbfall 140 nach ONR:

Niet auf Abscheren



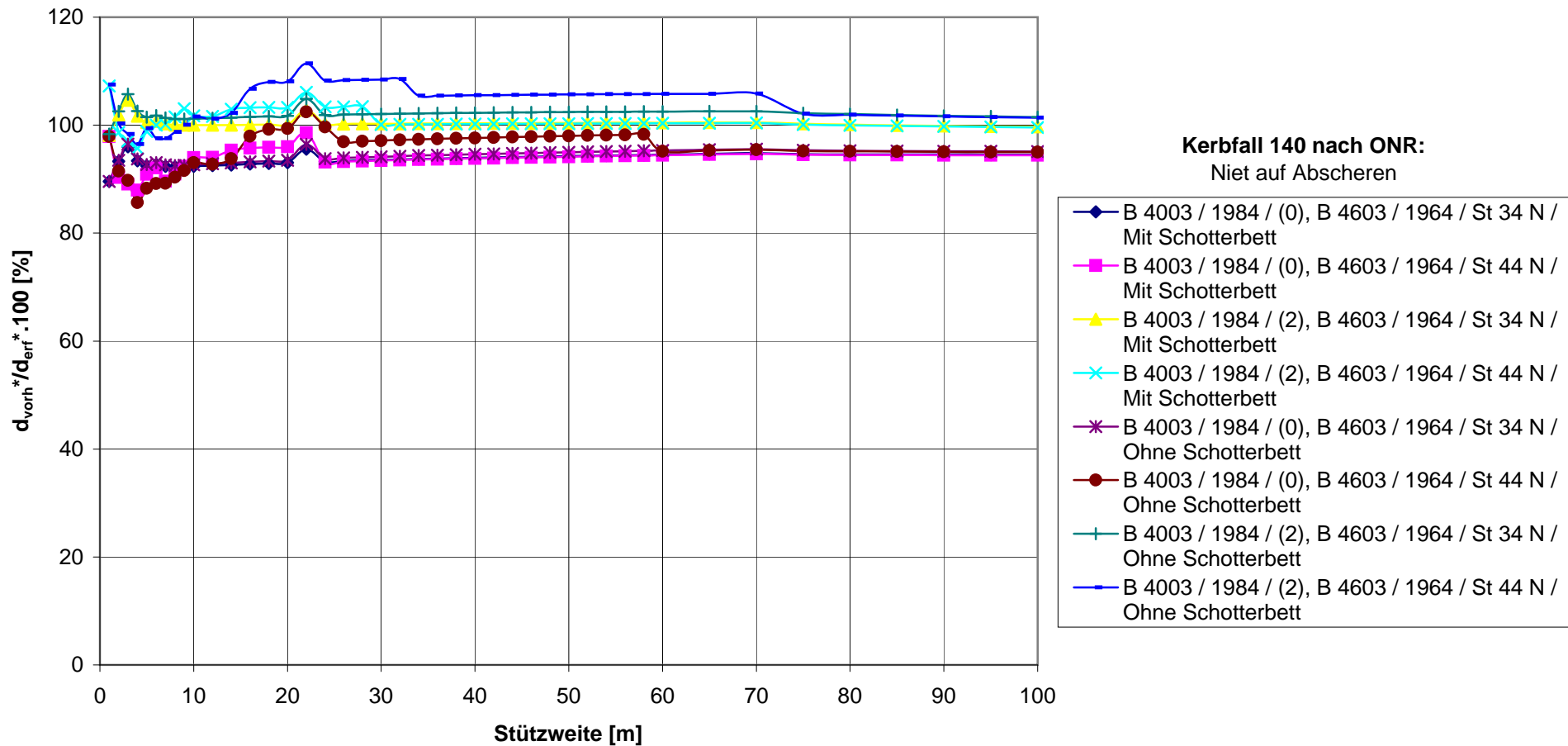
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2
 Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger



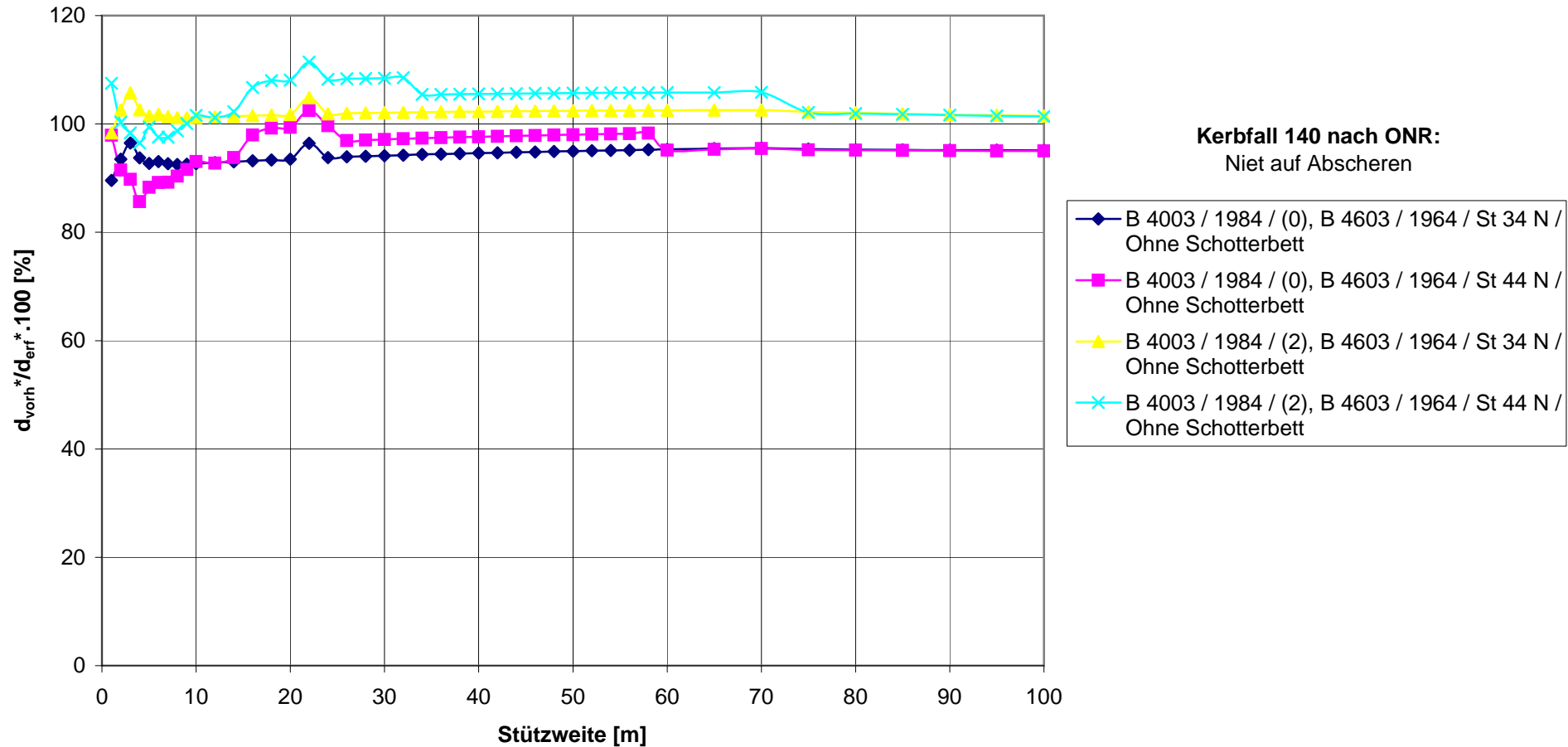
Kerbfall 140 nach ONR:
 Niet auf Abscheren

- ◆ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 34 N / Mit Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 44 N / Mit Schotterbett
- ▲ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 34 N / Mit Schotterbett
- ✕ B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 44 N / Mit Schotterbett
- ✱ B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 34 N / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954 / St 44 N / Ohne Schotterbett
- + B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 34 N / Ohne Schotterbett
- B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954 / St 44 N / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger



Vergleich der erforderlichen Widerstandsmomente
Maßgebender Fall aus Tragfähigkeits- und Ermüdungsnachweis
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2005, ONR 24008
Hauptträger



Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

1904 / I

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen
1	-50	-30	-41	-44	-44	-46	-49	-50
2	-50	-26	-35	-41	-39	-44	-47	-49
3	-49	-22	-32	-39	-37	-43	-46	-49
4	-46	-7	-20	-31	-27	-36	-41	-46
5	-42	8	-8	-22	-16	-29	-35	-42
6	-39	16	0	-17	-9	-24	-31	-40
7	-40	14	-2	-19	-11	-26	-32	-41
8	-40	12	-4	-21	-13	-28	-33	-42
9	-33	24	17	-5	7	-13	-20	-34
10	-33	23	16	-6	6	-14	-21	-34
12	-34	18	12	-11	2	-19	-24	-37
14	-36	14	8	-15	-2	-23	-26	-39
16	-35	15	9	-16	-1	-23	-26	-39
18	-33	18	11	-14	2	-22	-24	-38
20	-32	21	14	-13	4	-21	-22	-38
22	-29	25	18	-10	8	-18	-20	-36
24	-28	28	20	-8	10	-16	-18	-35
26	-15	45	46	18	37	8	7	-19
28	-12	48	48	20	39	10	9	-18
30	-11	49	48	20	40	10	9	-18
32	-10	50	49	21	40	11	10	-17
34	-9	50	49	21	41	11	10	-17
36	-8	50	50	22	41	12	11	-17
38	-8	50	50	21	41	11	11	-17
40	-8	50	49	21	41	11	11	-17
42	-8	50	49	20	41	10	10	-18
44	-8	50	48	20	40	10	9	-18
46	-9	50	48	19	39	9	8	-19
48	-9	50	46	17	38	7	7	-20

50	-10	50	45	16	36	6	6	-21
52	-11	50	44	14	35	5	4	-22
54	-12	50	42	13	33	3	2	-23
56	-14	49	41	11	32	1	1	-24
58	-15	48	39	9	30	0	-1	-25
60	2	50	50	34	50	24	24	-6
65	-2	50	50	30	48	20	19	-10
70	-6	50	50	25	44	15	14	-14
75	-11	50	47	19	38	9	7	-19
80	-15	47	41	13	32	3	1	-23
85	-18	43	37	7	27	-2	-4	-27
90	-21	39	32	2	22	-7	-8	-30
95	-24	36	27	-3	17	-12	-12	-33
100	-27	32	22	-8	12	-16	-16	-35

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

1904 / II

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen
1	-52	-45	-49	-50	-50	-51	-52	-52
2	-52	-43	-46	-49	-48	-50	-51	-52
3	-51	-35	-41	-46	-44	-47	-49	-51
4	-50	-28	-35	-42	-39	-45	-47	-50
5	-48	-19	-29	-38	-34	-42	-45	-48
6	-48	-21	-29	-40	-34	-43	-45	-49
7	-49	-28	-34	-43	-39	-45	-47	-50
8	-50	-32	-38	-45	-41	-47	-48	-50
9	-48	-28	-30	-41	-35	-44	-45	-49
10	-49	-31	-32	-43	-37	-45	-46	-50
12	-49	-32	-33	-43	-38	-46	-46	-50
14	-49	-32	-34	-44	-38	-46	-46	-50
16	-48	-28	-29	-42	-34	-45	-45	-50
18	-47	-24	-25	-40	-30	-43	-43	-49
20	-46	-21	-22	-40	-29	-43	-42	-49
22	-45	-20	-21	-39	-28	-42	-41	-48
24	-45	-18	-20	-39	-27	-42	-41	-48
26	-41	-5	1	-27	-8	-33	-31	-44
28	-41	-5	0	-27	-9	-33	-31	-44
30	-40	-3	1	-27	-8	-32	-30	-44
32	-40	-2	2	-27	-7	-32	-30	-44
34	-39	-1	2	-27	-7	-32	-30	-44
36	-39	-1	2	-27	-7	-32	-30	-44
38	-39	0	2	-27	-8	-33	-30	-44
40	-39	-1	1	-28	-9	-33	-31	-44
42	-39	-1	0	-28	-9	-34	-31	-44
44	-40	-1	-1	-29	-10	-34	-32	-45
46	-40	-2	-2	-30	-11	-35	-32	-45
48	-40	-2	-3	-30	-12	-35	-33	-45

50	-41	-3	-5	-31	-13	-36	-34	-45
52	-41	-4	-6	-32	-14	-36	-34	-46
54	-41	-4	-7	-32	-16	-37	-35	-46
56	-41	-5	-9	-33	-17	-37	-36	-46
58	-42	-6	-10	-34	-18	-38	-36	-47
60	-35	9	14	-18	4	-25	-22	-40
65	-36	7	11	-21	1	-27	-25	-41
70	-37	5	7	-23	-2	-29	-27	-42
75	-38	2	3	-26	-6	-32	-29	-43
80	-40	0	-1	-28	-10	-34	-32	-44
85	-41	-3	-4	-30	-13	-35	-33	-45
90	-41	-5	-7	-32	-16	-37	-35	-46
95	-42	-7	-10	-34	-18	-38	-36	-47
100	-42	-8	-12	-35	-20	-39	-37	-47

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

1904 / Ö N-Zug 1926

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen
1	-46	-1	-21	-30	-28	-35	-41	-45
2	-43	6	-9	-21	-17	-28	-36	-42
3	-41	11	-5	-19	-14	-26	-34	-41
4	-32	33	17	-1	7	-10	-20	-31
5	-17	50	39	21	30	11	-1	-17
6	-15	50	42	23	32	13	2	-16
7	-2	50	50	36	46	27	16	-4
8	5	50	50	42	50	32	23	1
9	26	50	50	50	50	50	44	24
10	37	50	50	50	50	50	50	34
12	46	50	50	50	50	50	50	41
14	48	50	50	50	50	50	50	42
16	50	50	50	50	50	50	50	43
18	50	50	50	50	50	50	50	45
20	50	50	50	50	50	50	50	48
22	50	50	50	50	50	50	50	50
24	50	50	50	50	50	50	50	50
26	50	50	50	50	50	50	50	50
28	50	50	50	50	50	50	50	50
30	50	50	50	50	50	50	50	50
32	50	50	50	50	50	50	50	50
34	50	50	50	50	50	50	50	50
36	50	50	50	50	50	50	50	50
38	50	50	50	50	50	50	50	50
40	50	50	50	50	50	50	50	50
42	50	50	50	50	50	50	50	50
44	50	50	50	50	50	50	50	50
46	50	50	50	50	50	50	50	50
48	50	50	50	50	50	50	50	50

50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
52	50	50	50	50	50	50	50	50	50
54	50	50	50	50	50	50	50	50	50
56	50	50	50	50	50	50	50	50	50
58	50	50	50	50	50	50	50	50	50
60	50	50	50	50	50	50	50	50	50
65	50	50	50	50	50	50	50	50	50
70	50	50	50	50	50	50	50	50	50
75	50	50	50	50	50	50	50	50	50
80	50	50	50	50	50	50	50	50	50
85	50	50	50	50	50	50	50	50	50
90	50	50	50	50	50	50	50	50	50
95	50	50	50	50	50	50	50	50	50
100	50	50	50	50	50	50	50	50	50

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

BE 1934 / N, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52
1	-19	-41	-39	-49	-42	-50	-48	-52
2	-14	-43	-34	-49	-38	-50	-47	-52
3	-16	-44	-36	-49	-40	-50	-47	-52
4	-1	-38	-28	-47	-33	-48	-44	-51
5	25	-25	-9	-41	-17	-44	-36	-49
6	31	-20	-4	-39	-13	-42	-33	-49
7	38	-15	1	-37	-8	-41	-30	-48
8	46	-7	10	-33	0	-38	-25	-46
9	50	-5	34	-27	24	-33	-7	-44
10	50	0	38	-24	29	-30	-2	-43
12	50	13	48	-15	40	-23	9	-39
14	50	17	50	-13	42	-21	12	-38
16	50	18	50	-14	42	-21	12	-38
18	50	21	50	-12	44	-19	14	-37
20	50	26	50	-9	47	-17	17	-36
22	50	29	50	-7	49	-15	20	-35
24	50	34	50	-3	50	-12	23	-33
26	50	47	50	21	50	11	48	-18
28	50	50	50	23	50	13	50	-16
30	50	50	50	24	50	14	50	-15
32	50	50	50	25	50	15	50	-14
34	50	50	50	25	50	15	50	-14
36	50	50	50	25	50	15	50	-14
38	50	50	50	24	50	14	50	-15
40	50	50	50	23	50	13	50	-15
42	50	50	50	23	50	13	49	-16
44	50	50	50	22	50	12	49	-17

46	50	50	50	21	50	11	48	-17
48	50	50	50	20	50	10	47	-18
50	50	50	50	19	50	9	47	-19
52	50	50	50	18	50	8	46	-19
54	50	50	50	17	50	7	45	-20
56	50	50	50	16	50	6	44	-21
58	50	50	50	15	50	5	43	-22
60	50	50	50	40	50	30	50	0
65	50	50	50	37	50	28	50	-3
70	50	50	50	35	50	25	50	-5
75	50	50	50	32	50	22	50	-9
80	50	50	50	28	50	19	50	-11
85	50	50	50	25	50	15	50	-14
90	50	50	50	23	50	13	49	-16
95	50	50	50	20	50	10	47	-18
100	50	50	50	17	50	7	45	-20

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

BE 1934 / N, phi 0

durchgehende Bettung, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52
1	-41	-49	-49	-52	-50	-52	-52	-53
2	-38	-50	-47	-52	-48	-52	-51	-53
3	-39	-50	-47	-52	-49	-52	-51	-53
4	-30	-48	-43	-51	-46	-51	-50	-52
5	-11	-42	-34	-49	-38	-50	-47	-52
6	-4	-39	-30	-48	-35	-49	-45	-51
7	4	-36	-26	-47	-32	-48	-44	-51
8	14	-31	-20	-45	-26	-47	-41	-50
9	30	-29	2	-42	-8	-44	-30	-49
10	37	-25	8	-40	-2	-43	-27	-49
12	49	-14	21	-34	11	-38	-17	-47
14	50	-10	25	-32	15	-37	-14	-46
16	50	-8	26	-31	16	-36	-13	-46
18	50	-3	30	-29	20	-34	-10	-45
20	50	2	34	-27	24	-32	-6	-44
22	50	6	38	-24	28	-30	-3	-43
24	50	12	42	-21	32	-28	1	-42
26	50	28	50	0	50	-9	29	-31
28	50	32	50	2	50	-7	32	-30
30	50	35	50	5	50	-5	34	-28
32	50	37	50	6	50	-4	35	-28
34	50	39	50	7	50	-3	36	-27
36	50	40	50	7	50	-2	36	-27
38	50	40	50	7	50	-3	36	-27
40	50	41	50	7	50	-3	35	-27
42	50	41	50	6	50	-3	35	-27
44	50	41	50	6	50	-4	35	-28

46	50	41	50	5	50	-4	34	-28
48	50	41	50	5	50	-5	34	-28
50	50	41	50	4	50	-5	33	-29
52	50	41	50	3	50	-6	32	-29
54	50	41	50	3	50	-6	32	-29
56	50	41	50	2	50	-7	31	-30
58	50	41	50	1	50	-8	30	-30
60	50	50	50	27	50	17	50	-13
65	50	50	50	25	50	15	50	-14
70	50	50	50	23	50	13	49	-16
75	50	50	50	19	50	9	46	-19
80	50	49	50	15	50	5	43	-21
85	50	47	50	12	50	2	41	-24
90	50	46	50	9	50	0	38	-26
95	50	44	50	6	50	-3	35	-27
100	50	43	50	4	50	-6	33	-29

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

BE 1934 / E, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52
1	-19	-41	-39	-49	-42	-50	-48	-52
2	-14	-43	-34	-49	-38	-50	-47	-52
3	-16	-44	-36	-49	-40	-50	-47	-52
4	-1	-38	-28	-47	-33	-48	-44	-51
5	25	-25	-9	-41	-17	-44	-36	-49
6	31	-21	-5	-40	-13	-43	-34	-49
7	24	-25	-11	-42	-19	-44	-37	-49
8	18	-29	-17	-44	-24	-46	-39	-50
9	34	-27	5	-40	-4	-43	-28	-49
10	38	-24	9	-39	0	-42	-25	-48
12	40	-22	10	-39	1	-42	-25	-48
14	38	-24	7	-40	-3	-43	-27	-49
16	38	-24	5	-40	-4	-43	-28	-49
18	38	-24	4	-41	-5	-44	-29	-49
20	40	-23	5	-41	-5	-43	-28	-49
22	41	-22	6	-40	-4	-43	-28	-49
24	42	-21	6	-40	-4	-43	-28	-49
26	50	-13	27	-32	17	-37	-12	-46
28	50	-13	26	-32	17	-37	-13	-46
30	50	-10	28	-31	18	-36	-12	-46
32	50	-8	30	-31	20	-36	-10	-45
34	50	-7	30	-31	20	-36	-10	-45
36	50	-6	31	-30	21	-35	-9	-45
38	50	-5	31	-30	21	-35	-9	-45
40	50	-4	31	-30	21	-35	-9	-45
42	50	-3	31	-30	21	-35	-9	-45
44	50	-2	32	-29	22	-35	-8	-45

46	50	-1	32	-29	23	-34	-8	-45
48	50	0	32	-29	23	-34	-8	-45
50	50	0	32	-29	22	-34	-8	-45
52	50	0	32	-29	22	-34	-8	-45
54	50	1	32	-29	22	-35	-8	-45
56	50	1	32	-29	22	-35	-8	-45
58	50	2	32	-29	22	-35	-8	-45
60	50	18	50	-11	46	-19	17	-37
65	50	20	50	-11	47	-19	17	-37
70	50	20	50	-11	46	-19	16	-37
75	50	20	50	-13	44	-21	14	-38
80	50	20	50	-14	43	-22	13	-38
85	50	20	50	-15	42	-22	12	-39
90	50	20	49	-16	41	-23	11	-39
95	50	19	48	-17	40	-24	9	-40
100	50	19	47	-18	39	-25	8	-40

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

BE 1934 / E, phi 0

durchgehende Bettung, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52
1	-41	-49	-49	-52	-50	-52	-52	-53
2	-38	-50	-47	-52	-48	-52	-51	-53
3	-39	-50	-47	-52	-49	-52	-51	-53
4	-30	-48	-43	-51	-46	-51	-50	-52
5	-11	-42	-34	-49	-38	-50	-47	-52
6	-4	-39	-31	-48	-36	-49	-45	-51
7	-9	-41	-34	-49	-38	-50	-47	-52
8	-13	-43	-36	-49	-40	-50	-47	-52
9	2	-41	-22	-48	-29	-49	-42	-51
10	8	-40	-19	-47	-25	-48	-40	-51
12	11	-38	-17	-46	-24	-48	-39	-51
14	11	-38	-18	-47	-25	-48	-40	-51
16	12	-38	-18	-47	-25	-48	-40	-51
18	13	-37	-18	-47	-25	-48	-40	-51
20	16	-36	-17	-46	-24	-48	-39	-51
22	19	-35	-15	-46	-22	-48	-39	-51
24	21	-34	-14	-46	-22	-48	-38	-51
26	35	-28	6	-41	-3	-44	-27	-49
28	36	-27	6	-41	-3	-44	-27	-49
30	39	-25	8	-40	-1	-43	-26	-49
32	41	-23	11	-39	1	-42	-25	-48
34	43	-22	11	-39	2	-42	-24	-48
36	45	-20	13	-38	3	-42	-23	-48
38	46	-19	14	-38	4	-41	-23	-48
40	47	-18	14	-38	4	-41	-22	-48
42	48	-17	15	-38	5	-41	-22	-48
44	50	-16	16	-37	6	-41	-21	-48

46	50	-15	17	-37	7	-40	-20	-48
48	50	-14	17	-37	7	-40	-20	-48
50	50	-13	17	-37	7	-40	-20	-48
52	50	-13	17	-37	7	-40	-20	-48
54	50	-12	17	-37	7	-40	-20	-48
56	50	-11	18	-36	8	-40	-20	-47
58	50	-11	18	-36	8	-40	-20	-47
60	50	5	43	-21	34	-28	3	-42
65	50	6	44	-21	35	-28	4	-41
70	50	7	44	-21	35	-28	4	-42
75	50	7	42	-23	33	-29	2	-42
80	50	6	40	-24	31	-30	0	-43
85	50	7	39	-25	30	-30	-1	-43
90	50	6	38	-25	29	-31	-2	-43
95	50	6	37	-26	27	-32	-4	-44
100	50	6	35	-27	26	-33	-5	-44

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

BE 1934 / G, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52
1	-40	-49	-48	-52	-49	-52	-51	-53
2	-37	-50	-46	-52	-48	-52	-51	-53
3	-35	-49	-46	-51	-47	-52	-51	-53
4	-34	-49	-45	-51	-47	-52	-50	-52
5	-20	-45	-39	-50	-42	-51	-48	-52
6	-13	-43	-36	-49	-40	-50	-47	-52
7	-6	-40	-32	-48	-37	-49	-46	-51
8	0	-38	-29	-47	-34	-49	-45	-51
9	13	-37	-13	-46	-21	-47	-38	-51
10	13	-37	-14	-46	-21	-48	-38	-51
12	10	-39	-18	-47	-25	-48	-40	-51
14	14	-37	-16	-46	-23	-48	-39	-51
16	18	-35	-13	-46	-21	-47	-38	-51
18	18	-36	-15	-46	-22	-48	-39	-51
20	22	-34	-12	-45	-20	-47	-37	-51
22	25	-32	-10	-45	-18	-47	-36	-50
24	27	-31	-9	-45	-17	-47	-36	-50
26	41	-23	13	-38	3	-42	-23	-48
28	41	-23	12	-39	2	-42	-24	-48
30	40	-24	11	-39	1	-42	-25	-48
32	40	-24	9	-40	-1	-43	-26	-49
34	41	-23	9	-40	-1	-43	-26	-49
36	42	-23	9	-40	0	-43	-26	-49
38	42	-23	9	-40	-1	-43	-26	-49
40	41	-23	7	-40	-2	-43	-27	-49
42	41	-23	6	-41	-3	-44	-27	-49
44	40	-24	5	-41	-5	-44	-28	-49

46	40	-24	3	-42	-6	-44	-29	-49
48	39	-25	2	-42	-7	-45	-30	-49
50	38	-26	0	-43	-9	-45	-31	-50
52	36	-27	-2	-43	-11	-45	-32	-50
54	35	-28	-4	-44	-12	-46	-33	-50
56	34	-28	-5	-44	-14	-46	-34	-50
58	32	-29	-7	-45	-15	-47	-35	-50
60	45	-20	17	-37	7	-41	-21	-48
65	42	-22	11	-39	2	-42	-24	-48
70	39	-25	6	-41	-3	-44	-27	-49
75	34	-28	0	-42	-9	-45	-31	-50
80	31	-30	-4	-44	-13	-46	-33	-50
85	27	-32	-9	-45	-17	-47	-36	-50
90	25	-33	-12	-46	-19	-47	-37	-51
95	23	-34	-14	-46	-22	-48	-38	-51
100	21	-35	-17	-47	-24	-48	-40	-51

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

BE 1934 / G, phi 0

durchgehende Bettung, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52	St 37	St 52
1	-49	-52	-52	-53	-52	-53	-53	-53
2	-48	-52	-51	-53	-51	-53	-52	-53
3	-47	-52	-51	-52	-51	-53	-52	-53
4	-46	-51	-50	-52	-51	-53	-52	-53
5	-40	-50	-48	-52	-49	-52	-51	-53
6	-35	-49	-46	-52	-48	-52	-51	-53
7	-31	-48	-44	-51	-46	-52	-50	-52
8	-26	-47	-43	-51	-45	-51	-50	-52
9	-16	-46	-34	-50	-38	-51	-47	-52
10	-15	-46	-34	-50	-38	-51	-47	-52
12	-17	-46	-35	-50	-39	-51	-47	-52
14	-13	-46	-34	-50	-38	-51	-46	-52
16	-7	-44	-31	-49	-36	-50	-46	-52
18	-7	-44	-31	-50	-36	-50	-46	-52
20	-2	-43	-29	-49	-34	-50	-45	-52
22	2	-41	-27	-49	-33	-50	-44	-52
24	5	-40	-26	-48	-32	-50	-43	-52
26	20	-35	-7	-45	-16	-47	-35	-50
28	21	-35	-8	-45	-16	-47	-35	-50
30	22	-35	-8	-45	-16	-47	-35	-50
32	22	-35	-9	-45	-17	-47	-36	-50
34	23	-34	-8	-45	-16	-47	-35	-50
36	25	-33	-8	-45	-16	-47	-35	-50
38	25	-33	-8	-45	-16	-47	-35	-50
40	25	-33	-9	-45	-17	-47	-36	-50
42	25	-33	-9	-45	-17	-47	-36	-50
44	25	-33	-10	-45	-18	-47	-36	-51

46	25	-33	-11	-46	-19	-47	-37	-51
48	24	-34	-12	-46	-20	-47	-37	-51
50	23	-34	-13	-46	-21	-48	-38	-51
52	22	-35	-15	-46	-22	-48	-39	-51
54	21	-35	-16	-47	-23	-48	-39	-51
56	19	-36	-17	-47	-24	-48	-40	-51
58	18	-36	-19	-47	-26	-49	-40	-51
60	33	-29	3	-42	-6	-44	-29	-49
65	30	-31	-2	-43	-10	-45	-32	-50
70	27	-32	-6	-44	-14	-46	-34	-50
75	22	-35	-11	-46	-19	-47	-37	-51
80	18	-36	-16	-47	-23	-48	-39	-51
85	14	-38	-19	-47	-26	-49	-41	-51
90	12	-39	-22	-48	-28	-49	-42	-51
95	9	-40	-24	-48	-30	-50	-43	-52
100	7	-40	-26	-49	-32	-50	-44	-52

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-23	-35	-44	-41	-46	-50	-44	-48	-51	-49	-51	-52
2	-24	-35	-44	-40	-45	-49	-43	-47	-50	-49	-51	-52
3	-26	-37	-45	-41	-46	-50	-44	-48	-51	-49	-51	-52
4	-14	-28	-41	-35	-43	-48	-39	-45	-49	-47	-50	-51
5	10	-10	-29	-21	-33	-43	-27	-38	-46	-41	-46	-50
6	20	-1	-23	-14	-29	-41	-22	-34	-44	-38	-45	-49
7	27	6	-18	-9	-25	-39	-17	-31	-42	-36	-43	-48
8	36	15	-11	-1	-19	-35	-10	-25	-39	-31	-40	-47
9	45	25	-3	18	-3	-26	8	-12	-31	-19	-33	-43
10	47	27	-2	19	-2	-25	9	-11	-31	-19	-32	-43
12	48	28	-1	19	-3	-25	9	-11	-31	-19	-32	-43
14	50	40	12	30	8	-18	20	-2	-25	-10	-26	-40
16	50	38	10	27	5	-20	17	-4	-26	-12	-28	-41
18	50	39	11	27	6	-19	17	-4	-26	-12	-28	-41
20	50	40	12	27	5	-20	17	-4	-26	-13	-28	-41
22	50	41	13	27	5	-20	17	-4	-26	-12	-28	-41
24	50	42	14	27	5	-20	17	-4	-26	-12	-28	-41
26	50	50	23	45	24	-5	36	14	-14	5	-15	-34
28	50	50	23	44	23	-6	36	13	-14	5	-15	-34
30	50	50	26	46	25	-4	37	15	-13	7	-14	-33
32	50	50	29	48	27	-2	39	17	-11	8	-12	-32
34	50	50	32	49	29	0	41	19	-9	10	-11	-31
36	50	50	33	49	29	0	41	19	-9	10	-11	-31
38	50	50	35	50	31	1	42	21	-8	12	-9	-30
40	50	50	36	50	31	1	42	21	-8	12	-9	-30
42	50	50	38	50	32	3	43	22	-7	13	-8	-30
44	50	50	39	50	33	4	45	24	-5	15	-7	-29
46	50	50	40	50	33	4	45	23	-6	15	-7	-29

48	50	50	42	50	34	5	46	25	-4	16	-6	-28
50	50	50	42	50	34	5	45	24	-5	16	-6	-28
52	50	50	43	50	35	6	46	25	-4	17	-5	-28
54	50	50	44	50	36	7	47	26	-3	17	-4	-27
56	50	50	45	50	36	7	47	27	-2	18	-4	-27
58	50	50	46	50	37	8	48	27	-2	18	-4	-27
60	50	50	50	50	50	27	50	46	17	39	16	-13
65	50	50	50	50	50	27	50	46	17	39	16	-12
70	50	50	50	50	50	24	50	43	14	36	13	-15
75	50	50	50	50	50	22	50	41	12	34	11	-17
80	50	50	50	50	47	18	50	38	8	31	8	-19
85	50	50	50	50	45	16	50	36	6	29	5	-21
90	50	50	49	50	42	13	50	33	3	25	2	-23
95	50	50	48	50	40	10	50	31	1	23	0	-25
100	50	50	46	50	37	7	49	28	-3	19	-3	-27

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-42	-46	-50	-49	-51	-52	-50	-51	-52	-52	-52	-53
2	-42	-47	-50	-48	-50	-52	-49	-51	-52	-52	-52	-53
3	-40	-46	-50	-48	-50	-52	-49	-51	-52	-51	-52	-53
4	-32	-40	-47	-44	-48	-51	-46	-49	-51	-50	-51	-52
5	-18	-31	-42	-38	-44	-49	-41	-46	-50	-48	-50	-52
6	-12	-27	-40	-35	-42	-48	-39	-45	-49	-47	-50	-51
7	-18	-31	-42	-38	-45	-49	-42	-47	-50	-48	-50	-52
8	-12	-27	-40	-36	-43	-48	-40	-45	-49	-47	-50	-52
9	-3	-21	-37	-25	-37	-45	-31	-40	-47	-43	-48	-51
10	-1	-20	-36	-25	-36	-45	-31	-40	-47	-43	-47	-51
12	0	-19	-36	-25	-37	-45	-31	-40	-47	-43	-48	-51
14	2	-17	-35	-25	-36	-45	-30	-40	-47	-43	-47	-50
16	11	-10	-30	-19	-33	-43	-26	-37	-46	-41	-46	-50
18	12	-9	-29	-19	-32	-43	-26	-37	-45	-41	-46	-50
20	12	-8	-29	-20	-33	-43	-26	-37	-46	-41	-46	-50
22	14	-7	-28	-19	-33	-43	-26	-37	-46	-41	-46	-50
24	15	-6	-28	-19	-33	-43	-26	-37	-46	-41	-46	-50
26	25	2	-22	-3	-22	-38	-12	-28	-41	-33	-42	-48
28	26	3	-22	-4	-22	-38	-12	-28	-41	-33	-42	-48
30	28	6	-20	-2	-21	-37	-11	-27	-41	-32	-41	-48
32	31	9	-18	0	-19	-36	-9	-26	-40	-31	-41	-47
34	34	11	-16	2	-18	-36	-8	-25	-39	-30	-40	-47
36	35	12	-15	2	-18	-35	-7	-25	-39	-30	-40	-47
38	37	15	-13	3	-16	-35	-6	-24	-39	-29	-39	-47
40	38	16	-12	3	-16	-35	-6	-24	-39	-29	-39	-47
42	40	18	-10	5	-15	-34	-5	-23	-38	-28	-39	-47
44	41	20	-9	6	-14	-33	-3	-22	-38	-28	-38	-46
46	42	20	-8	6	-14	-33	-4	-22	-38	-28	-38	-46

48	43	22	-7	7	-14	-33	-3	-21	-37	-27	-38	-46
50	44	22	-6	7	-14	-33	-3	-21	-37	-27	-38	-46
52	45	24	-5	8	-13	-33	-2	-21	-37	-26	-38	-46
54	46	25	-4	9	-12	-32	-1	-20	-37	-26	-37	-46
56	47	27	-3	9	-12	-32	0	-19	-36	-26	-37	-46
58	48	28	-2	10	-11	-32	0	-19	-36	-25	-37	-46
60	50	37	7	31	7	-19	21	-2	-26	-9	-27	-41
65	50	39	9	31	8	-19	21	-2	-26	-9	-26	-41
70	50	37	7	28	5	-22	18	-5	-28	-12	-28	-42
75	50	36	6	25	2	-23	15	-7	-29	-14	-30	-42
80	50	34	4	22	-1	-25	12	-10	-31	-17	-32	-43
85	50	33	3	20	-3	-27	10	-12	-32	-18	-33	-44
90	50	31	1	16	-6	-29	6	-15	-34	-21	-34	-45
95	50	30	0	14	-8	-30	4	-16	-35	-22	-35	-45
100	49	28	-2	11	-11	-32	1	-19	-37	-25	-37	-46

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1952, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-39	-48	-51	-48	-51	-52	-49	-51	-52	-51	-52	-53
2	-40	-48	-51	-47	-51	-52	-49	-51	-52	-51	-52	-53
3	-41	-49	-52	-48	-51	-52	-49	-51	-52	-51	-52	-53
4	-34	-46	-51	-45	-50	-52	-47	-51	-52	-51	-52	-53
5	-18	-40	-48	-38	-47	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52
6	-10	-36	-47	-34	-45	-50	-38	-47	-51	-47	-50	-52
7	-4	-32	-46	-31	-43	-50	-36	-46	-50	-45	-50	-52
8	5	-27	-43	-26	-41	-49	-32	-44	-50	-43	-49	-52
9	15	-21	-41	-12	-33	-46	-20	-37	-47	-37	-46	-51
10	17	-20	-40	-11	-33	-46	-19	-37	-47	-37	-46	-51
12	18	-19	-40	-11	-33	-46	-19	-37	-47	-37	-46	-51
14	30	-9	-35	-2	-27	-43	-10	-32	-45	-32	-44	-50
16	29	-10	-35	-4	-28	-44	-13	-33	-46	-33	-44	-50
18	30	-9	-35	-4	-28	-44	-13	-33	-46	-33	-44	-50
20	31	-8	-34	-4	-28	-44	-13	-34	-46	-33	-44	-50
22	32	-7	-34	-4	-28	-44	-13	-33	-46	-33	-44	-50
24	33	-6	-33	-4	-28	-44	-13	-33	-46	-33	-44	-50
26	42	3	-28	14	-15	-38	5	-22	-41	-22	-39	-48
28	43	3	-28	14	-15	-38	4	-23	-41	-22	-39	-48
30	45	6	-26	16	-14	-37	6	-21	-41	-21	-38	-48
32	48	9	-24	18	-12	-36	8	-20	-40	-20	-37	-47
34	50	11	-23	20	-11	-36	10	-19	-39	-18	-37	-47
36	50	12	-22	20	-10	-35	10	-18	-39	-18	-36	-47
38	50	15	-20	22	-9	-35	12	-17	-39	-17	-36	-47
40	50	16	-19	22	-9	-35	12	-17	-39	-17	-36	-47
42	50	18	-18	23	-8	-34	13	-16	-38	-16	-35	-47
44	50	20	-16	24	-7	-33	14	-15	-38	-15	-35	-46
46	50	20	-16	24	-7	-33	14	-15	-38	-15	-35	-46

48	50	22	-15	25	-6	-33	15	-14	-37	-14	-34	-46
50	50	22	-14	25	-6	-33	15	-14	-37	-14	-34	-46
52	50	24	-13	26	-5	-33	16	-14	-37	-13	-34	-46
54	50	25	-12	27	-4	-32	17	-13	-37	-13	-33	-46
56	50	27	-11	28	-4	-32	18	-12	-36	-12	-33	-46
58	50	28	-10	28	-3	-32	18	-12	-36	-12	-33	-46
60	50	37	-1	47	17	-18	38	7	-25	8	-20	-40
65	50	39	1	47	17	-18	39	8	-25	8	-20	-40
70	50	37	-1	45	14	-20	36	4	-27	5	-22	-41
75	50	36	-2	43	12	-22	33	2	-28	3	-24	-42
80	50	34	-4	40	9	-24	30	-1	-30	-1	-26	-43
85	50	33	-5	38	6	-26	28	-3	-31	-3	-27	-43
90	50	31	-7	34	3	-28	25	-6	-33	-6	-29	-44
95	50	30	-7	32	1	-29	23	-8	-34	-8	-30	-45
100	50	28	-10	29	-2	-31	19	-11	-36	-11	-32	-45

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1952, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-48	-51	-52	-51	-52	-53	-52	-52	-53	-52	-53	-53
2	-48	-51	-52	-51	-52	-53	-52	-52	-53	-52	-53	-53
3	-48	-51	-52	-51	-52	-53	-51	-52	-53	-52	-53	-53
4	-43	-50	-52	-49	-51	-53	-50	-52	-53	-52	-53	-53
5	-36	-47	-51	-46	-50	-52	-48	-51	-52	-51	-52	-53
6	-33	-46	-51	-45	-50	-52	-47	-51	-52	-50	-52	-53
7	-36	-47	-51	-47	-50	-52	-48	-51	-52	-51	-52	-53
8	-33	-46	-51	-45	-50	-52	-47	-51	-52	-51	-52	-53
9	-27	-44	-50	-40	-48	-51	-43	-49	-52	-49	-51	-52
10	-26	-43	-50	-40	-48	-51	-43	-49	-52	-49	-51	-52
12	-26	-43	-50	-40	-48	-51	-43	-49	-52	-49	-51	-52
14	-24	-42	-49	-40	-47	-51	-43	-49	-52	-49	-51	-52
16	-18	-40	-48	-37	-46	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52
18	-17	-39	-48	-37	-46	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52
20	-17	-39	-48	-37	-46	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52
22	-16	-39	-48	-37	-46	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52
24	-15	-38	-48	-37	-46	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52
26	-6	-34	-46	-28	-42	-49	-33	-44	-50	-44	-49	-52
28	-5	-34	-46	-28	-42	-49	-33	-44	-50	-44	-49	-52
30	-3	-32	-46	-27	-41	-49	-32	-44	-50	-44	-49	-52
32	0	-31	-45	-26	-40	-49	-31	-43	-50	-43	-49	-52
34	2	-30	-44	-24	-40	-48	-30	-43	-50	-43	-49	-52
36	3	-29	-44	-24	-40	-48	-30	-43	-50	-43	-49	-52
38	6	-27	-43	-23	-39	-48	-29	-42	-49	-42	-48	-51
40	6	-27	-43	-23	-39	-48	-29	-42	-49	-42	-48	-51
42	9	-26	-43	-22	-39	-48	-29	-42	-49	-42	-48	-51
44	11	-24	-42	-21	-38	-48	-28	-42	-49	-42	-48	-51
46	11	-24	-42	-21	-38	-48	-28	-42	-49	-42	-48	-51

48	13	-23	-41	-21	-38	-48	-27	-41	-49	-41	-48	-51
50	13	-23	-41	-21	-38	-48	-27	-41	-49	-41	-48	-51
52	15	-22	-41	-20	-38	-48	-27	-41	-49	-41	-48	-51
54	16	-21	-40	-19	-37	-47	-26	-41	-49	-41	-48	-51
56	17	-20	-40	-19	-37	-47	-26	-41	-49	-40	-48	-51
58	18	-19	-40	-19	-37	-47	-25	-40	-49	-40	-48	-51
60	29	-11	-36	-1	-26	-43	-10	-32	-45	-31	-43	-50
65	31	-9	-35	-1	-26	-43	-10	-32	-45	-31	-43	-50
70	29	-11	-36	-3	-28	-44	-12	-33	-46	-33	-44	-50
75	28	-12	-36	-6	-29	-44	-14	-34	-46	-34	-45	-50
80	26	-14	-37	-9	-31	-45	-17	-36	-47	-36	-45	-50
85	25	-14	-37	-10	-32	-45	-18	-37	-47	-37	-46	-51
90	23	-16	-38	-13	-34	-46	-21	-38	-48	-38	-47	-51
95	22	-17	-39	-15	-35	-46	-22	-39	-48	-39	-47	-51
100	20	-19	-39	-18	-36	-47	-25	-40	-49	-40	-47	-51

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1956 / S, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-29	-32	-37	-44	-45	-47	-46	-47	-48	-50	-51	-51
2	-26	-34	-39	-41	-45	-47	-43	-47	-48	-49	-50	-51
3	-28	-36	-40	-42	-46	-48	-45	-48	-49	-50	-51	-51
4	-16	-27	-33	-37	-42	-45	-40	-45	-47	-48	-50	-50
5	7	-8	-16	-23	-33	-37	-29	-37	-41	-42	-46	-48
6	21	6	-4	-13	-25	-31	-21	-31	-35	-38	-43	-45
7	28	12	3	-8	-20	-27	-16	-27	-32	-35	-41	-44
8	37	22	12	0	-14	-21	-9	-21	-28	-31	-38	-41
9	50	28	17	24	0	-10	14	-9	-18	-15	-31	-36
10	50	30	19	25	1	-9	15	-8	-18	-14	-31	-36
12	50	31	20	25	0	-10	15	-9	-18	-14	-31	-36
14	50	42	32	36	11	0	26	2	-9	-5	-24	-31
16	50	47	38	40	16	5	31	6	-5	0	-21	-28
18	50	48	39	40	16	5	31	6	-4	0	-21	-28
20	50	49	40	40	16	5	30	6	-5	0	-21	-28
22	50	50	41	40	16	5	31	6	-5	0	-21	-28
24	50	50	42	40	16	5	31	6	-5	0	-21	-28
26	50	50	45	50	33	17	50	23	7	23	-7	-20
28	50	50	45	50	33	17	50	23	7	23	-7	-20
30	50	50	48	50	35	19	50	25	9	25	-6	-19
32	50	50	50	50	36	21	50	27	11	27	-4	-17
34	50	50	50	50	38	23	50	29	13	29	-2	-16
36	50	50	50	50	38	23	50	29	13	29	-2	-16
38	50	50	50	50	40	25	50	30	15	30	-1	-14
40	50	50	50	50	40	25	50	30	15	30	-1	-15
42	50	50	50	50	41	26	50	32	16	32	1	-13
44	50	50	50	50	42	27	50	33	17	33	2	-12
46	50	50	50	50	42	27	50	33	17	33	2	-12
48	50	50	50	50	43	28	50	34	18	34	3	-11

50	50	50	50	50	43	28	50	34	18	34	3	-12
52	50	50	50	50	44	29	50	35	19	35	4	-11
54	50	50	50	50	44	30	50	36	20	36	5	-10
56	50	50	50	50	45	30	50	36	21	36	5	-10
58	50	50	50	50	45	31	50	36	21	37	6	-9
60	50	50	50	50	50	44	50	50	35	50	31	4
65	50	50	50	50	50	44	50	50	35	50	31	4
70	50	50	50	50	50	41	50	50	32	50	28	1
75	50	50	50	50	50	39	50	50	30	50	26	-1
80	50	50	50	50	50	36	50	50	27	50	23	-4
85	50	50	50	50	50	34	50	49	24	49	21	-6
90	50	50	50	50	50	31	50	47	21	47	17	-9
95	50	50	50	50	50	29	50	45	19	45	15	-11
100	50	50	50	50	50	25	50	42	15	42	11	-14

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1956 / L, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-44	-45	-47	-50	-50	-51	-51	-51	-51	-52	-52	-52
2	-43	-46	-48	-49	-50	-51	-50	-51	-51	-52	-52	-52
3	-41	-45	-47	-48	-50	-51	-50	-51	-51	-52	-52	-52
4	-33	-40	-43	-45	-48	-49	-47	-49	-50	-50	-51	-52
5	-20	-30	-35	-39	-44	-46	-42	-46	-48	-48	-50	-51
6	-11	-23	-29	-34	-41	-43	-39	-43	-46	-47	-49	-50
7	-17	-28	-33	-38	-43	-45	-41	-45	-47	-48	-50	-51
8	-11	-23	-29	-35	-41	-44	-39	-44	-46	-47	-49	-50
9	3	-18	-26	-21	-35	-40	-28	-39	-43	-41	-47	-49
10	5	-17	-25	-21	-35	-39	-27	-39	-43	-41	-47	-49
12	6	-16	-24	-21	-35	-40	-27	-39	-43	-41	-47	-49
14	8	-15	-23	-20	-35	-39	-27	-39	-42	-41	-47	-48
16	24	0	-10	-8	-27	-33	-16	-32	-37	-35	-44	-46
18	26	1	-9	-8	-27	-33	-16	-32	-37	-35	-44	-46
20	26	1	-9	-9	-27	-33	-17	-33	-38	-36	-44	-46
22	27	3	-8	-8	-27	-33	-17	-32	-37	-35	-44	-46
24	28	4	-7	-8	-27	-33	-17	-32	-37	-36	-44	-46
26	42	12	-3	14	-15	-26	5	-22	-32	-22	-39	-43
28	43	13	-3	14	-15	-26	4	-22	-32	-22	-39	-44
30	45	16	0	16	-13	-25	6	-21	-31	-21	-38	-43
32	48	18	3	18	-12	-24	8	-19	-30	-19	-37	-42
34	50	21	5	20	-10	-22	10	-18	-29	-18	-36	-42
36	50	22	6	20	-10	-22	10	-18	-29	-18	-36	-42
38	50	25	9	22	-8	-21	12	-17	-28	-17	-36	-41
40	50	25	9	22	-9	-21	12	-17	-28	-17	-36	-41
42	50	27	11	23	-7	-20	13	-16	-27	-16	-35	-41
44	50	29	14	24	-6	-19	15	-15	-26	-15	-34	-41
46	50	30	14	24	-6	-19	14	-15	-26	-15	-34	-41

48	50	32	16	25	-5	-18	16	-14	-25	-14	-34	-40
50	50	32	16	25	-5	-19	15	-14	-25	-14	-34	-40
52	50	33	18	26	-5	-18	16	-13	-25	-13	-34	-40
54	50	35	19	27	-4	-17	17	-12	-24	-12	-33	-40
56	50	36	20	28	-3	-17	18	-12	-24	-12	-33	-39
58	50	37	21	28	-3	-16	18	-12	-24	-12	-33	-39
60	50	50	26	50	23	-4	43	13	-13	13	-16	-33
65	50	50	27	50	23	-4	43	13	-13	13	-16	-33
70	50	50	25	49	20	-7	40	10	-15	10	-18	-35
75	50	49	24	47	17	-9	38	7	-17	7	-20	-36
80	50	48	22	44	14	-12	35	4	-20	4	-22	-37
85	50	47	21	42	12	-14	33	2	-21	2	-24	-38
90	50	45	19	39	8	-16	30	-1	-24	-1	-26	-39
95	50	44	18	37	6	-18	27	-3	-25	-3	-27	-40
100	50	42	16	34	3	-21	24	-7	-27	-7	-30	-41

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1984 / (0), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	-22	-26	-32	-41	-43	-45	-44	-45	-47	-49	-50	-50
2	-2	-16	-23	-27	-35	-39	-32	-39	-42	-44	-47	-48
3	9	-6	-15	-21	-31	-36	-27	-36	-40	-41	-45	-47
4	10	-6	-14	-21	-31	-35	-27	-36	-39	-41	-45	-47
5	23	7	-2	-11	-23	-29	-19	-29	-34	-37	-42	-45
6	33	18	8	-2	-16	-23	-11	-23	-29	-32	-39	-42
7	32	16	6	-4	-18	-25	-13	-25	-30	-33	-40	-43
8	31	15	6	-5	-19	-25	-14	-25	-31	-34	-40	-43
9	42	18	7	14	-10	-19	4	-18	-26	-23	-36	-40
10	42	18	7	13	-10	-19	3	-18	-26	-23	-36	-41
12	42	18	7	12	-11	-20	2	-19	-27	-24	-37	-41
14	42	19	7	11	-12	-21	1	-20	-27	-24	-37	-41
16	50	32	21	24	-1	-11	14	-10	-19	-15	-32	-37
18	50	32	21	23	-2	-12	13	-11	-19	-16	-32	-37
20	50	33	22	22	-2	-12	12	-11	-20	-17	-32	-37
22	50	44	33	33	8	-3	23	-2	-11	-7	-26	-33
24	50	33	22	20	-4	-13	10	-12	-21	-18	-33	-38
26	50	40	25	42	12	-4	33	2	-12	2	-24	-33
28	50	40	25	41	11	-4	32	1	-13	1	-24	-33
30	50	40	25	41	10	-5	31	0	-14	0	-25	-34
32	50	40	25	40	10	-6	31	0	-14	0	-25	-34
34	50	41	25	40	9	-6	30	-1	-15	-1	-26	-34
36	50	41	26	39	8	-7	30	-1	-15	-1	-26	-35
38	50	41	26	38	8	-7	29	-2	-16	-2	-27	-35
40	50	41	26	38	7	-8	28	-3	-16	-3	-27	-35
42	50	41	26	37	6	-9	28	-3	-17	-3	-27	-36
44	50	41	26	37	6	-9	27	-4	-17	-4	-28	-36
46	50	41	26	36	5	-9	27	-4	-18	-4	-28	-36

48	50	41	26	36	5	-10	26	-5	-18	-5	-28	-36
50	50	41	26	35	4	-10	26	-5	-18	-5	-29	-36
52	50	42	27	35	4	-11	25	-5	-19	-5	-29	-37
54	50	42	27	34	3	-11	25	-6	-19	-6	-29	-37
56	50	42	27	34	3	-11	24	-6	-19	-6	-29	-37
58	50	42	27	34	3	-12	24	-7	-20	-7	-30	-37
60	50	50	32	50	29	2	48	19	-8	19	-11	-30
65	50	50	32	50	28	0	47	18	-9	18	-12	-31
70	50	50	32	50	26	-1	46	16	-10	16	-13	-31
75	50	50	31	50	24	-3	44	14	-12	14	-15	-33
80	50	50	30	50	21	-5	42	11	-14	12	-17	-34
85	50	50	29	49	19	-7	40	9	-15	10	-18	-35
90	50	50	28	47	18	-9	38	8	-17	8	-20	-36
95	50	50	28	45	16	-10	37	6	-18	6	-21	-36
100	50	50	27	44	14	-12	35	4	-20	4	-22	-37

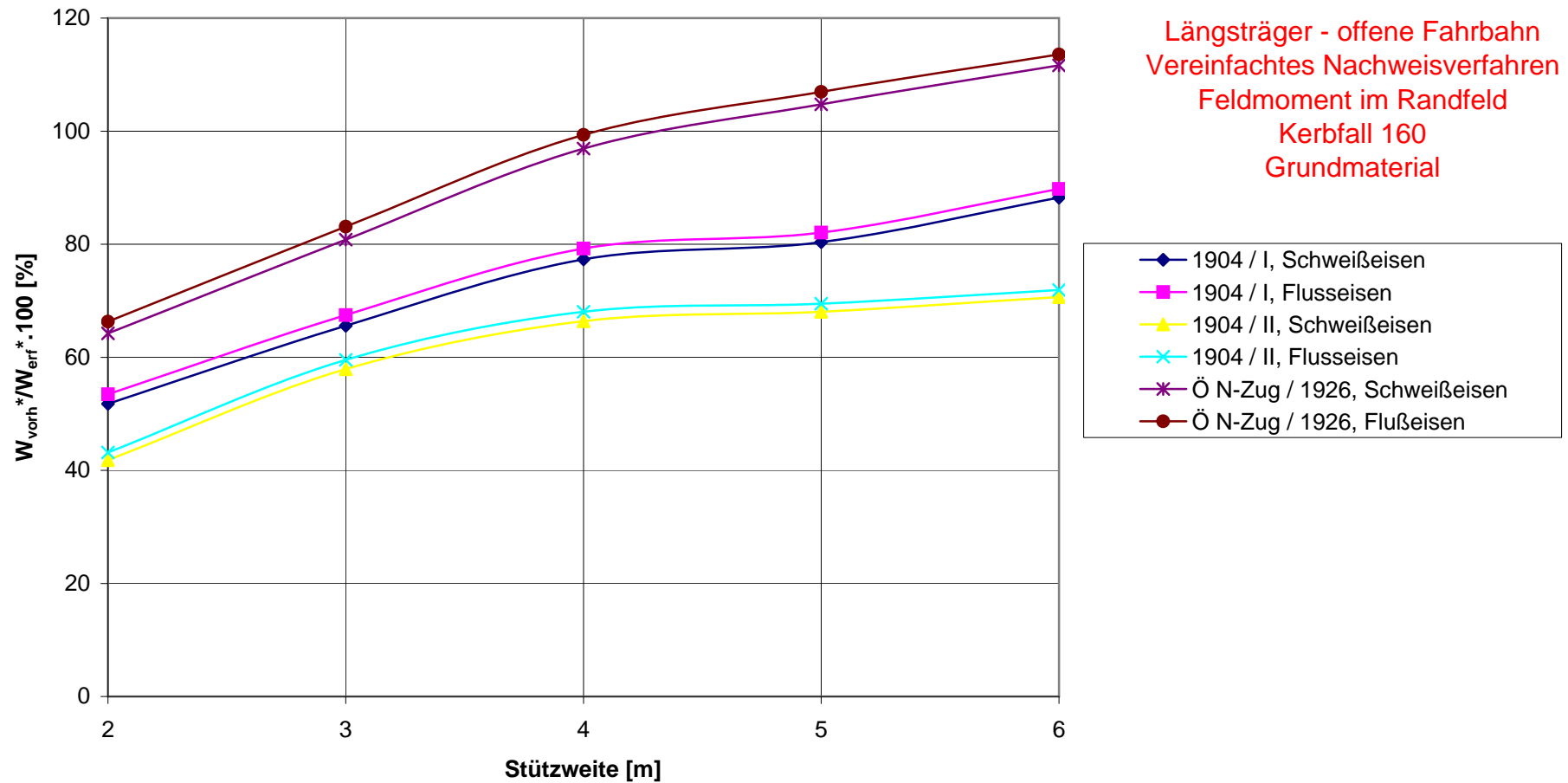
Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]

B 4003 / 1984 / (2), B 4600 / 1979, Teil 3

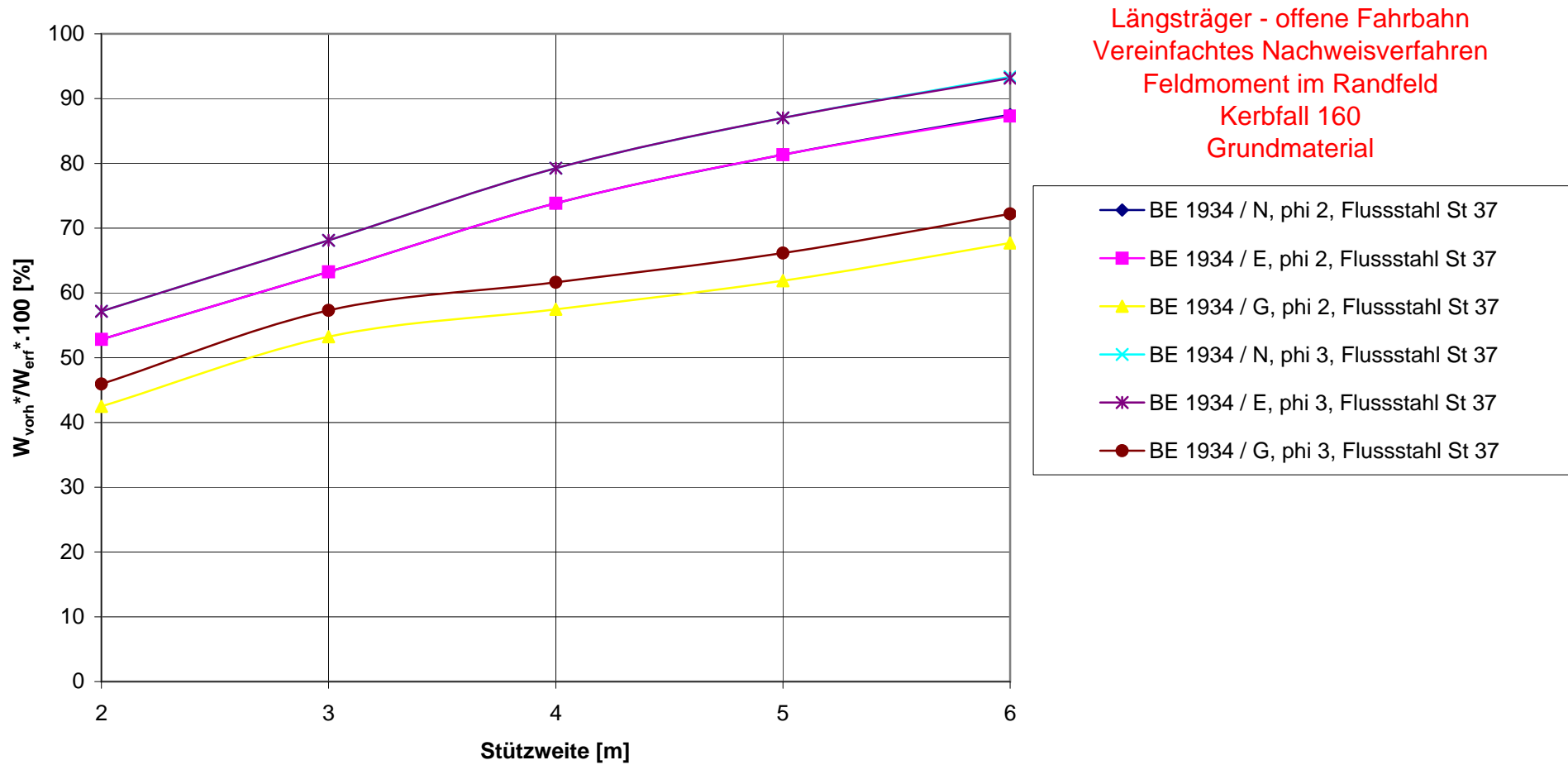
Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
1	7	0	-8	-25	-29	-34	-31	-34	-38	-43	-45	-47
2	31	15	5	-1	-15	-22	-10	-22	-28	-31	-39	-42
3	41	26	16	8	-7	-15	-2	-15	-23	-26	-35	-39
4	42	27	17	8	-7	-15	-1	-15	-22	-26	-35	-39
5	50	40	31	21	5	-4	11	-4	-13	-17	-28	-33
6	50	49	40	31	15	5	21	5	-4	-9	-22	-28
7	50	47	39	28	12	3	18	3	-6	-11	-23	-29
8	50	47	38	27	11	1	17	1	-8	-12	-24	-30
9	50	49	39	45	22	11	36	12	1	6	-16	-24
10	50	49	39	45	22	10	36	12	1	5	-17	-25
12	50	49	40	44	21	9	35	11	0	4	-18	-25
14	50	49	40	43	20	8	34	10	-1	3	-18	-26
16	50	50	50	50	32	21	45	22	11	15	-8	-17
18	50	50	50	50	31	20	44	21	10	15	-9	-18
20	50	50	50	50	30	19	44	20	9	14	-10	-19
22	50	50	50	50	40	30	50	31	20	25	0	-10
24	50	50	50	50	29	18	43	19	8	12	-11	-20
26	50	50	50	50	44	29	50	35	19	35	4	-11
28	50	50	50	50	43	28	50	34	18	34	3	-11
30	50	50	50	50	42	27	50	33	17	33	2	-12
32	50	50	50	50	42	27	50	33	17	33	2	-13
34	50	50	50	50	41	26	50	32	16	32	1	-13
36	50	50	50	50	41	25	50	31	15	31	0	-14
38	50	50	50	50	40	25	50	31	15	31	0	-14
40	50	50	50	50	39	24	50	30	14	30	-1	-15
42	50	50	50	50	39	24	50	29	14	29	-2	-15
44	50	50	50	50	38	23	50	29	13	29	-2	-16
46	50	50	50	50	38	23	50	28	13	28	-2	-16

48	50	50	50	50	37	22	50	28	12	28	-3	-16
50	50	50	50	50	37	22	50	27	12	28	-3	-17
52	50	50	50	50	37	21	50	27	11	27	-4	-17
54	50	50	50	50	36	21	50	27	11	27	-4	-18
56	50	50	50	50	36	20	50	26	10	26	-5	-18
58	50	50	50	50	35	20	50	26	10	26	-5	-18
60	50	50	50	50	50	34	50	49	25	49	21	-6
65	50	50	50	50	50	33	50	49	23	49	19	-7
70	50	50	50	50	50	32	50	48	22	48	18	-8
75	50	50	50	50	50	29	50	45	19	45	15	-11
80	50	50	50	50	50	27	50	43	17	43	13	-12
85	50	50	50	50	50	25	50	42	15	42	11	-14
90	50	50	50	50	48	23	50	40	13	40	9	-15
95	50	50	50	50	47	22	50	38	12	38	8	-17
100	50	50	50	50	45	20	50	37	10	37	6	-18

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Schweißseisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

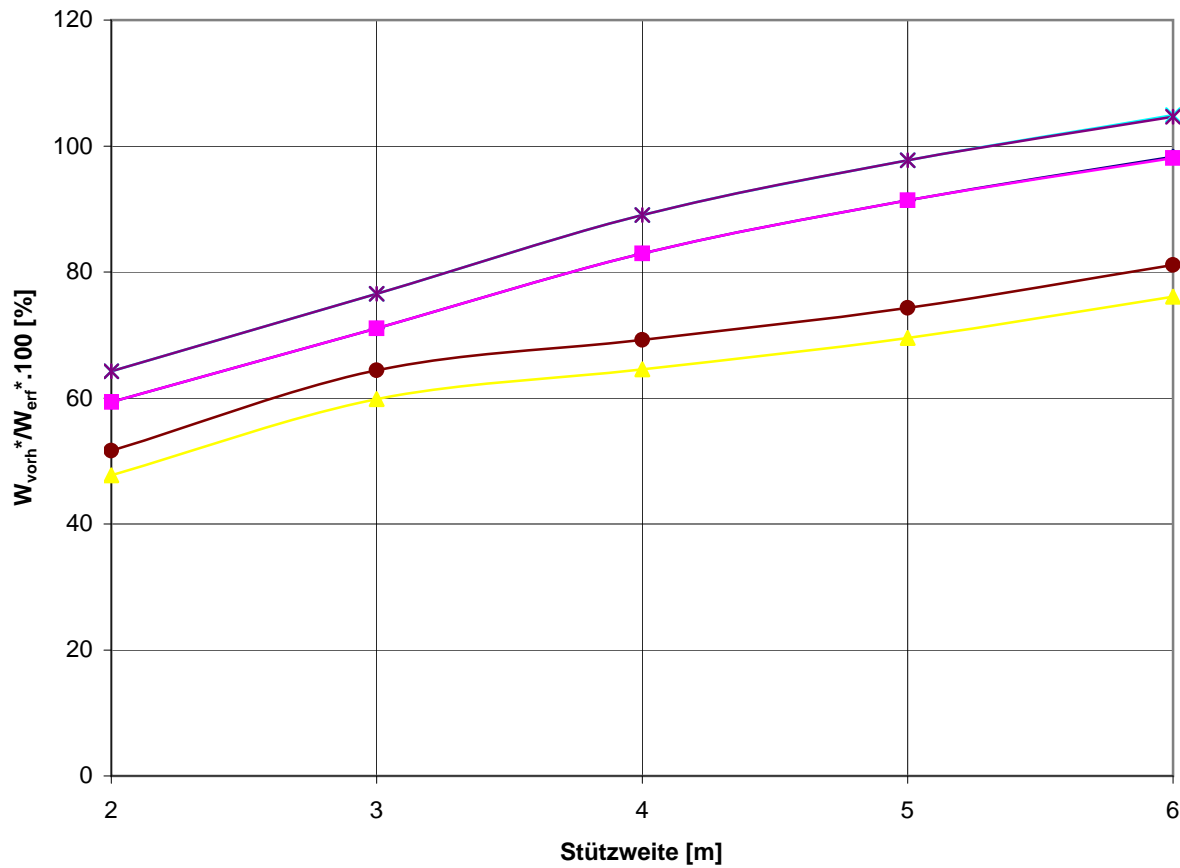


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

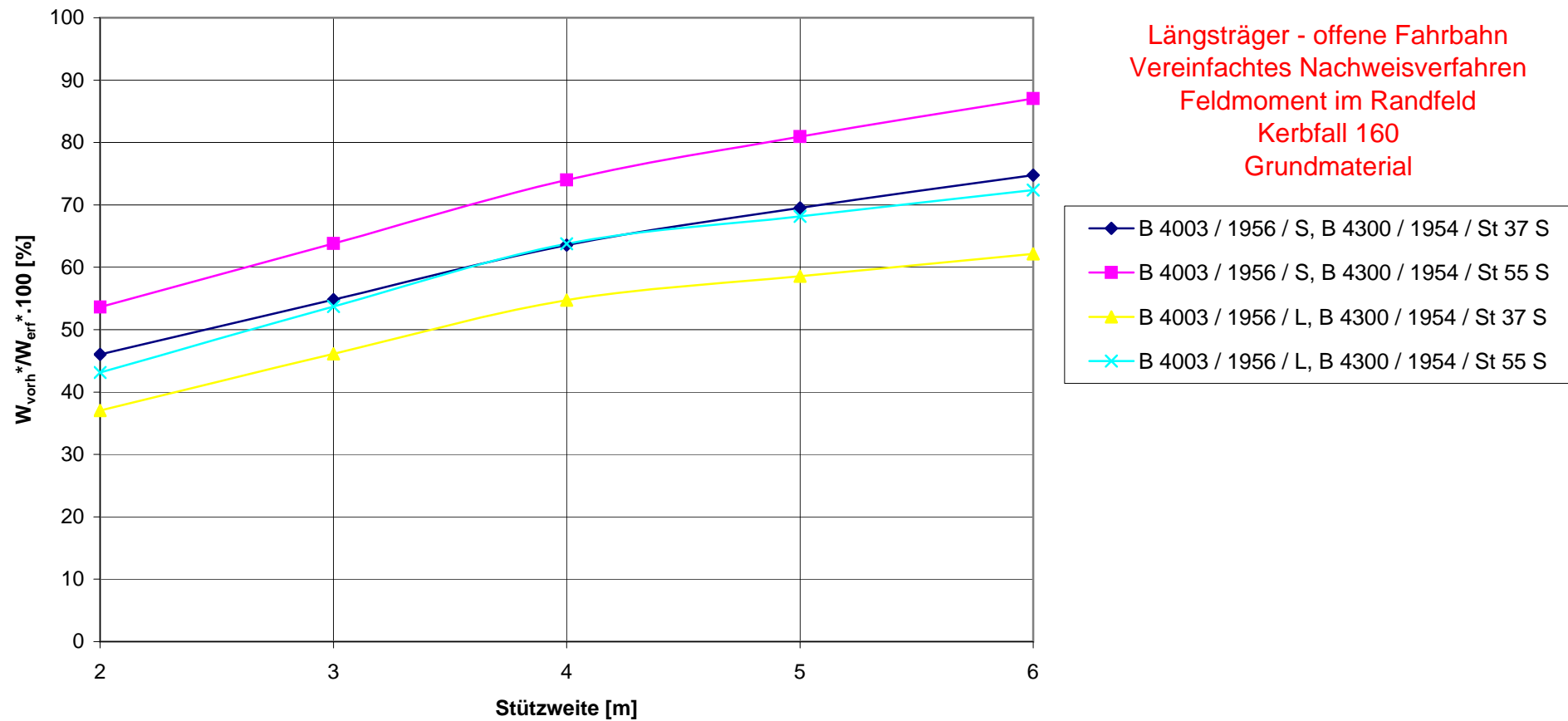


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

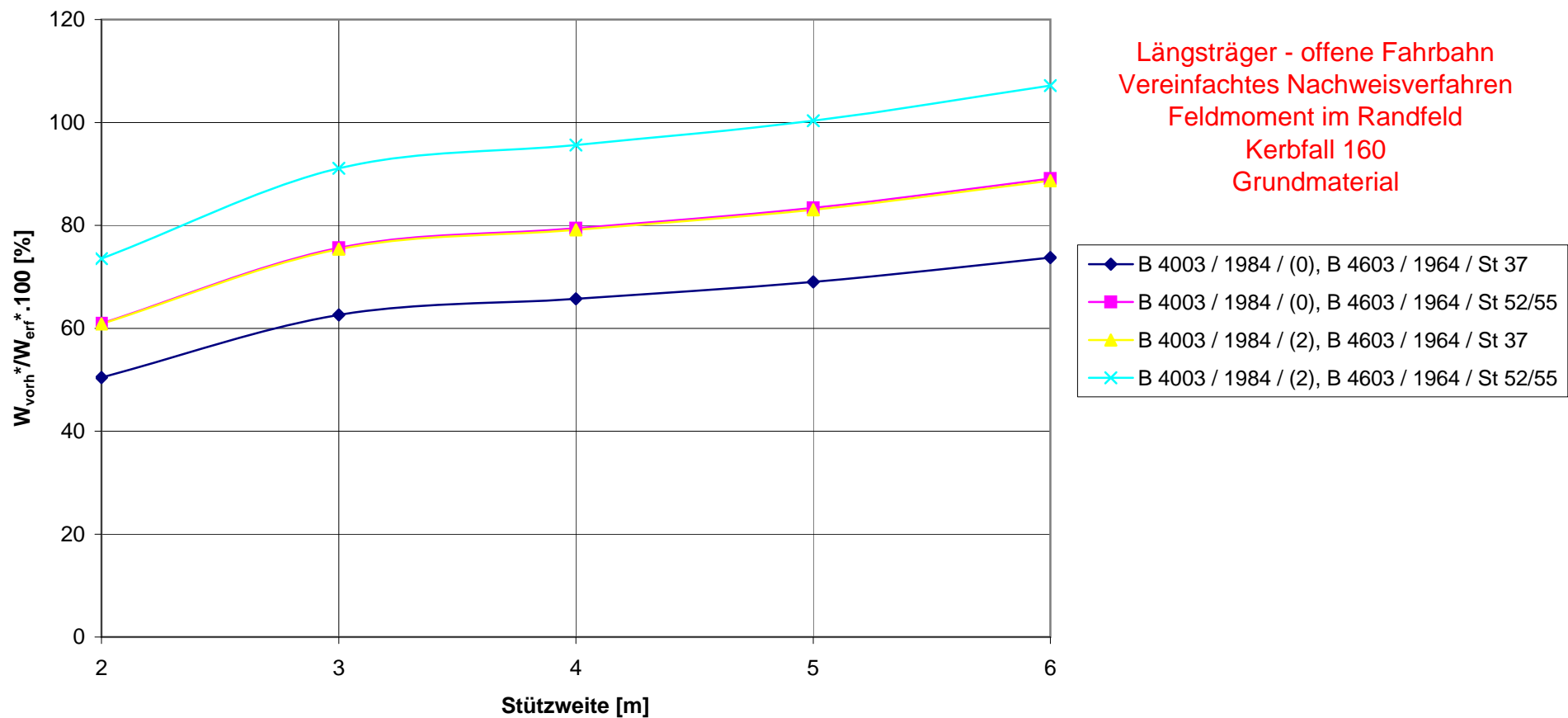
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Randfeld
 Kerbfall 160
 Grundmaterial



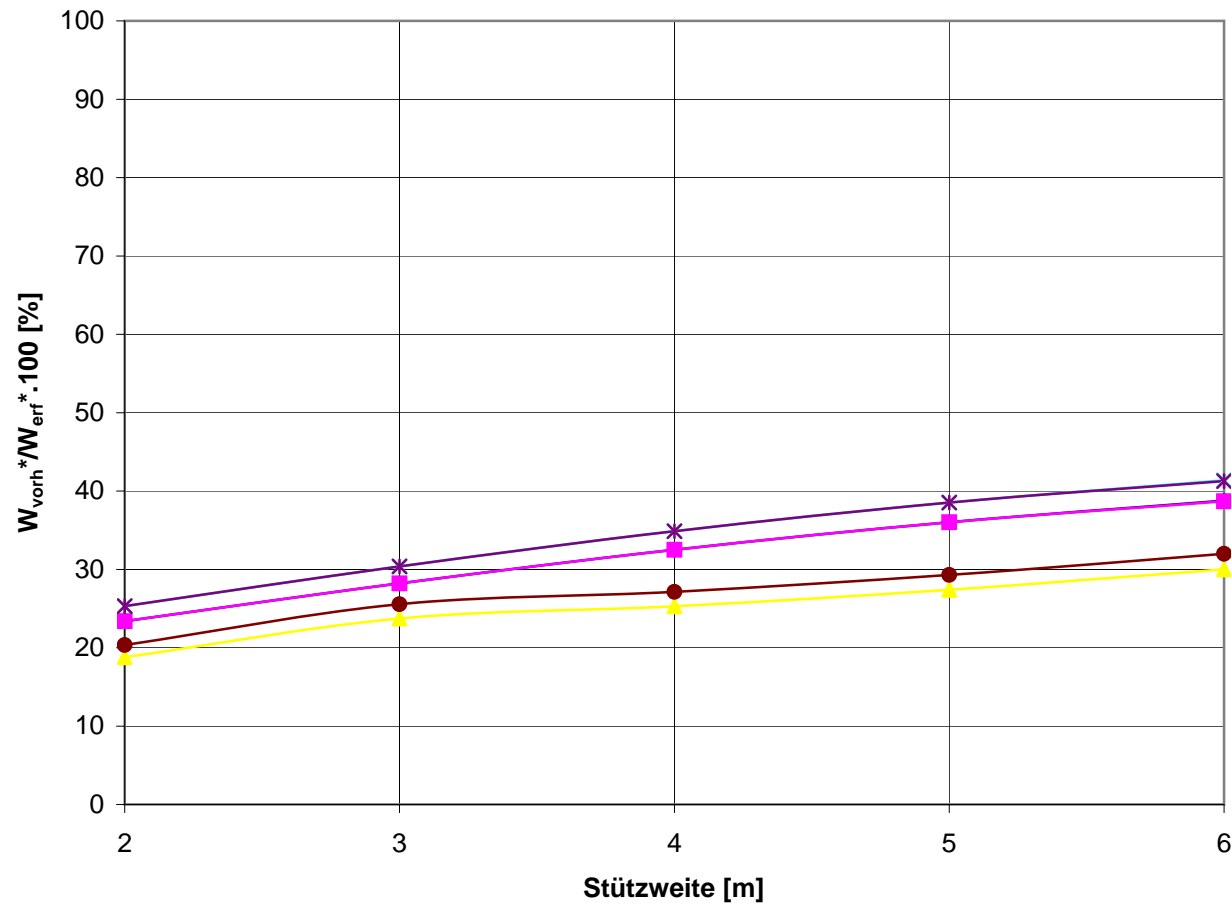
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus
 ÖNORM B 4300 / 1954



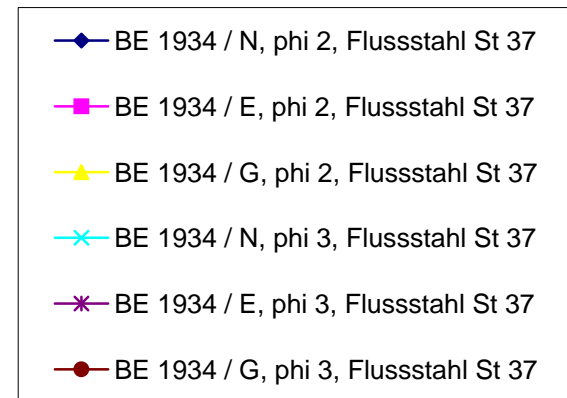
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf B 4003 / 1994 / (2), B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

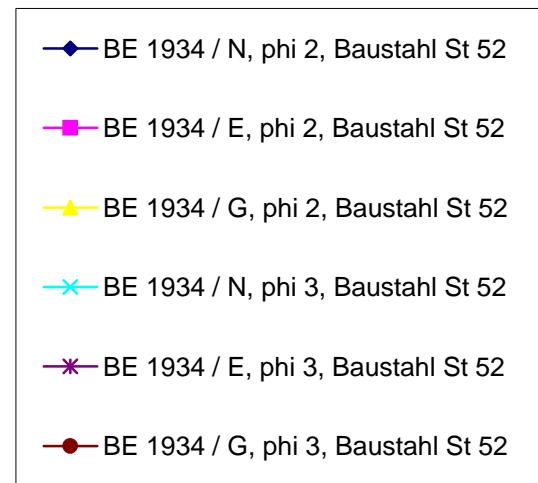
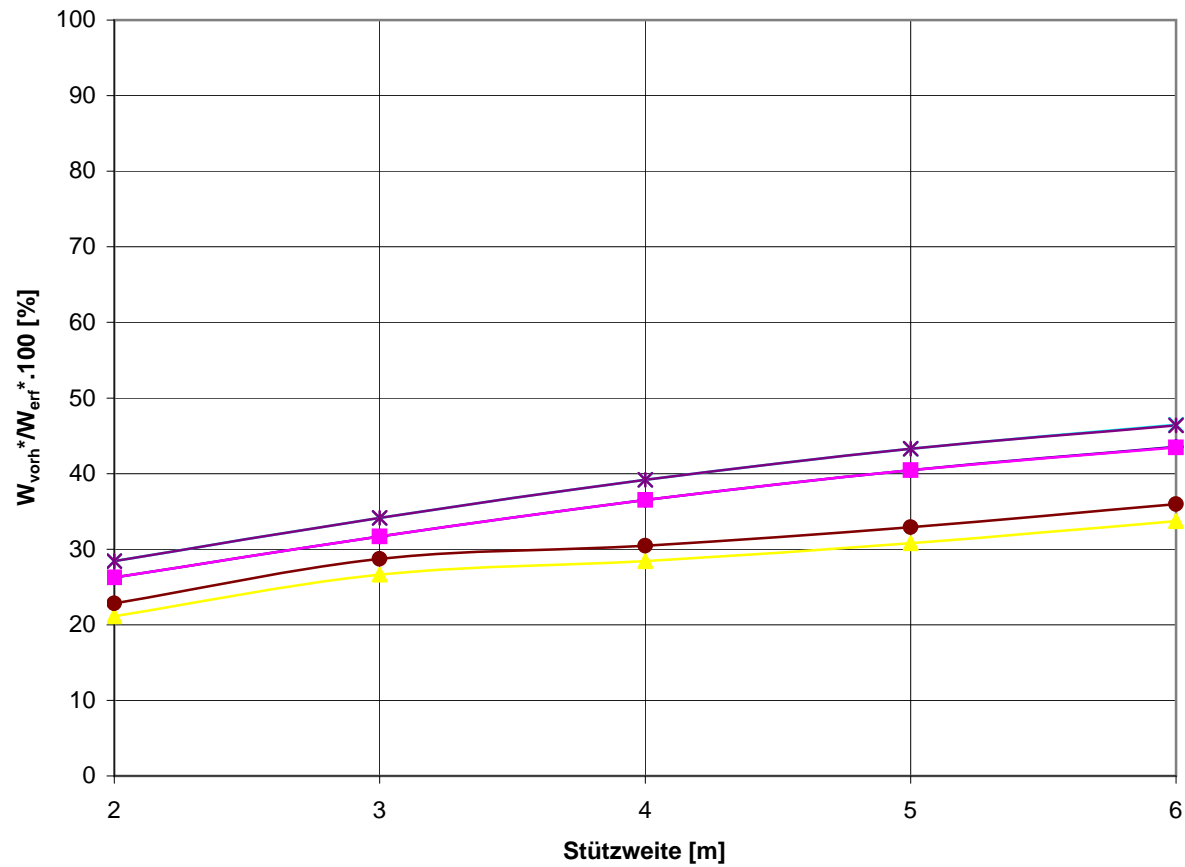


Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Randfeld
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf B 4003 / 1994 / (2), B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

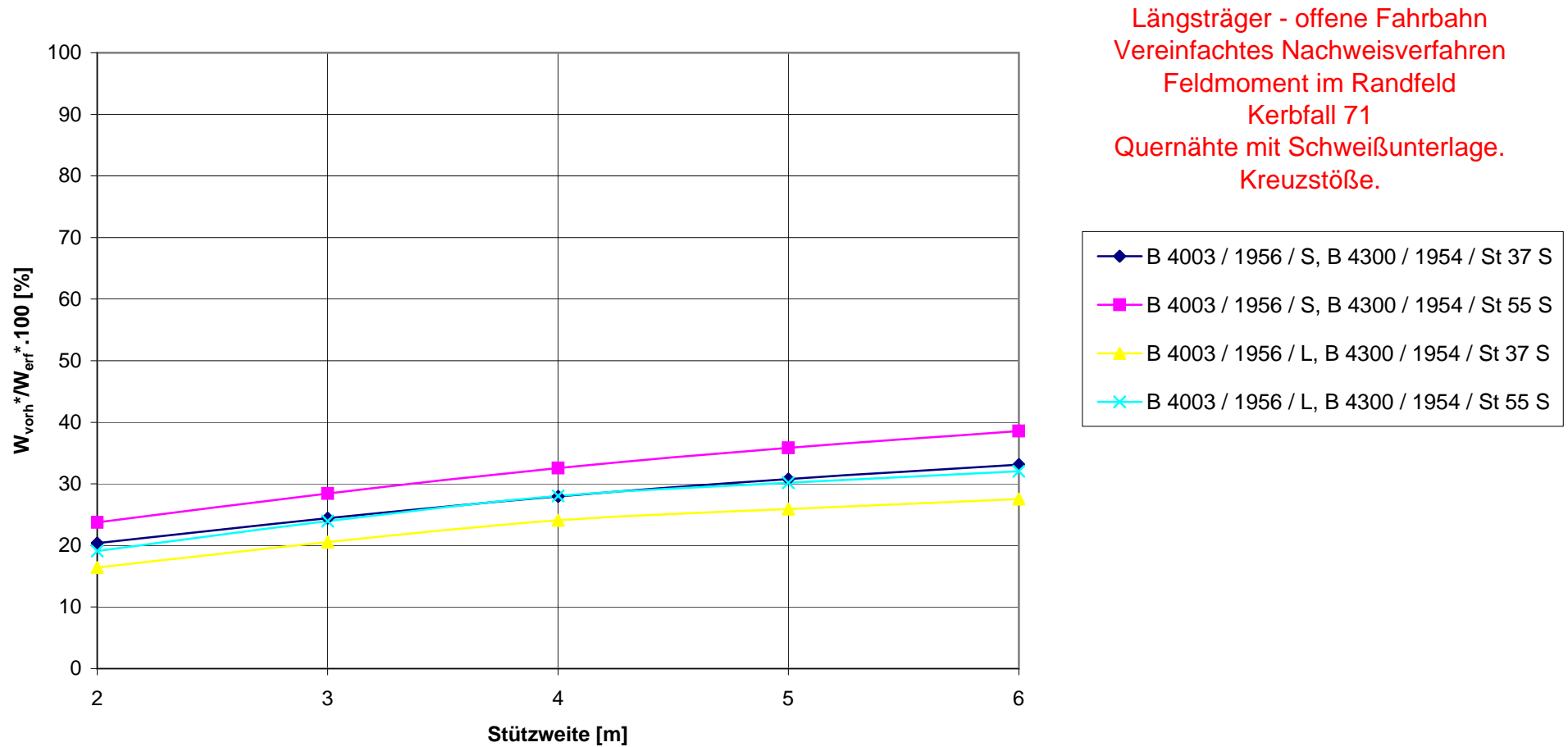
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Randfeld
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten

Bezogen auf B 4003 / 1994 / (2), B 4303 / 1994, ONR 24008

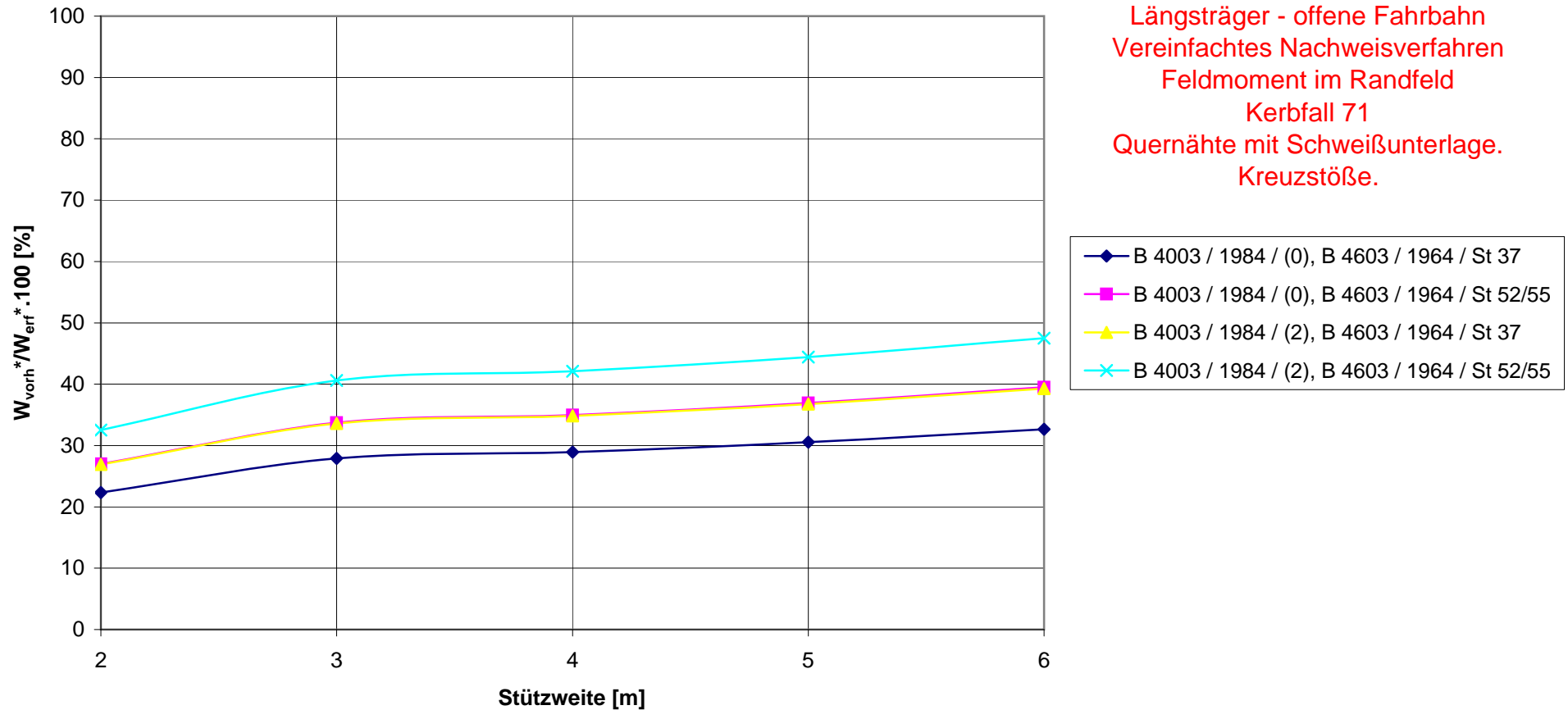
St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus B 4300 / 1954



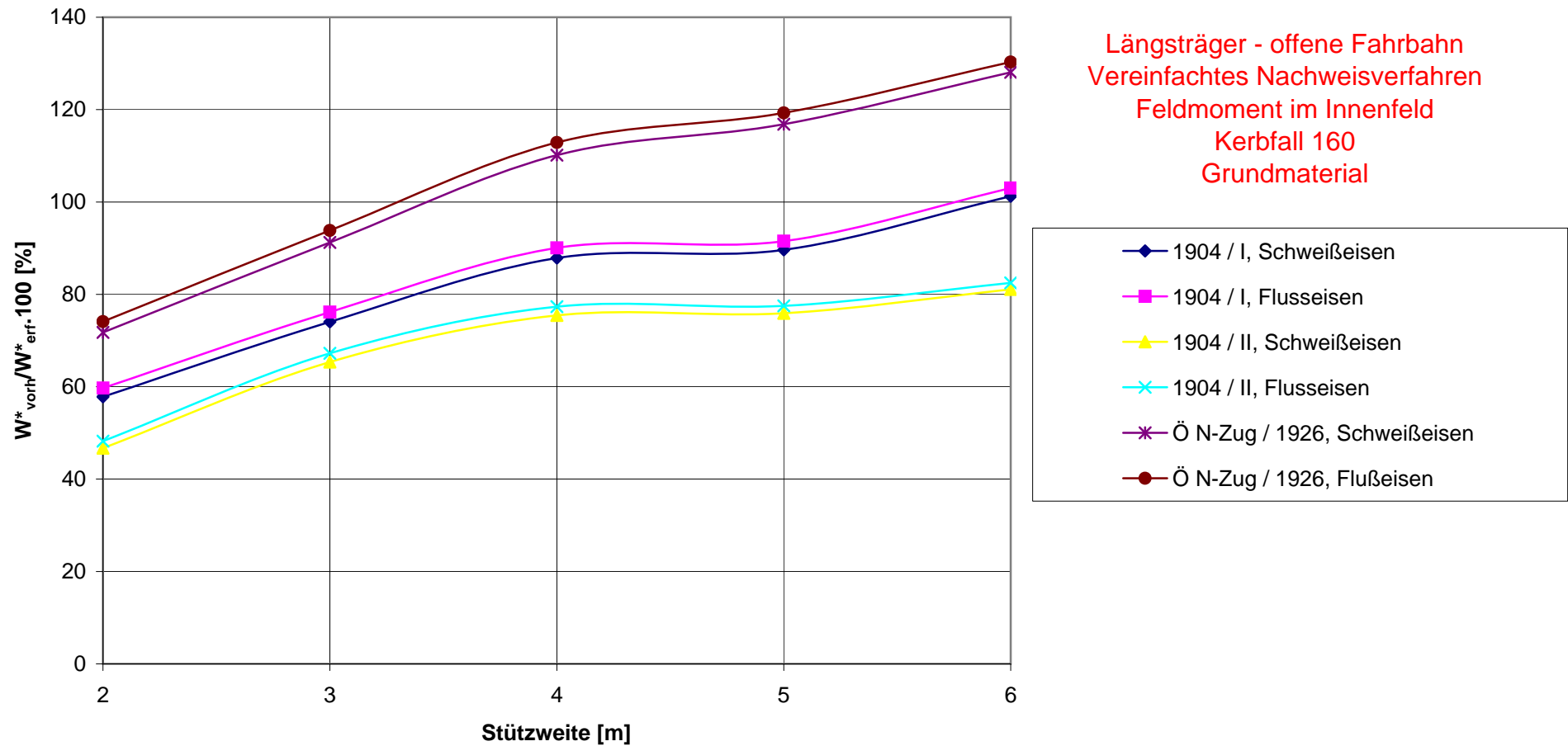
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten

Bezogen auf B 4003 / 1994 / (2), B 4303 / 1994, ONR 24008

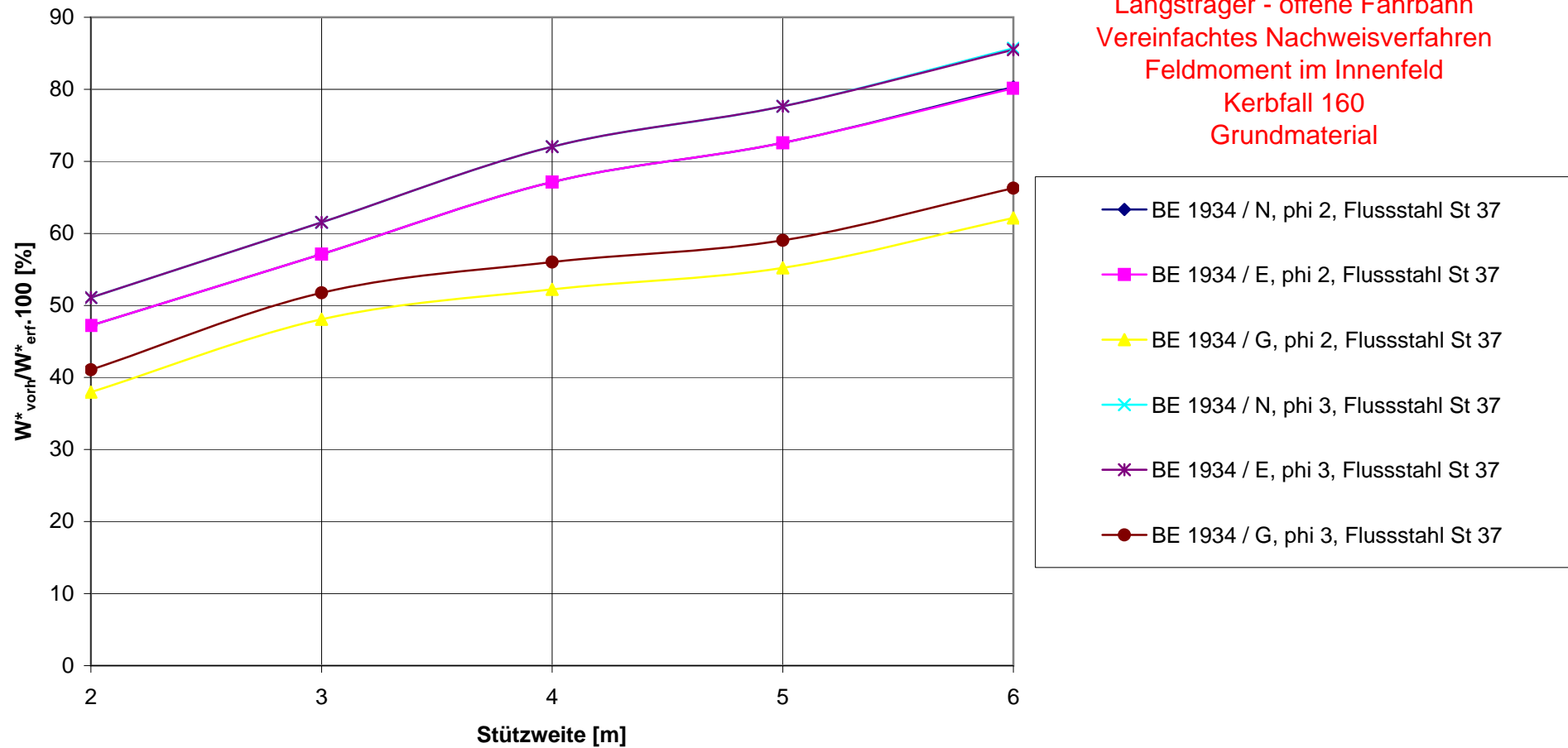
St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
aus B 4600 / 1978



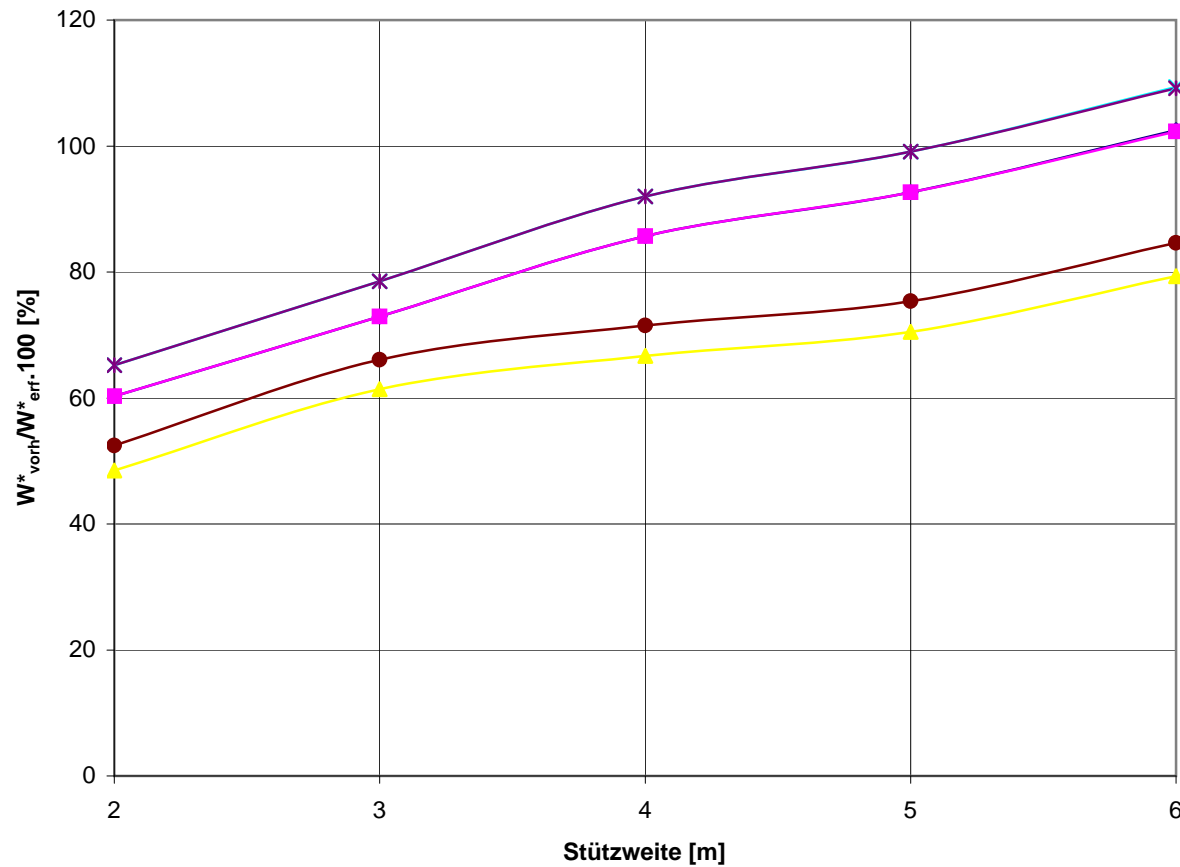
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003/1994/(2) und B 4303/1994, ONR 24008
 anwendbar für Schweißisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904



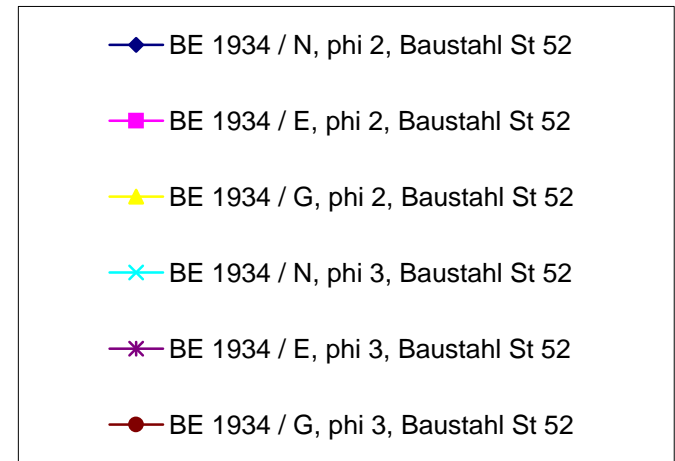
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)



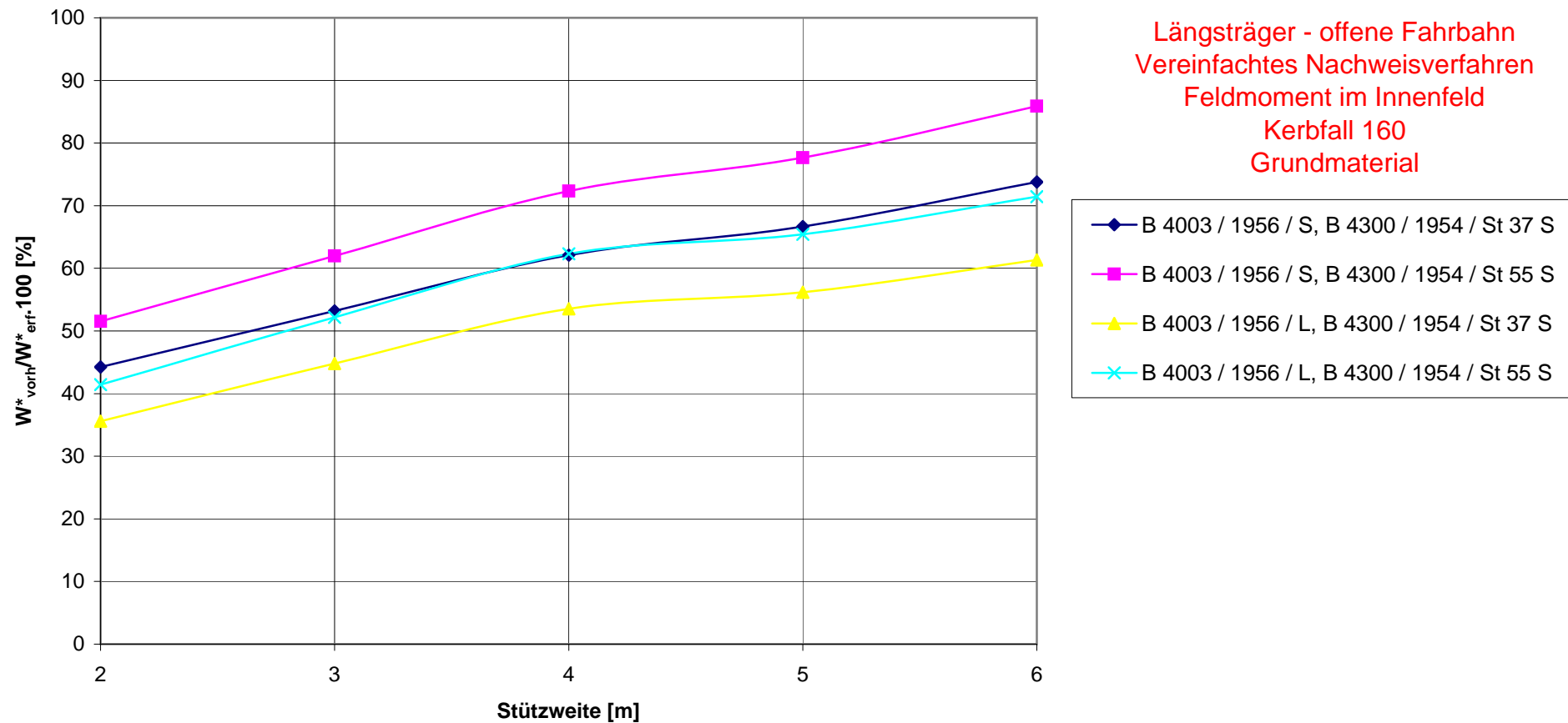
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)



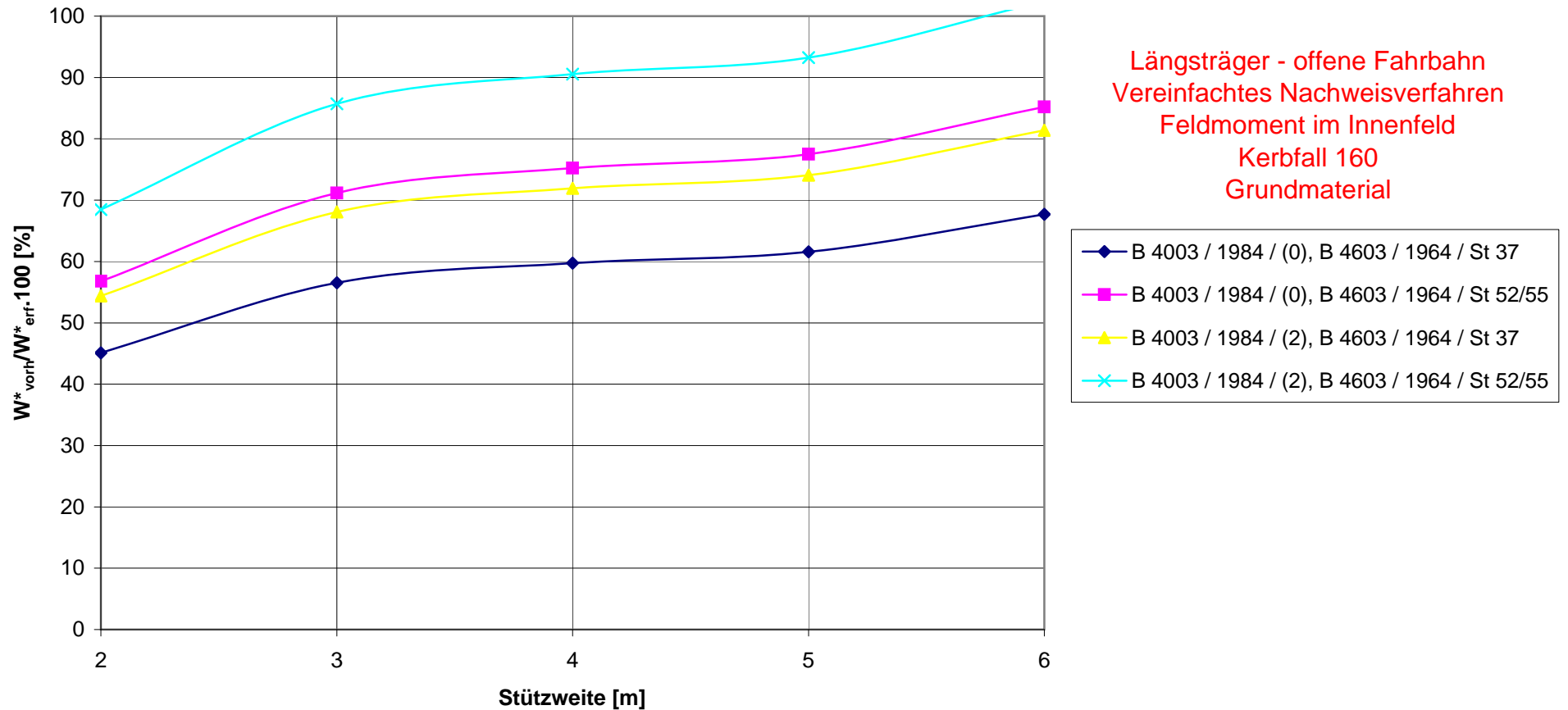
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Innenfeld
 Kerbfall 160
 Grundmaterial



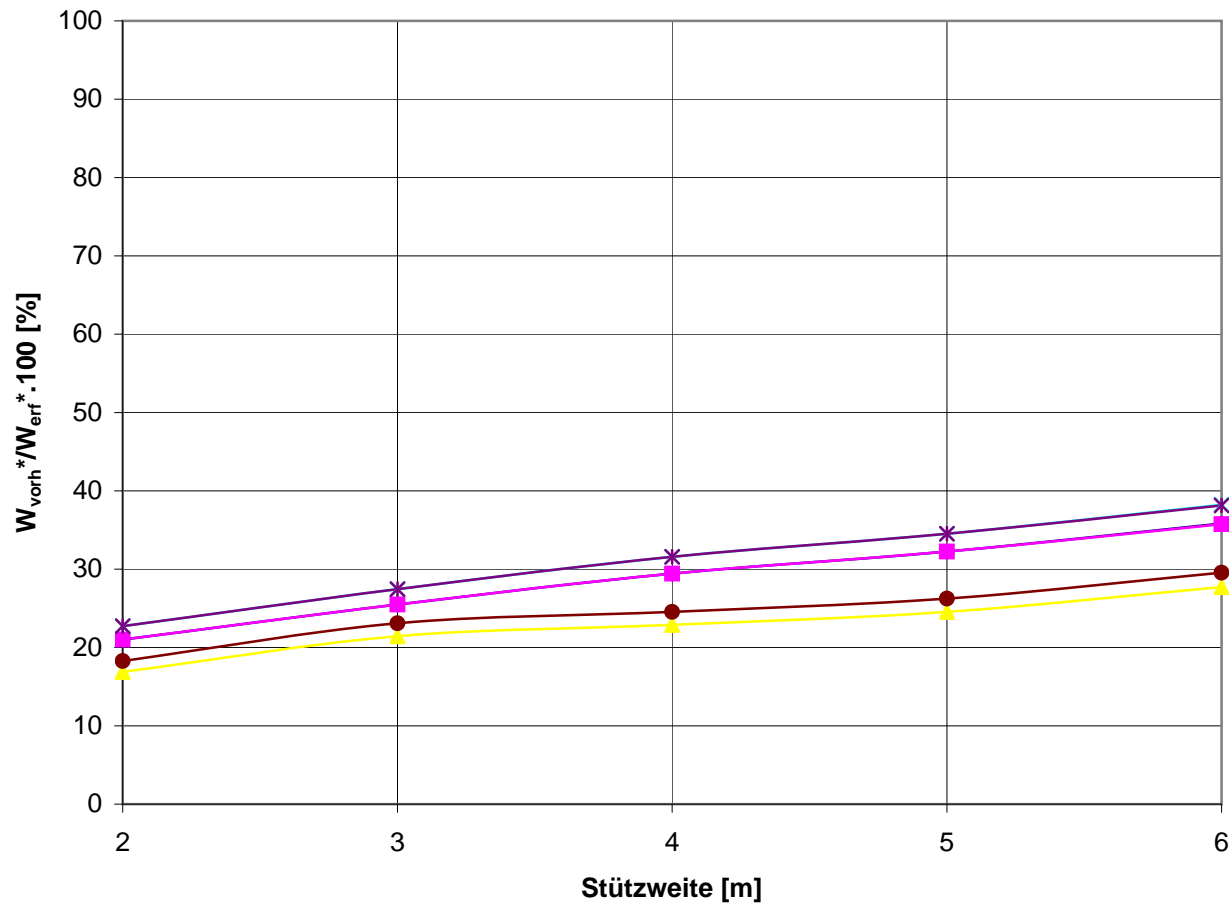
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus
 ÖNORM B 4300 / 1954



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978



**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
 Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)**

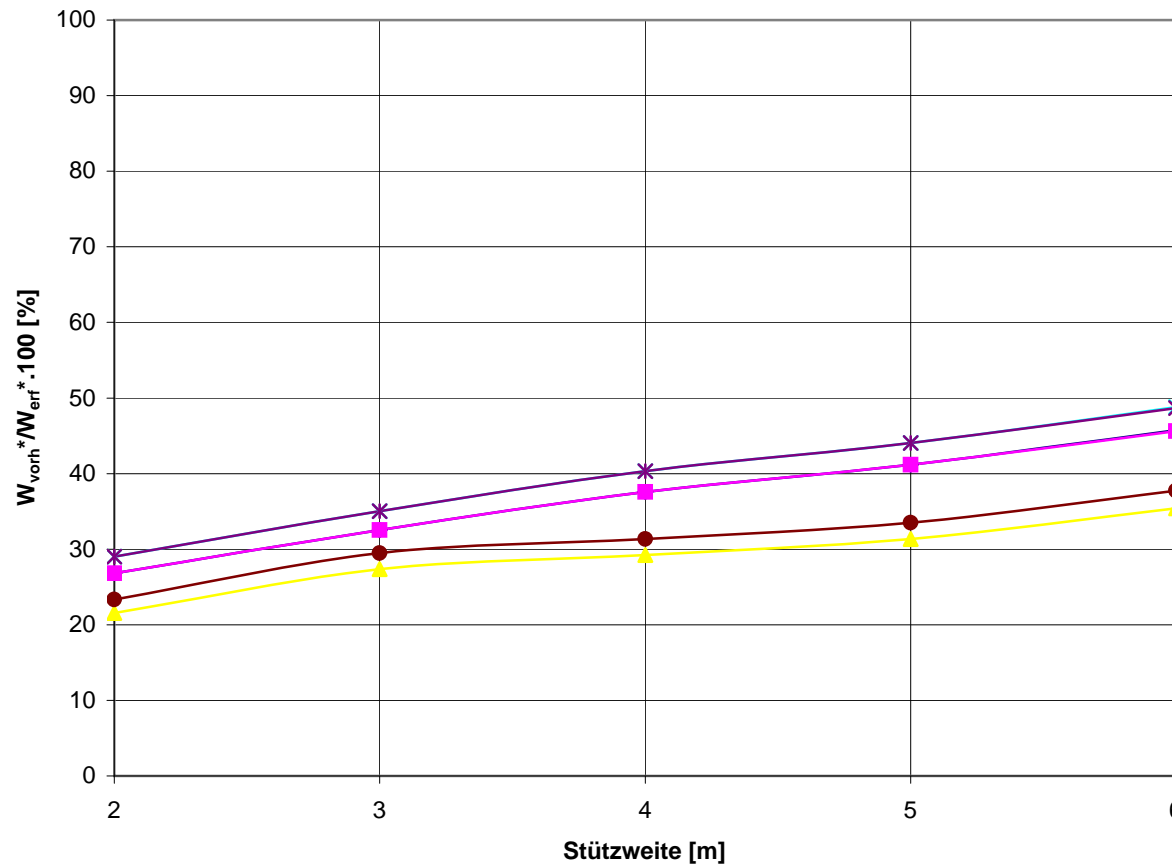


Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Innenfeld
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.

- ◆ BE 1934 / N, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett

**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
 Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3$ kN/cm²)**

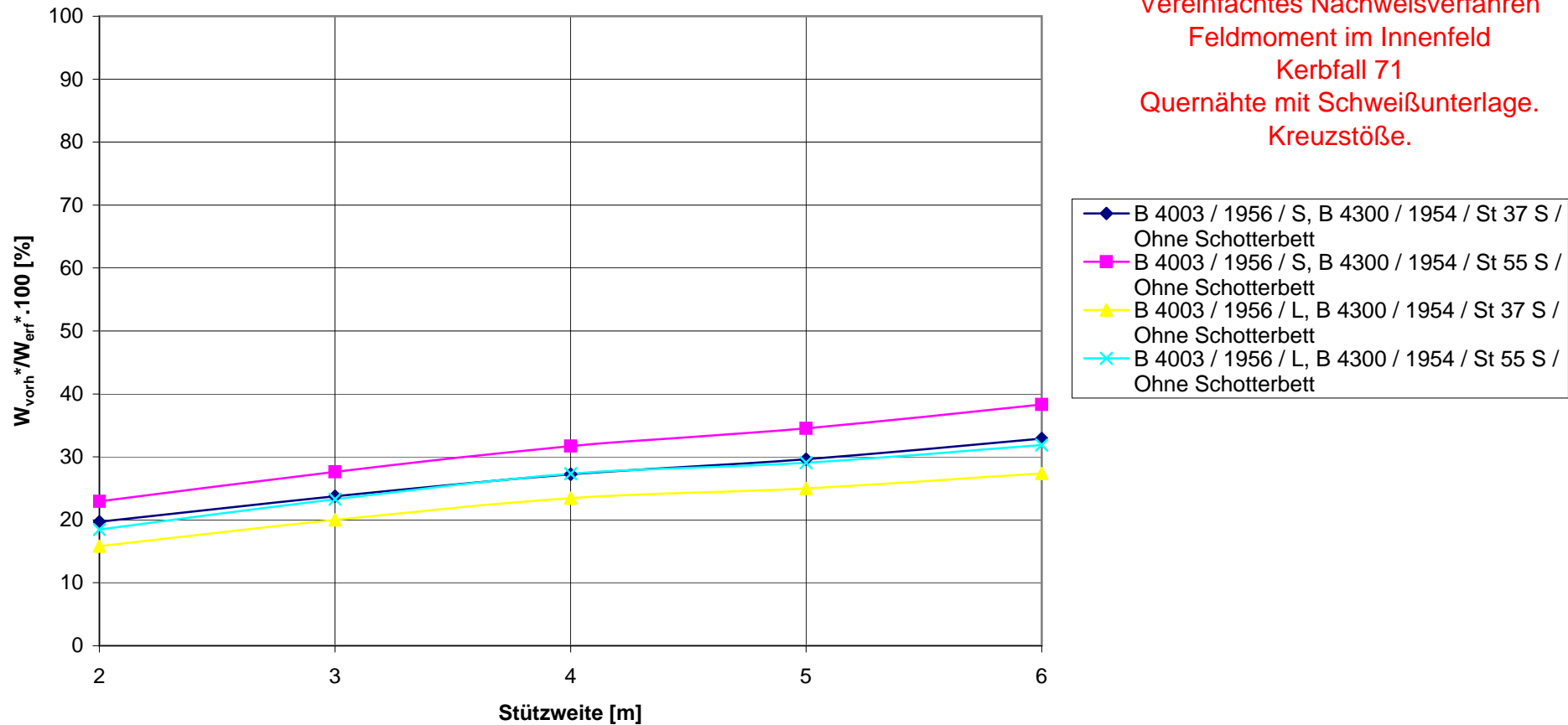
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Innenfeld
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.



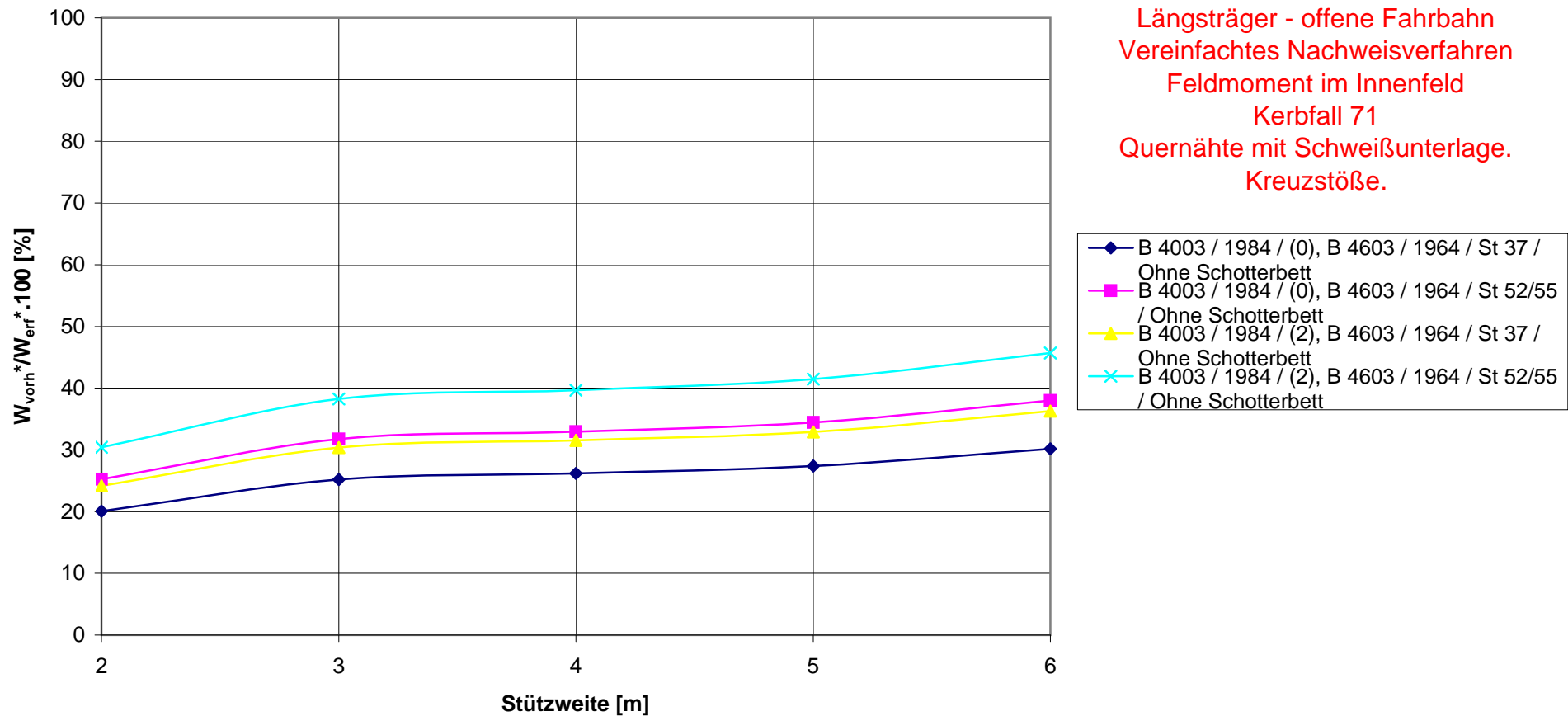
- ◆ BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus
 ÖNORM B 4300 / 1954

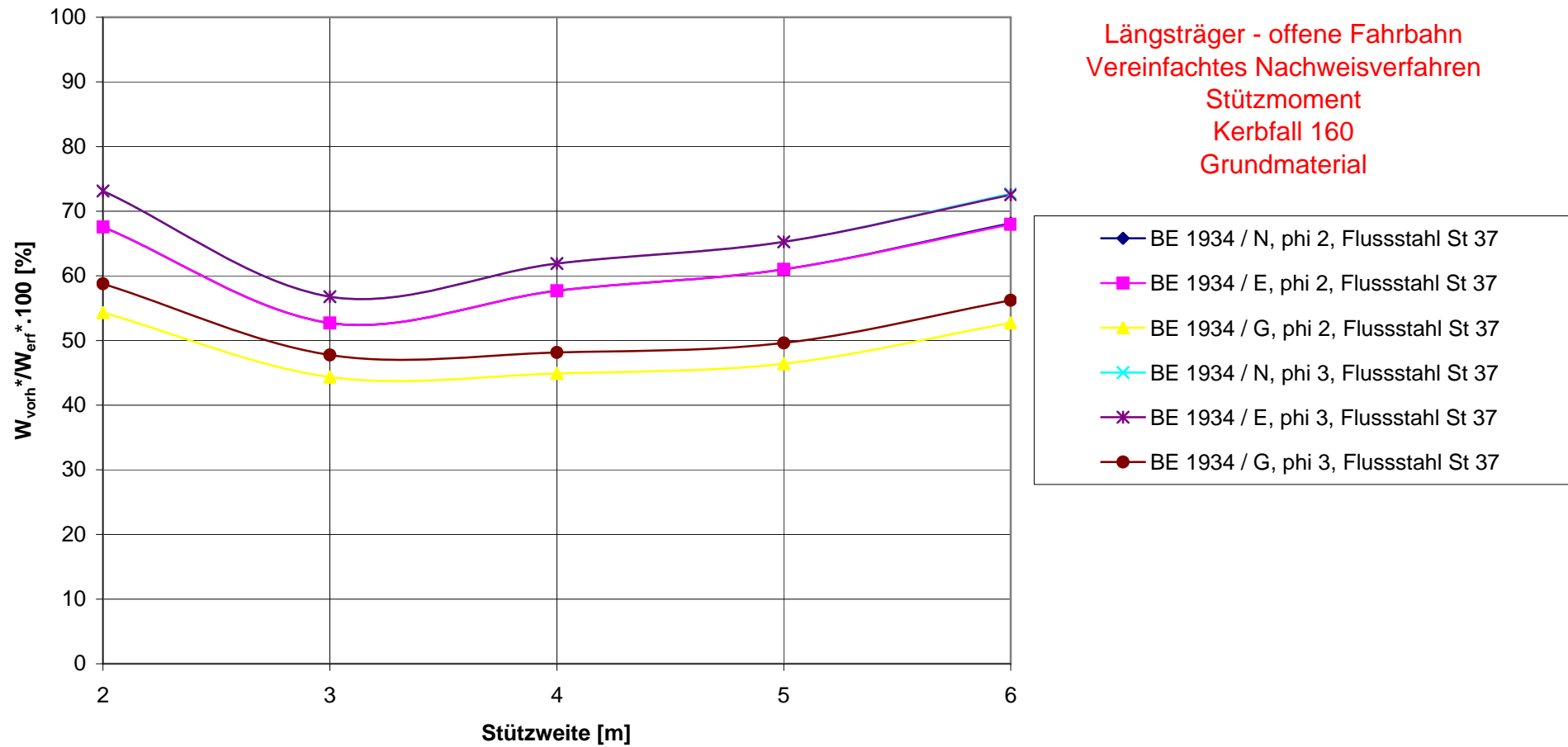
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Feldmoment im Innenfeld
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomente
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978

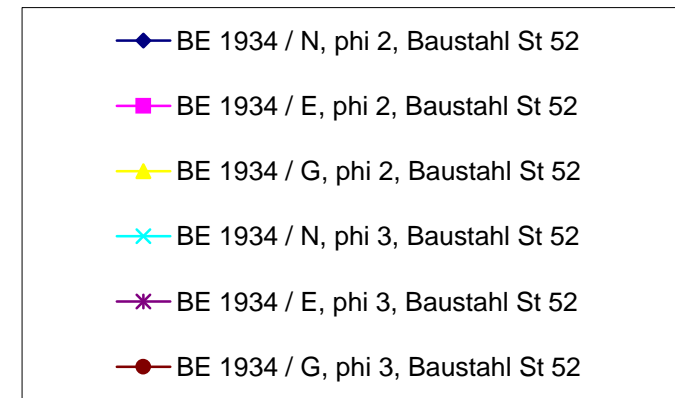
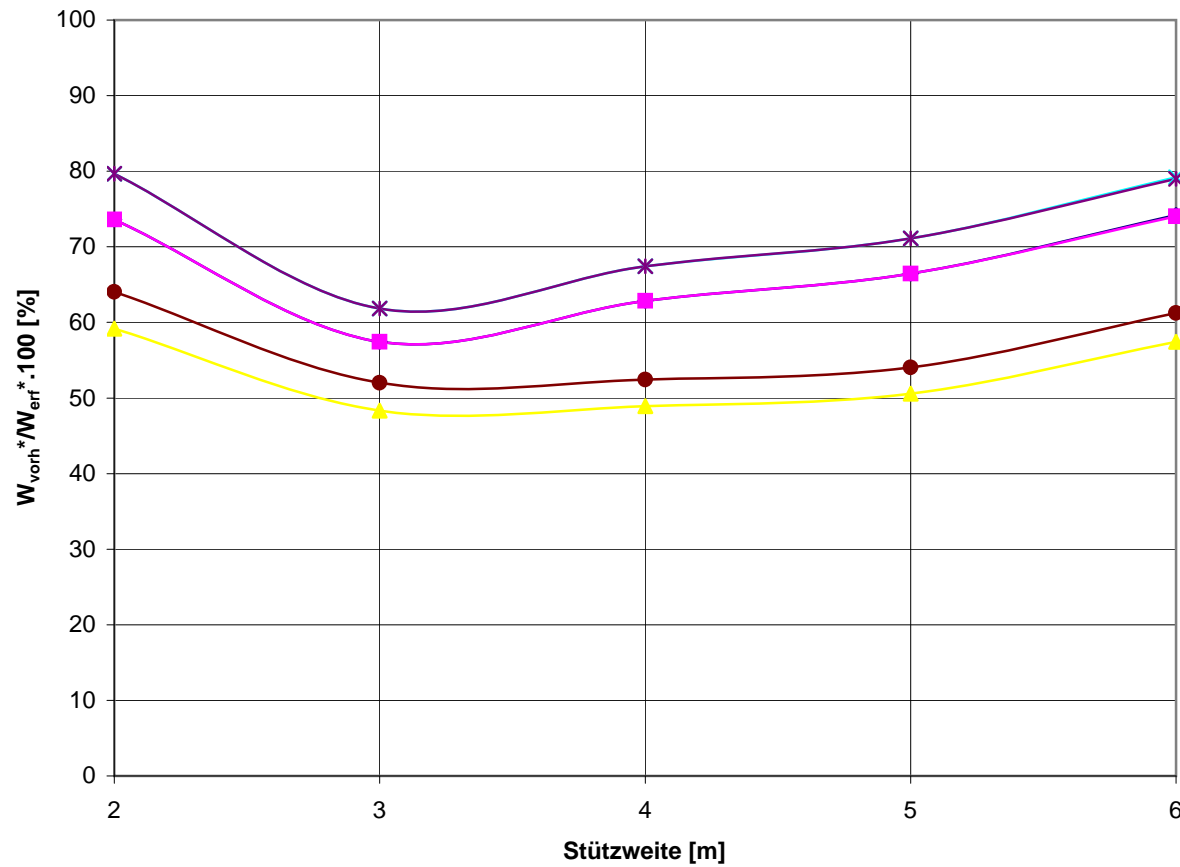


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)



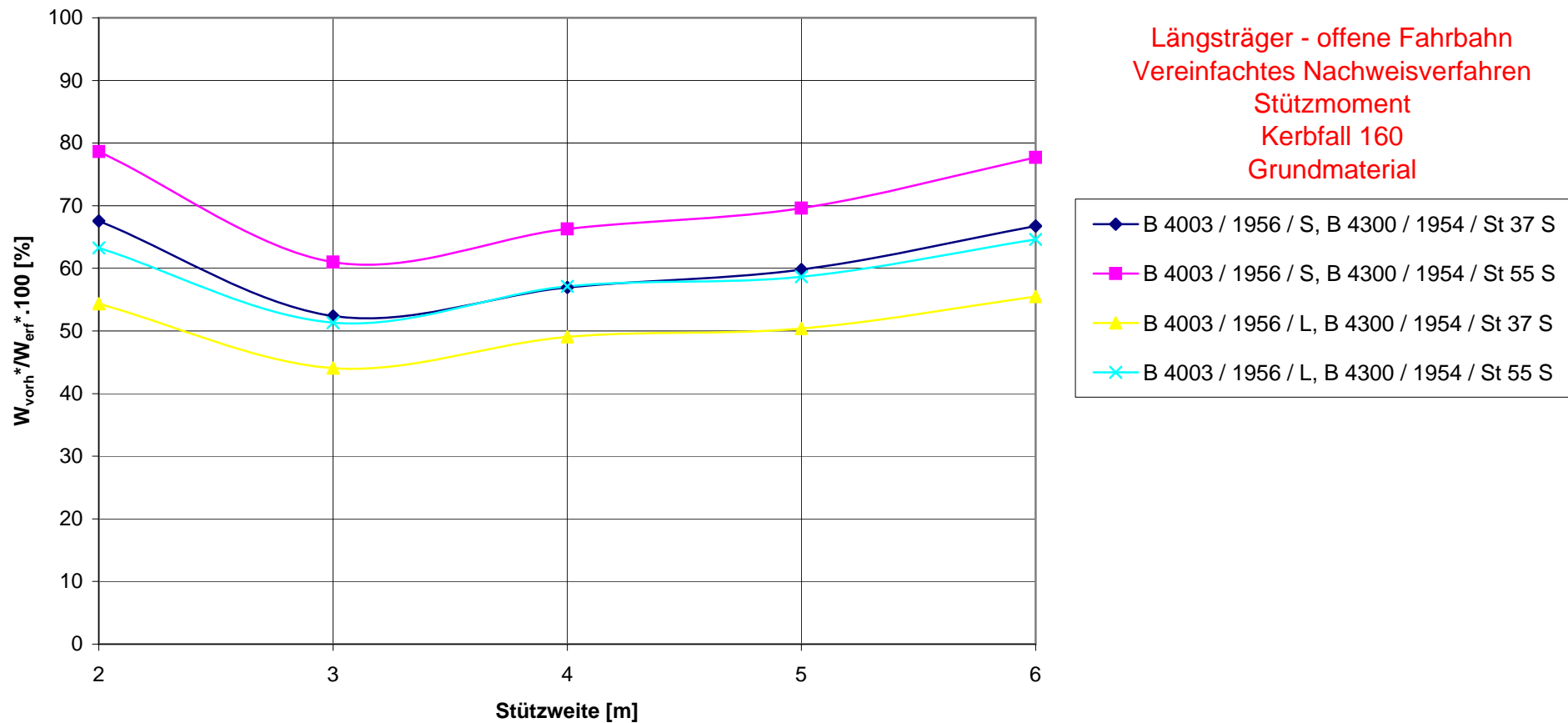
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Stützmoment
 Kerbfall 160
 Grundmaterial

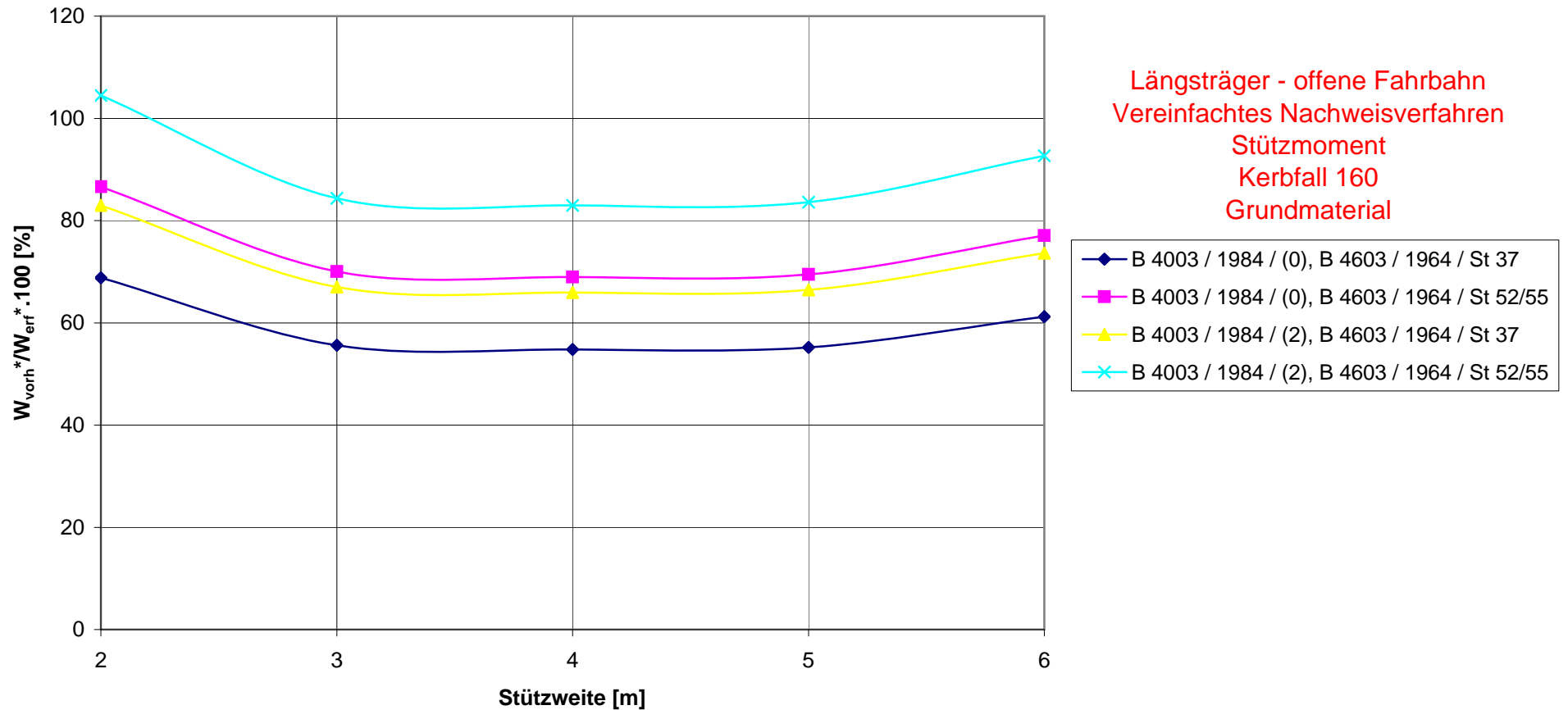


**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008**

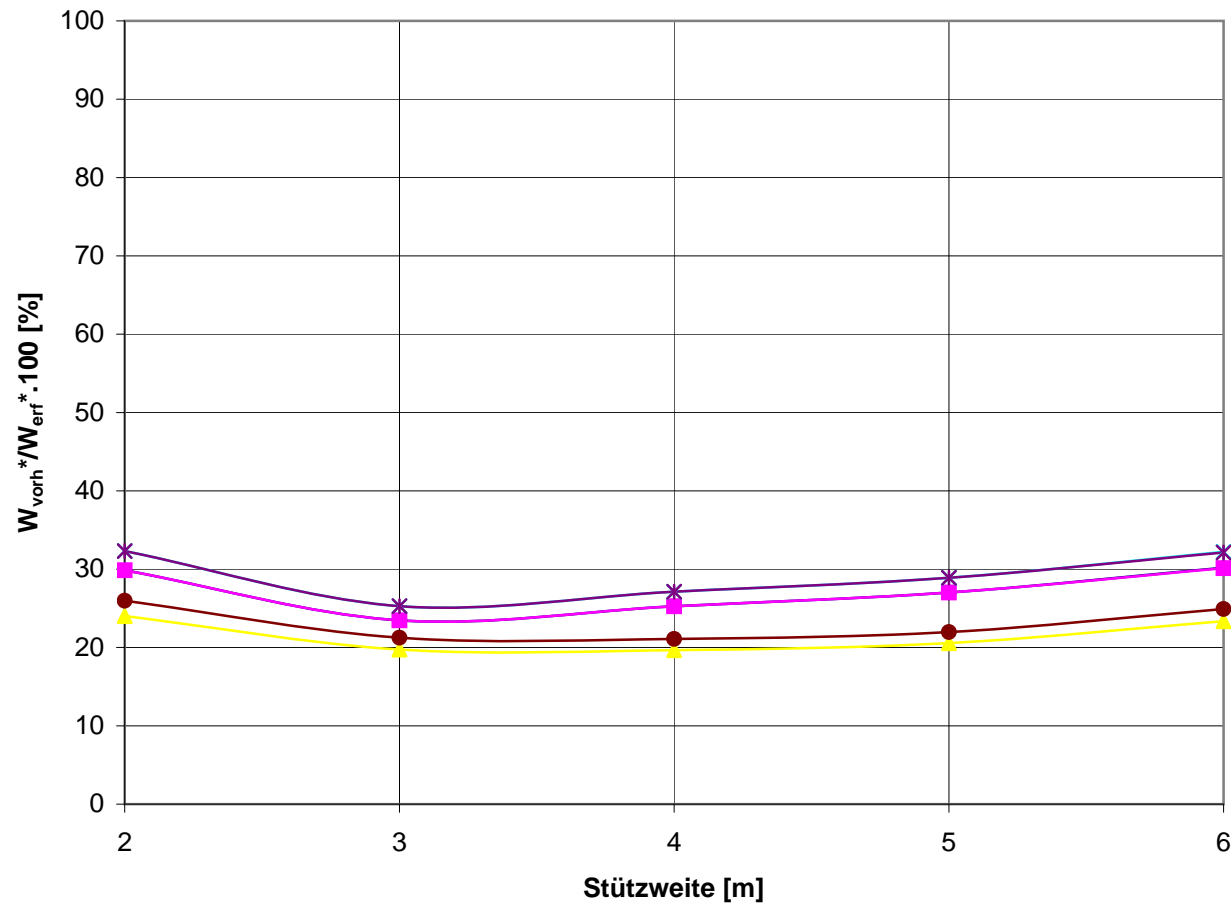
St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus ÖNORM B 4300 / 1954



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978



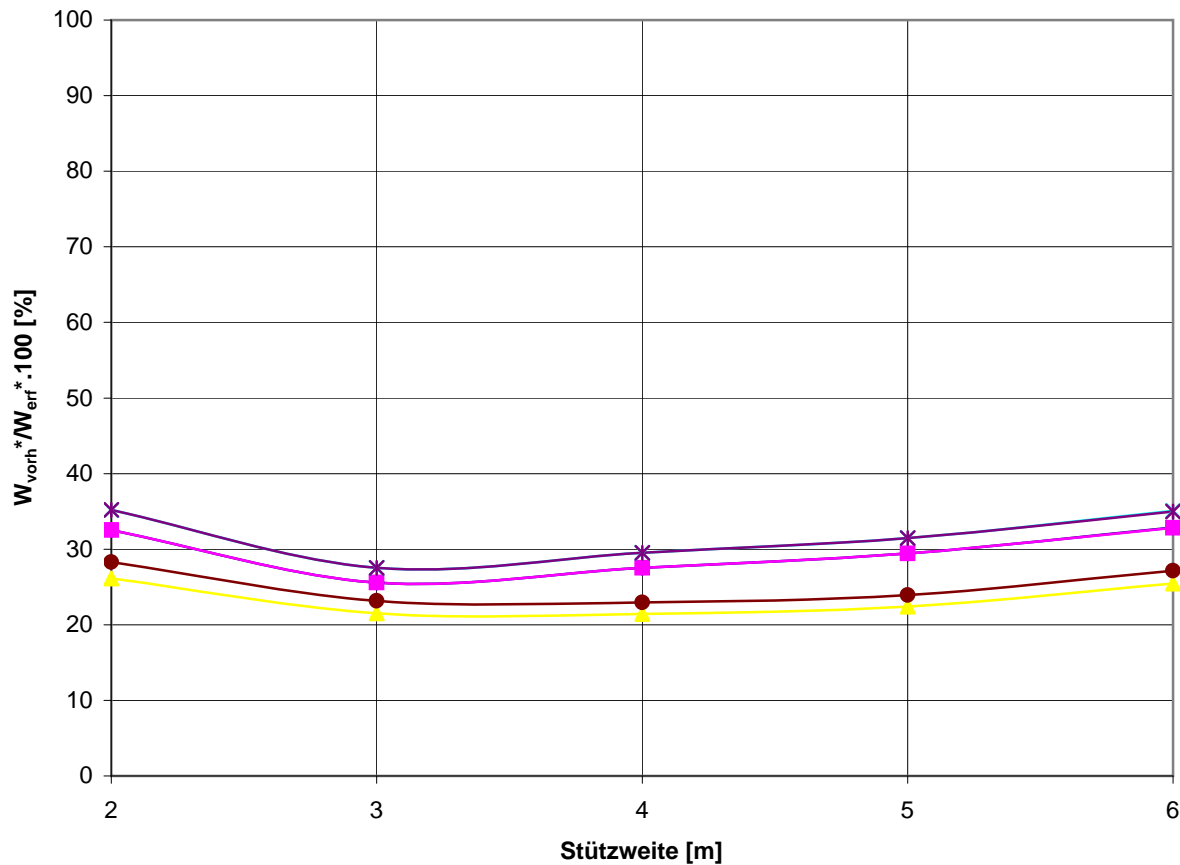
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)



Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Stützmoment
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.

- ◆ BE 1934 / N, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 2, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ✕ BE 1934 / N, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 3, Flusstahl St 37 / Ohne Schotterbett

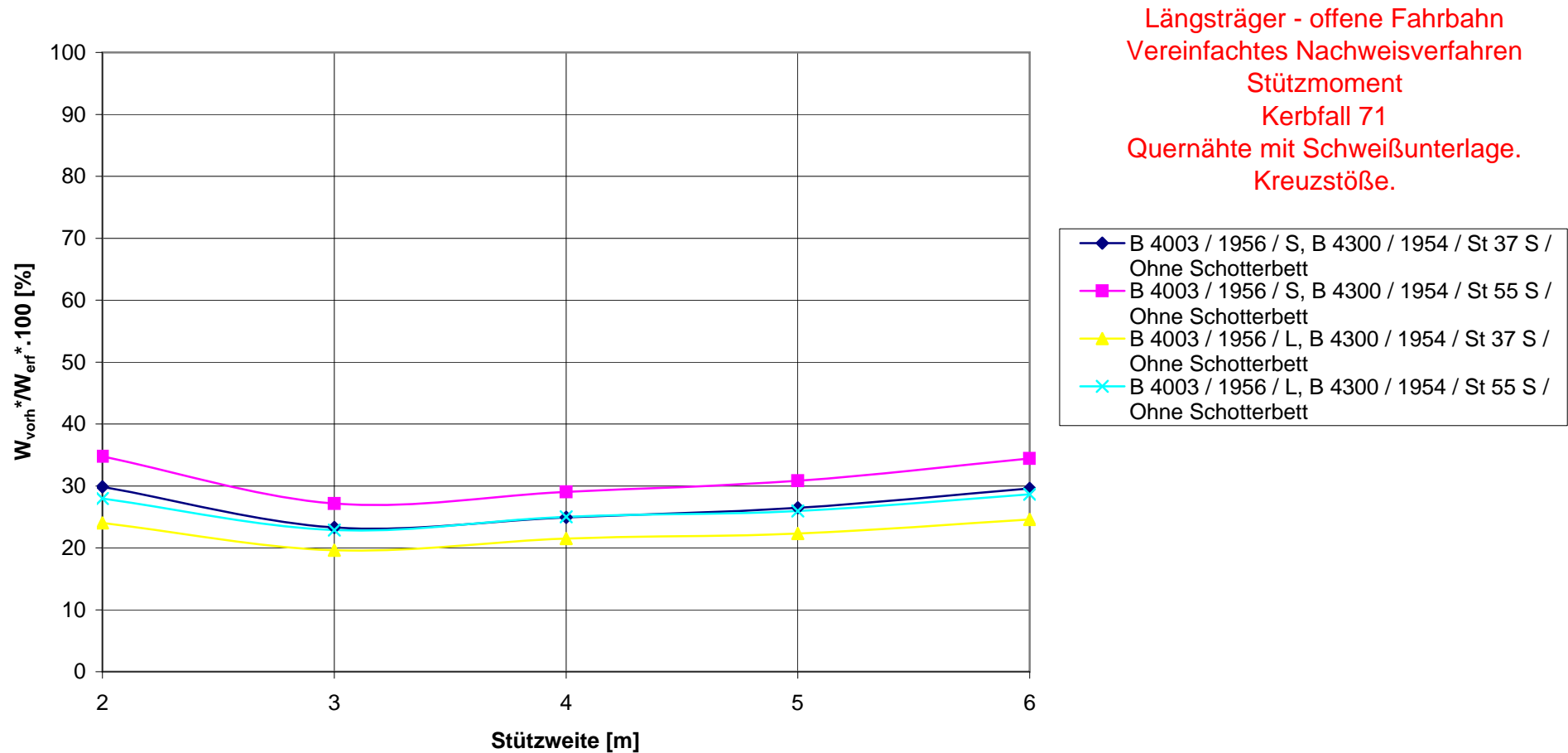
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)



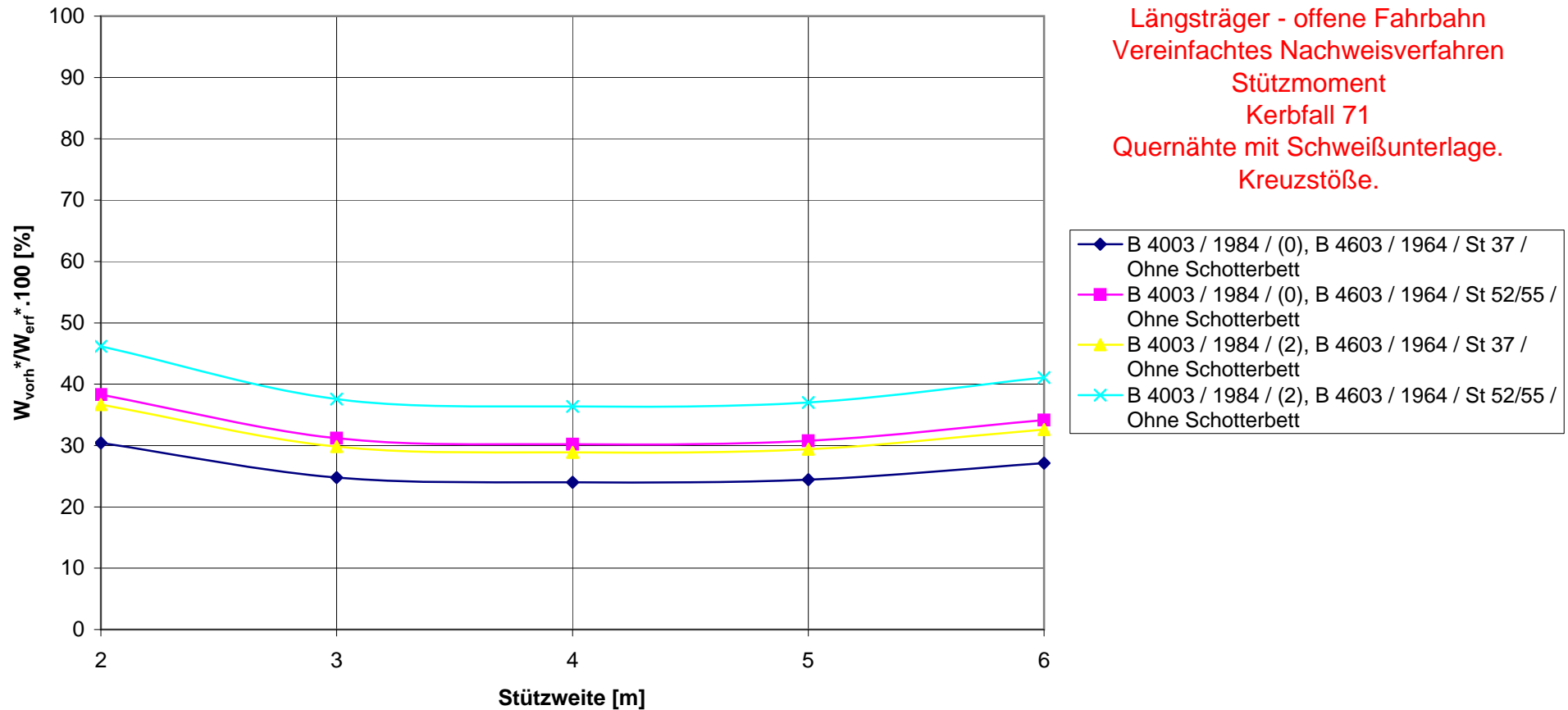
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Stützmoment
 Kerbfall 71
 Quernähte mit Schweißunterlage.
 Kreuzstöße.

- ◆ BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ▲ BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ✧ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- ✱ BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett
- BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52 / Ohne Schotterbett

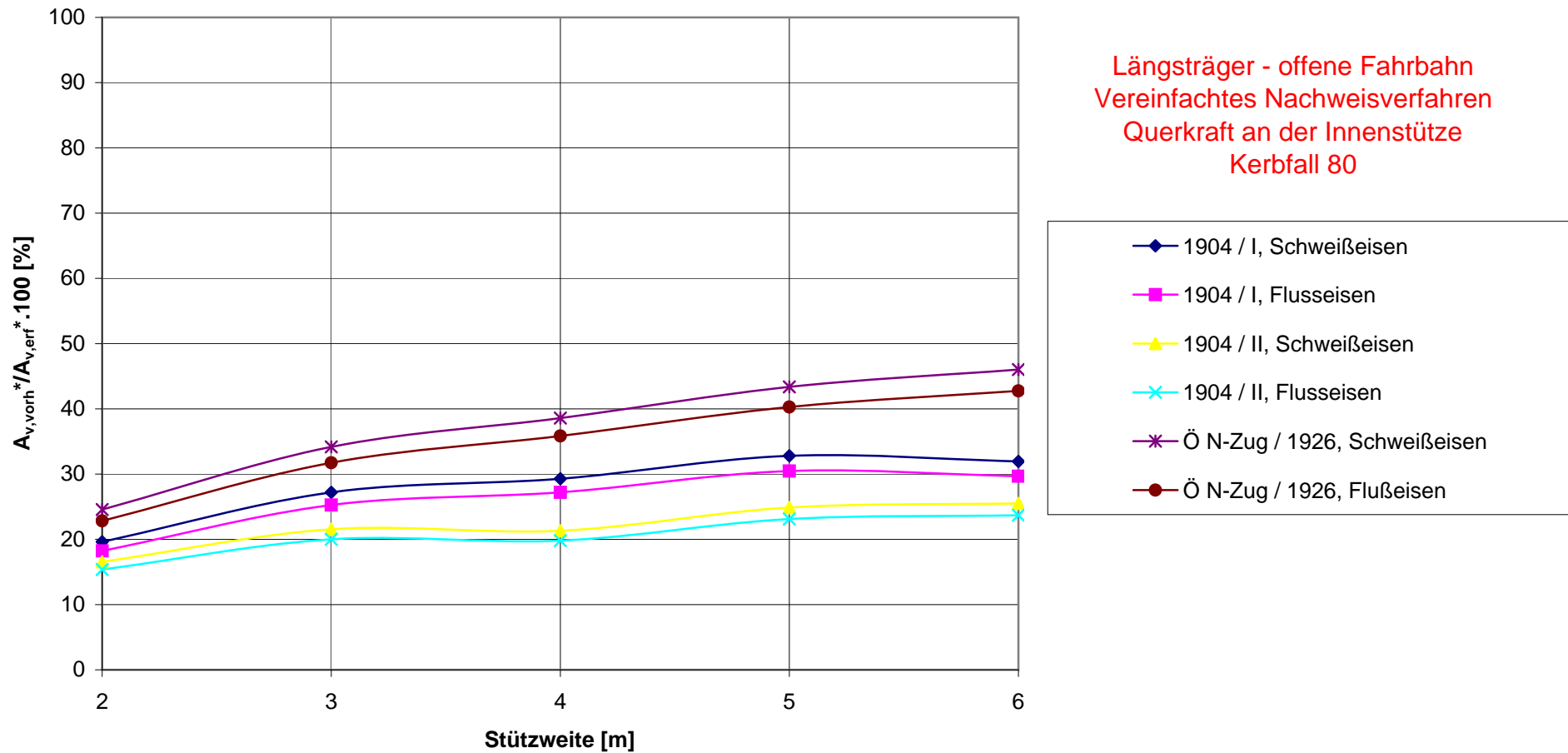
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4300 / 1954



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978

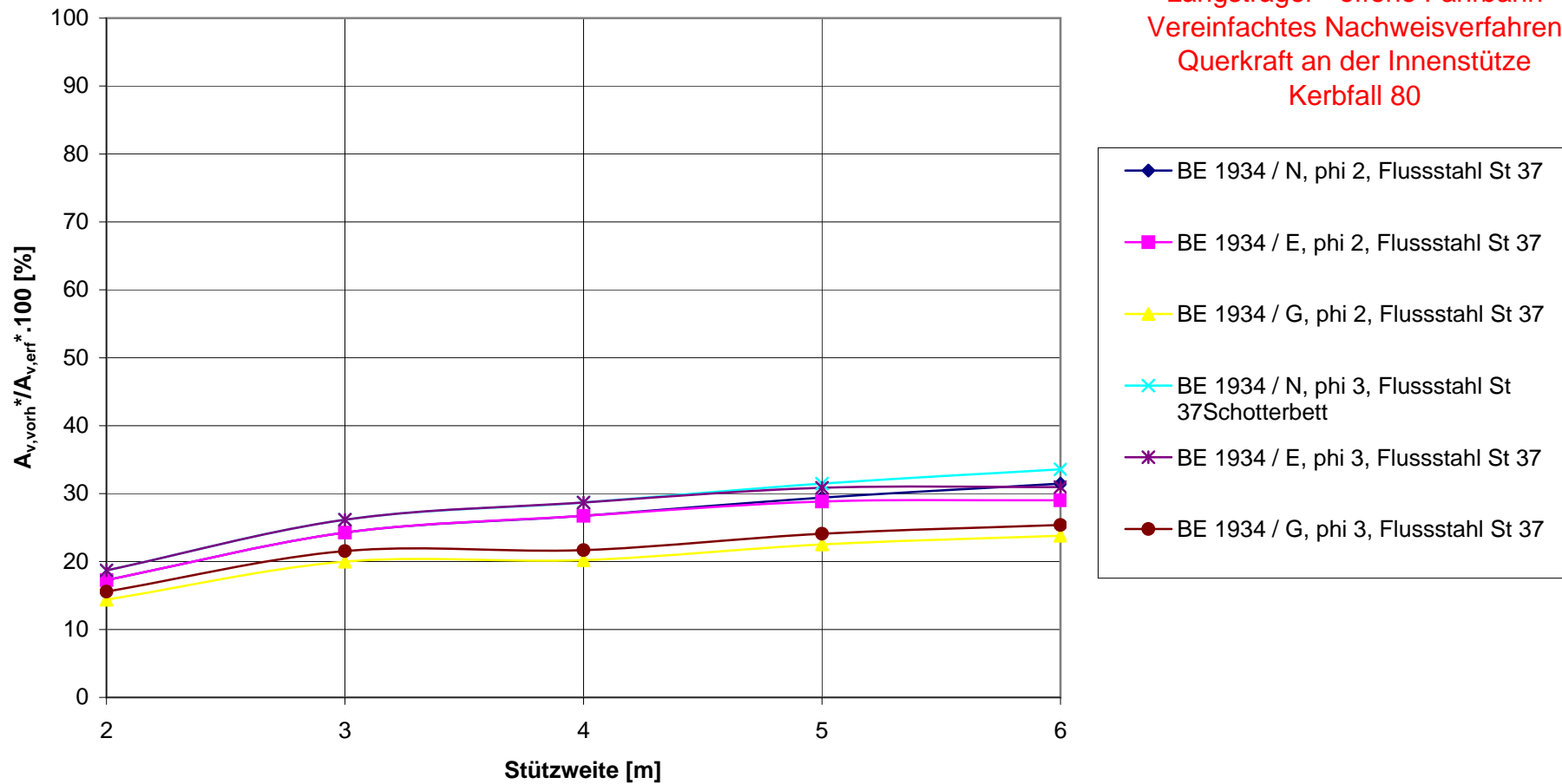


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Schweißseisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904



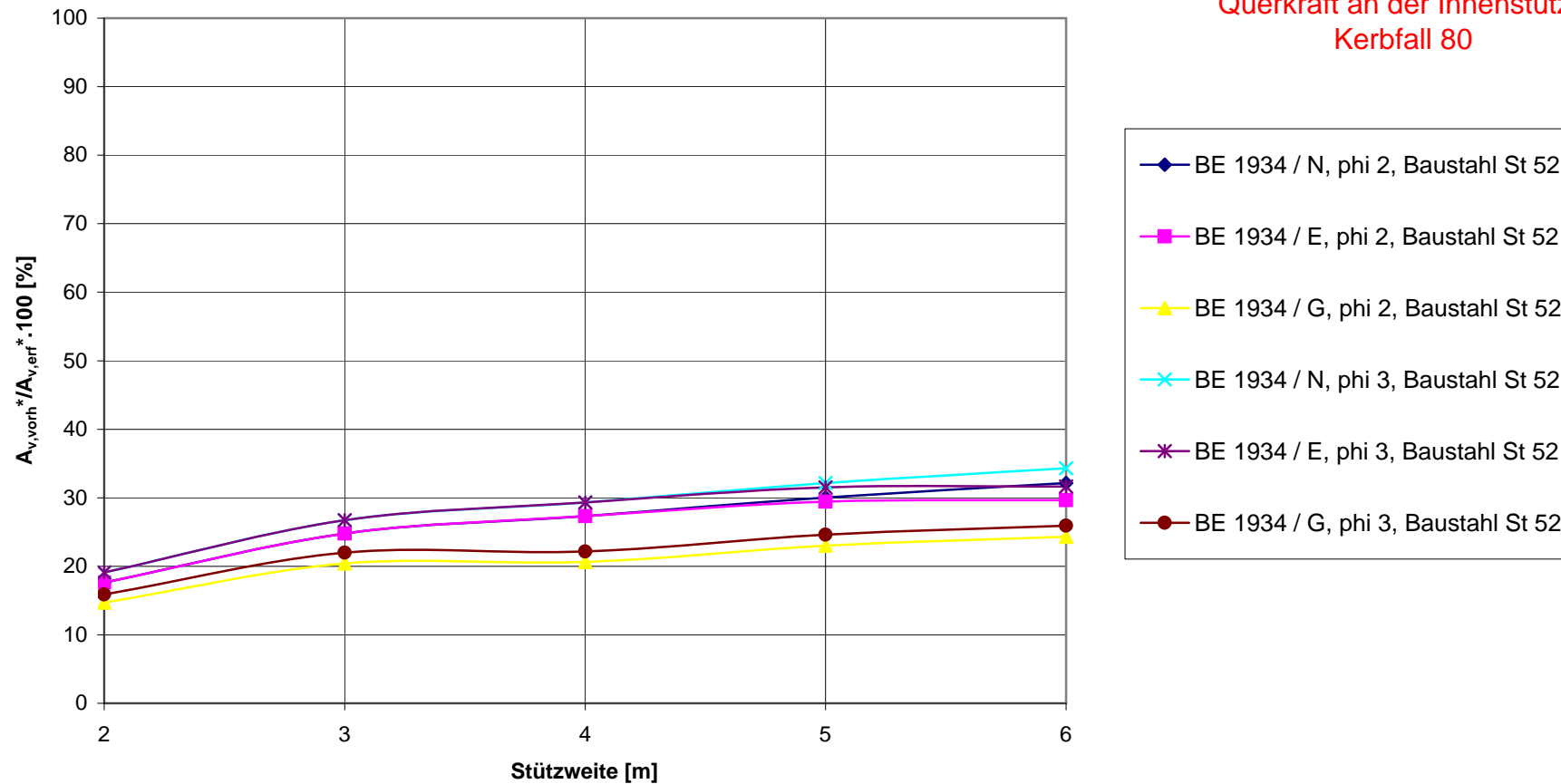
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Querkraft an der Innenstütze
 Kerbfall 80

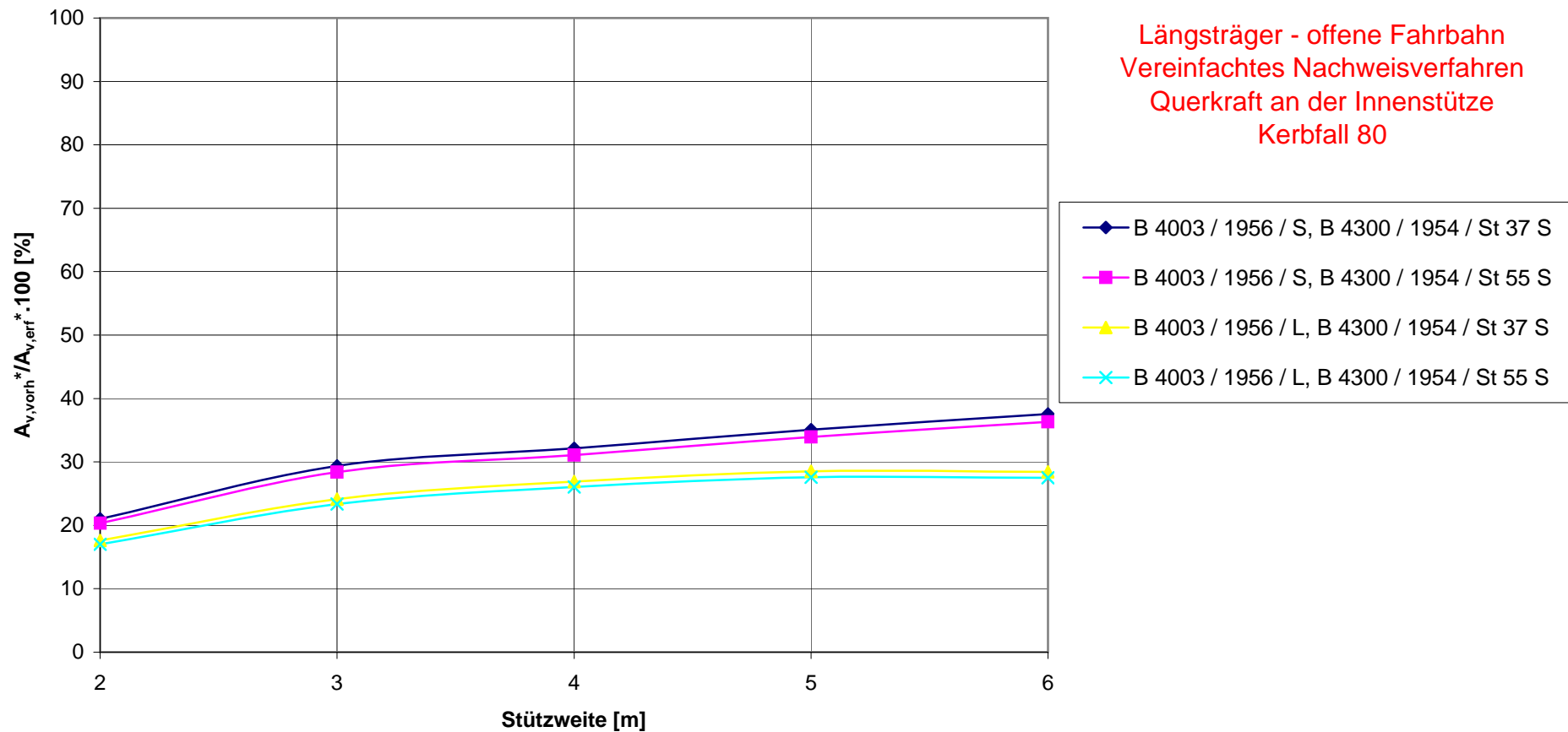


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

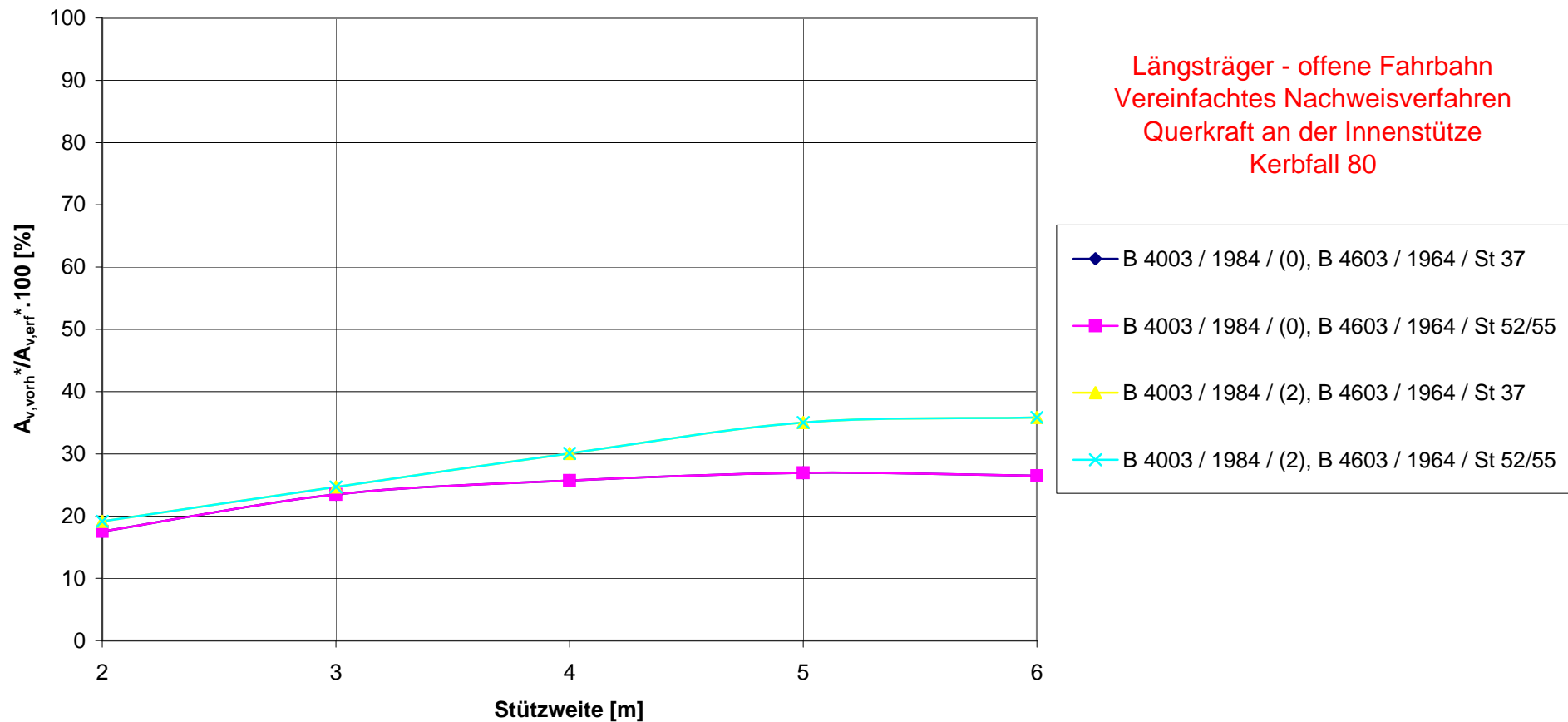
Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Querkraft an der Innenstütze
 Kerbfall 80



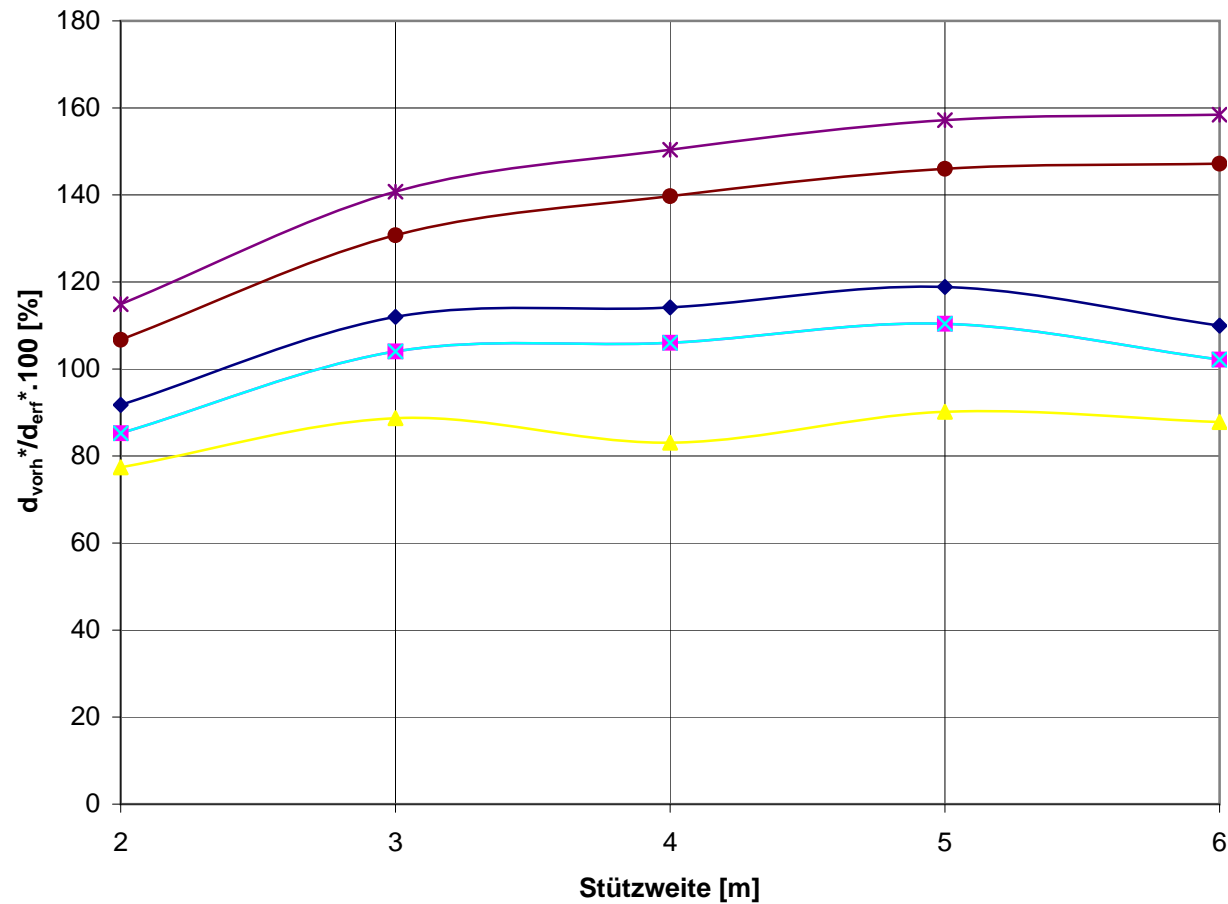
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus
 ÖNORM B 4300 / 1954



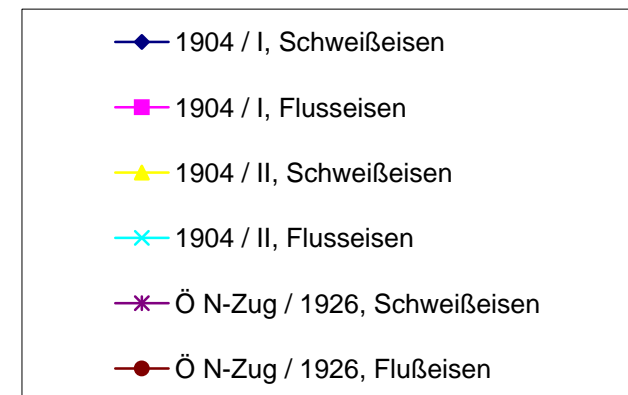
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Schweißisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flußeisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

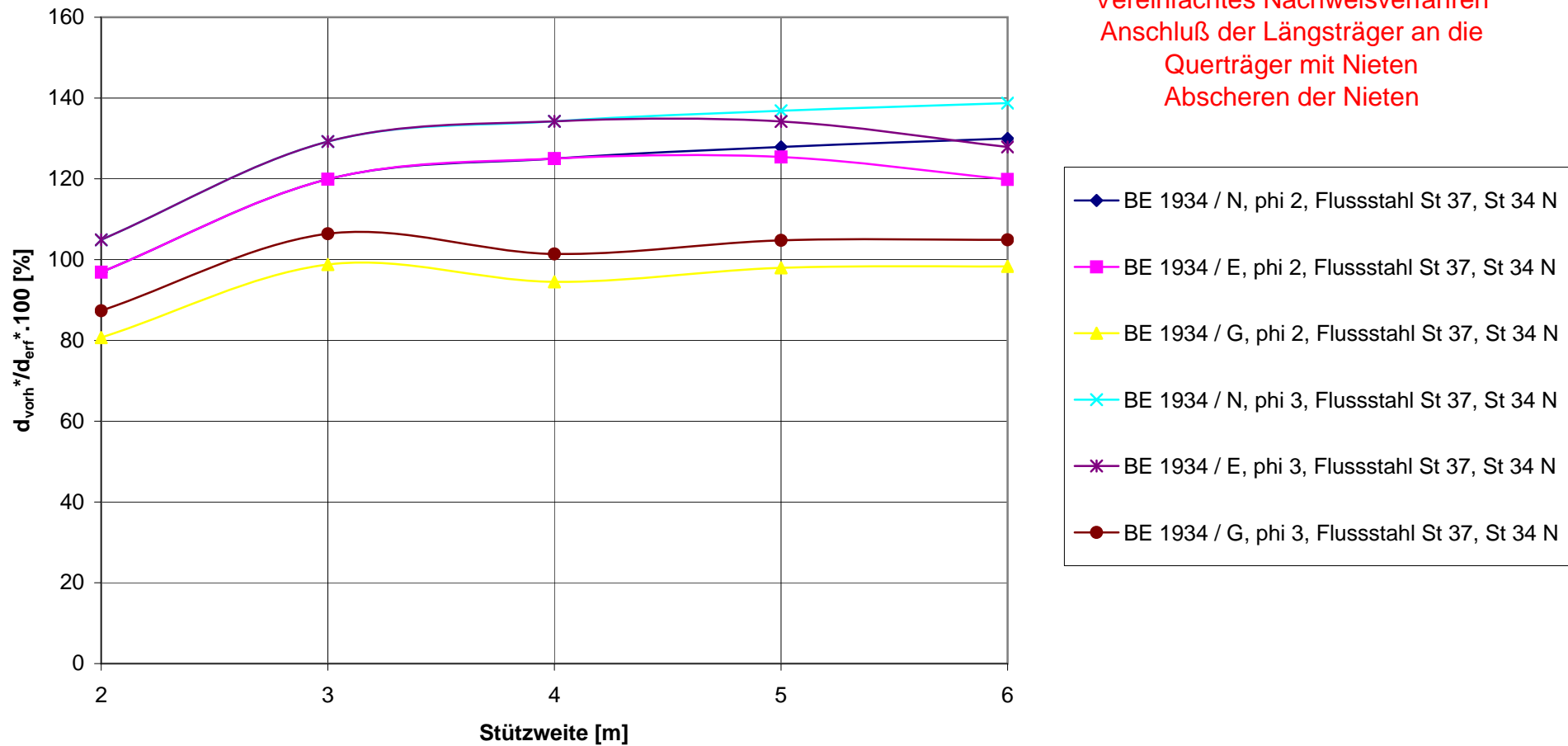


Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Anschluß der Längsträger an die
 Querträger mit Niet
 Abscheren der Niet



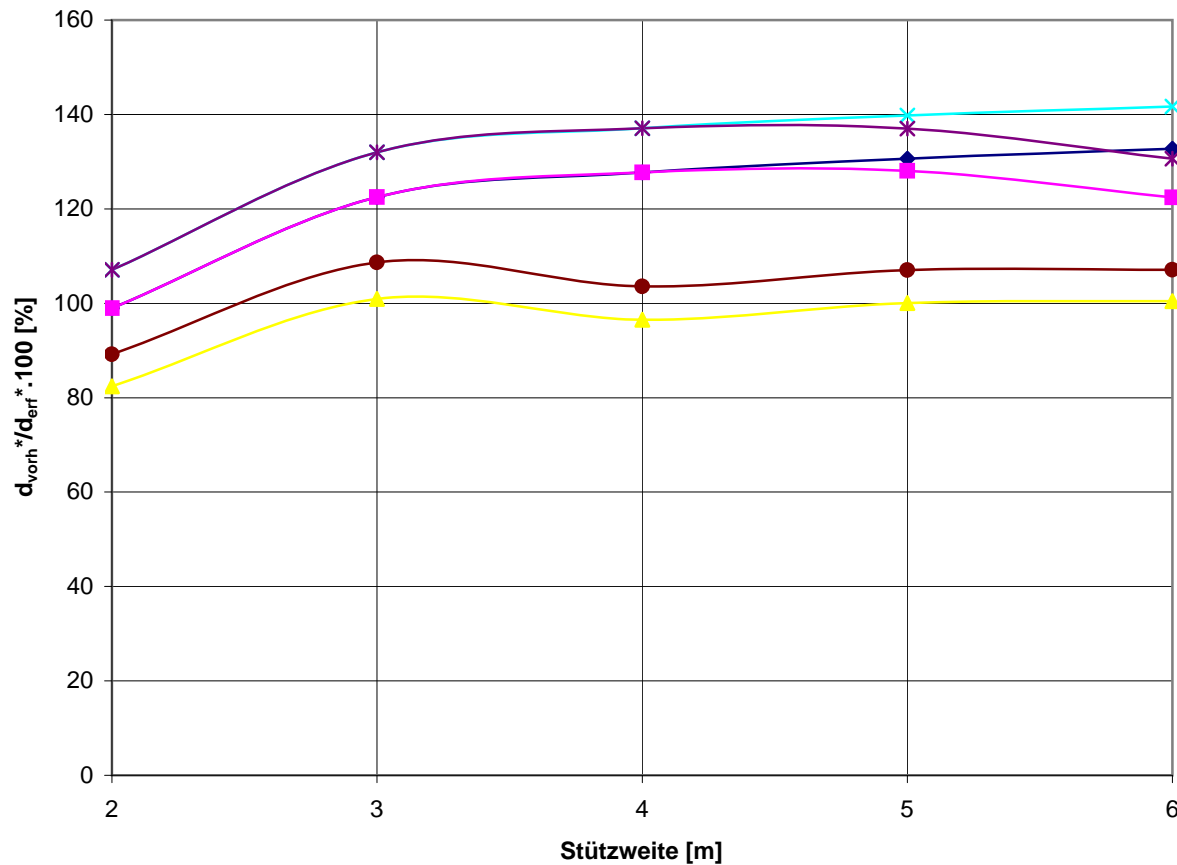
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Anschluß der Längsträger an die
 Querträger mit Niet
 Abscheren der Niet



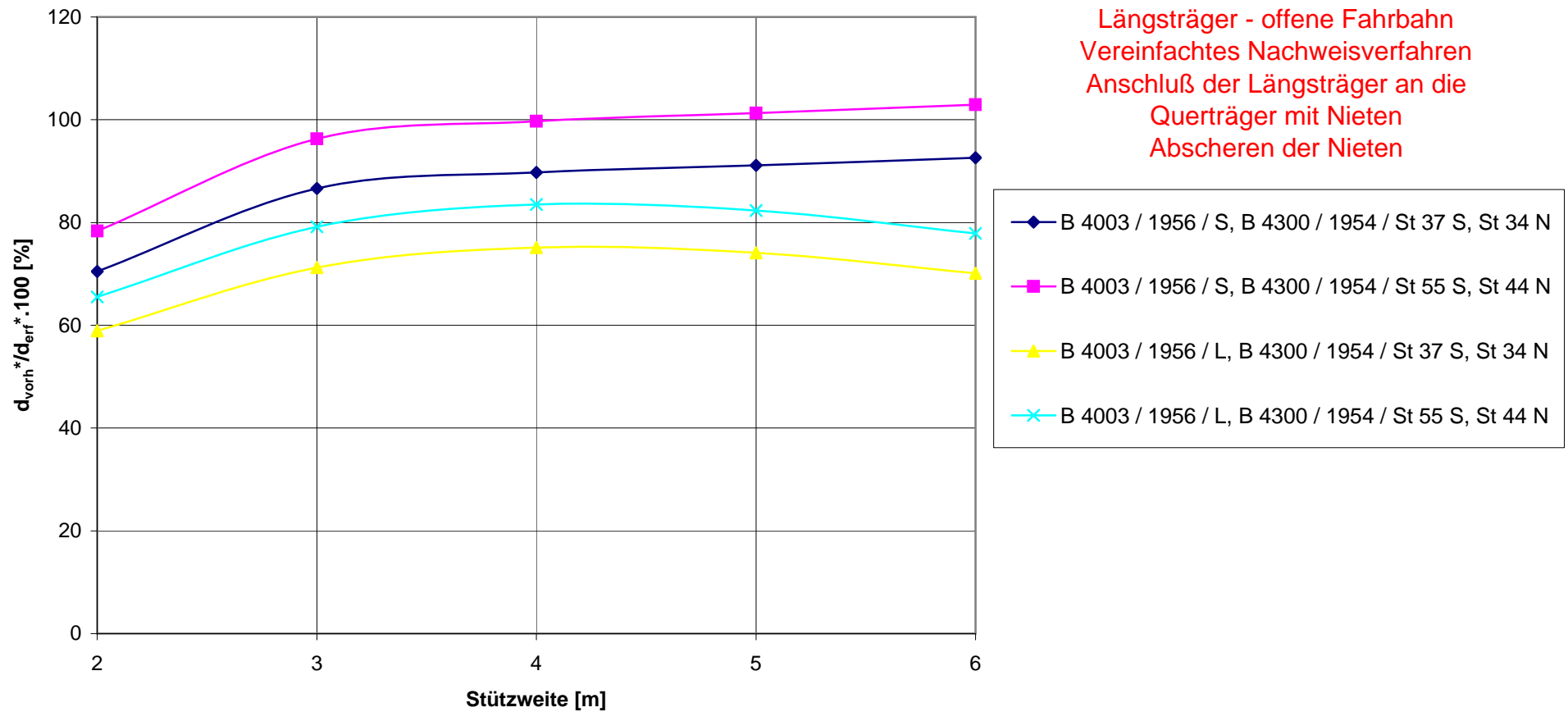
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

Längsträger - offene Fahrbahn
 Vereinfachtes Nachweisverfahren
 Anschluß der Längsträger an die
 Querträger mit Niet
 Abscheren der Niet

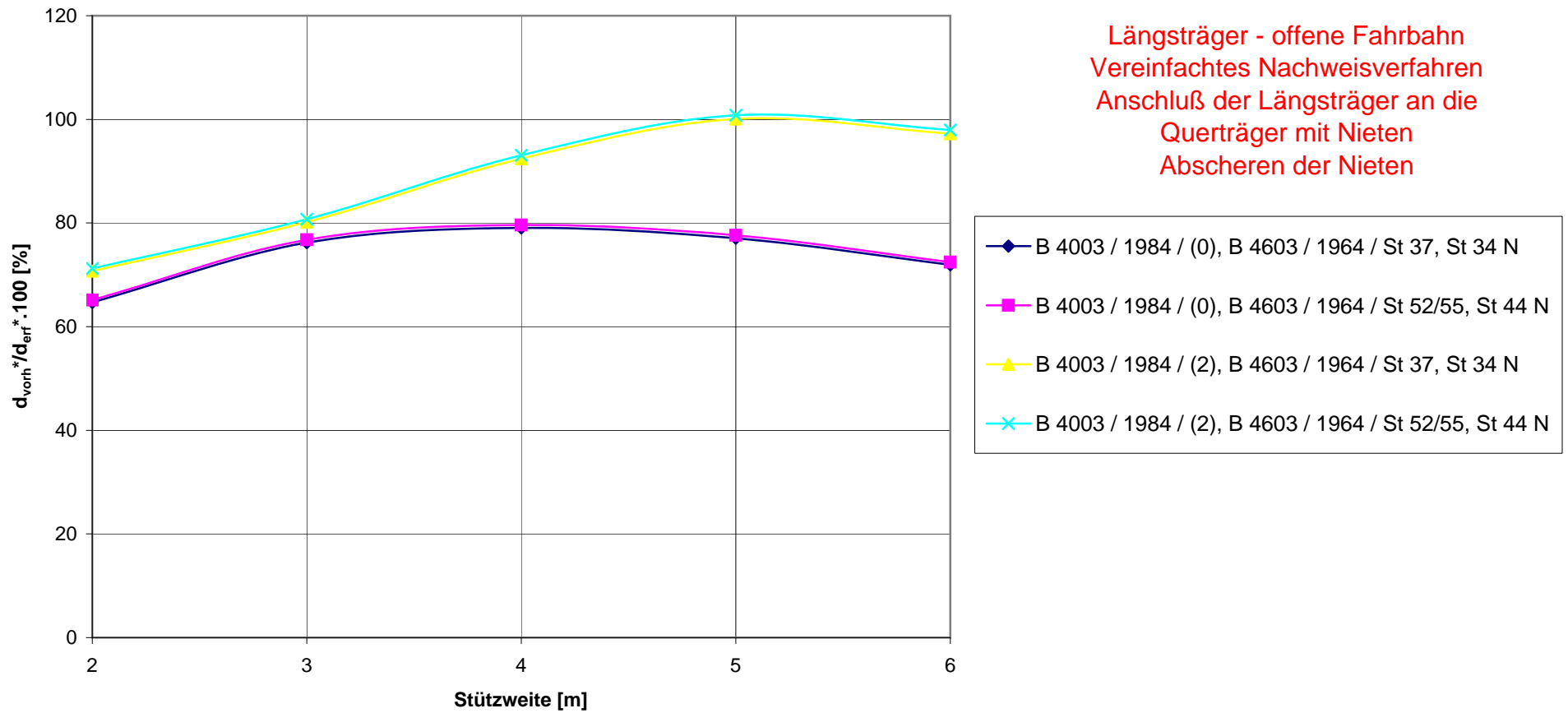


**Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008**

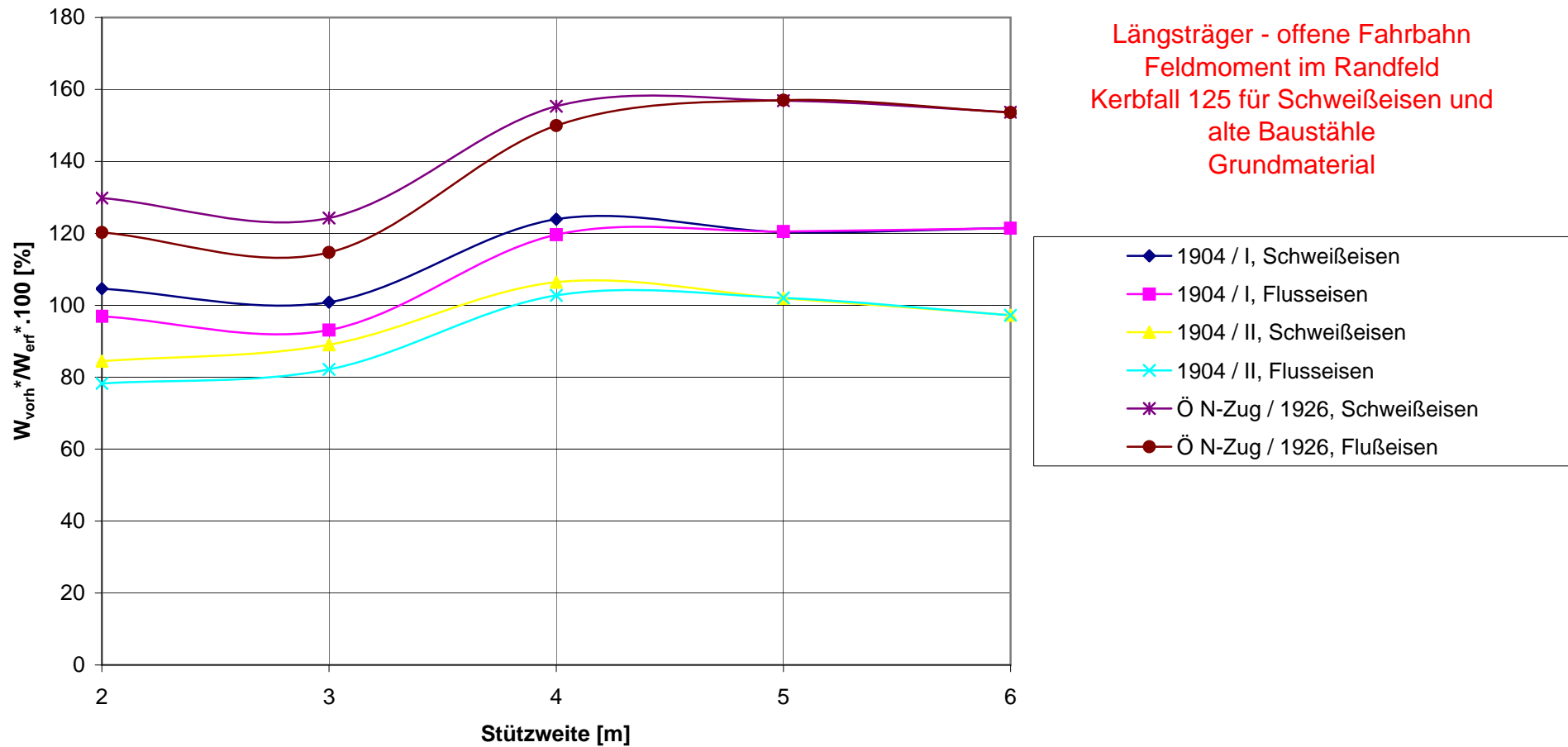
St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus ÖNORM B 4300 / 1954



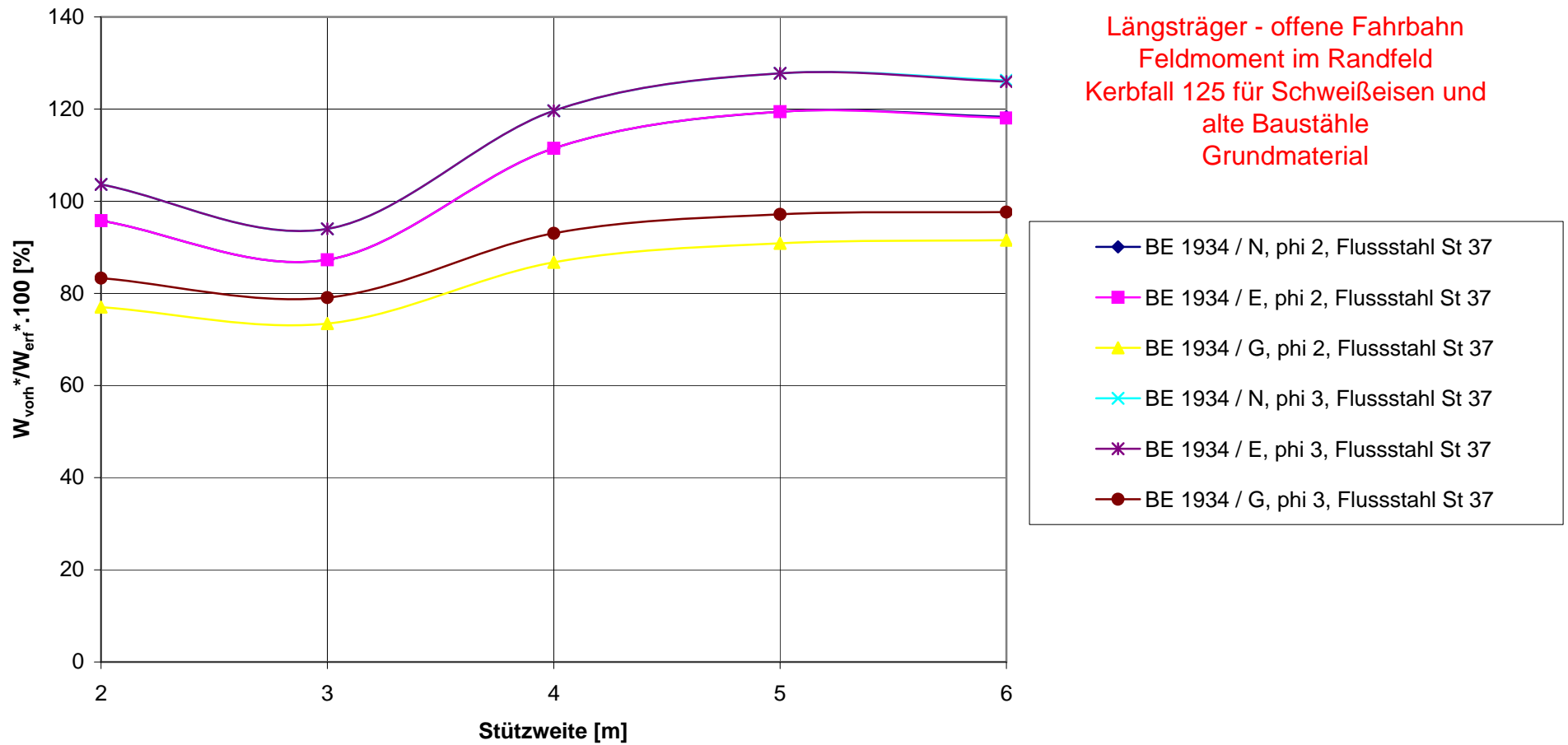
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Bezogen auf ÖNORMen B 4003 / 1994 / (2) und B 4303 / 1994, ONR 24008
 St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S, St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27 \text{ kN/cm}^2$)
 aus ÖNORM B 4600 / 1978



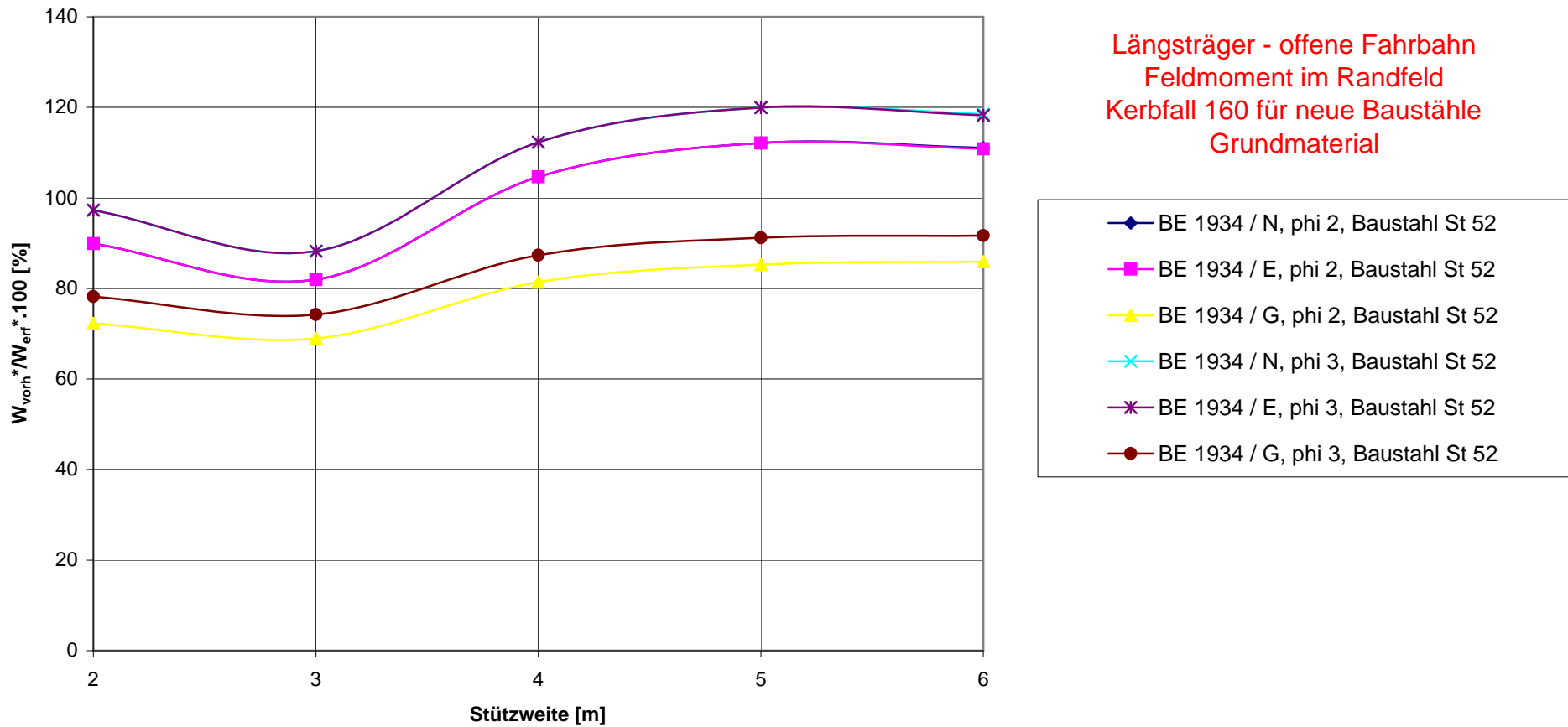
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43$ kN/cm²)

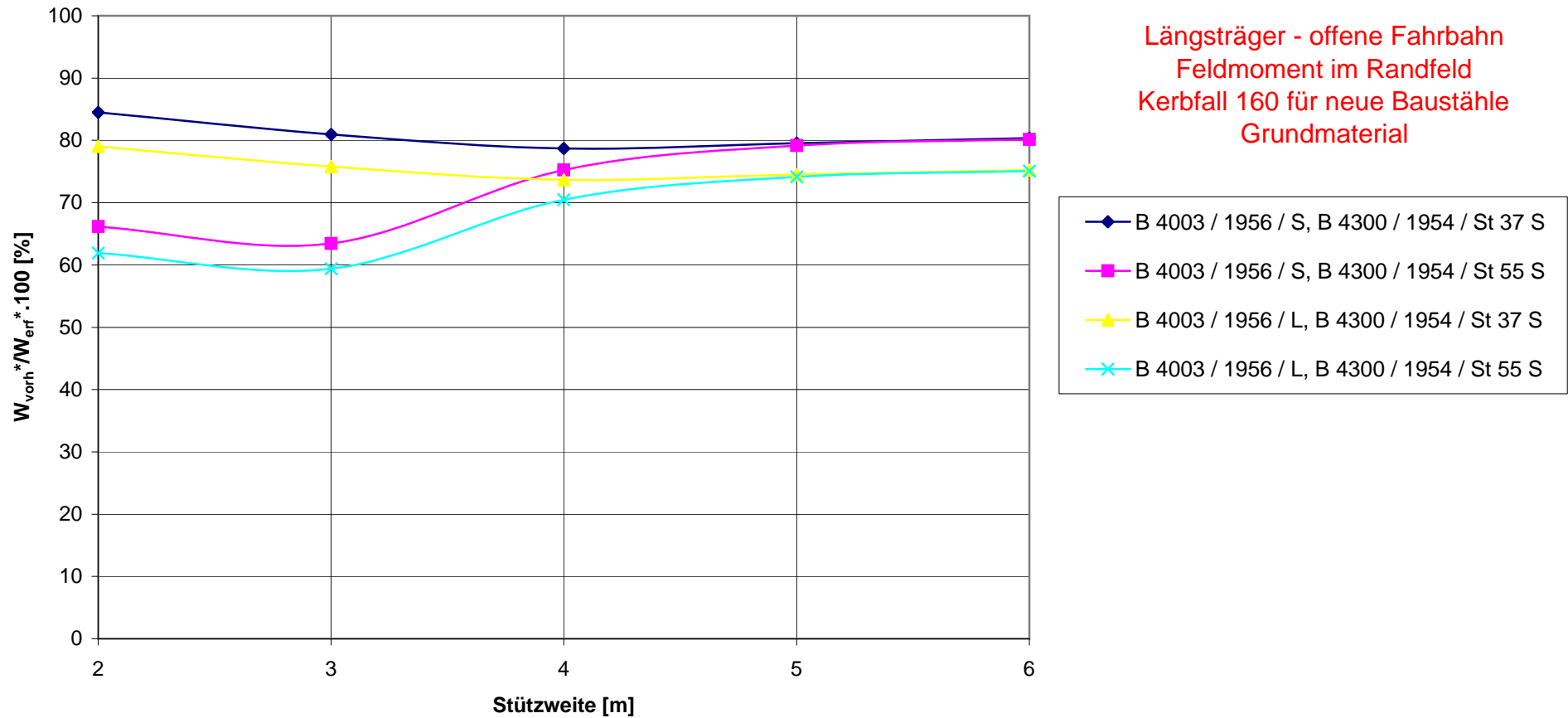


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 (fyd=36,0/1,15=31,3 kN/cm²)



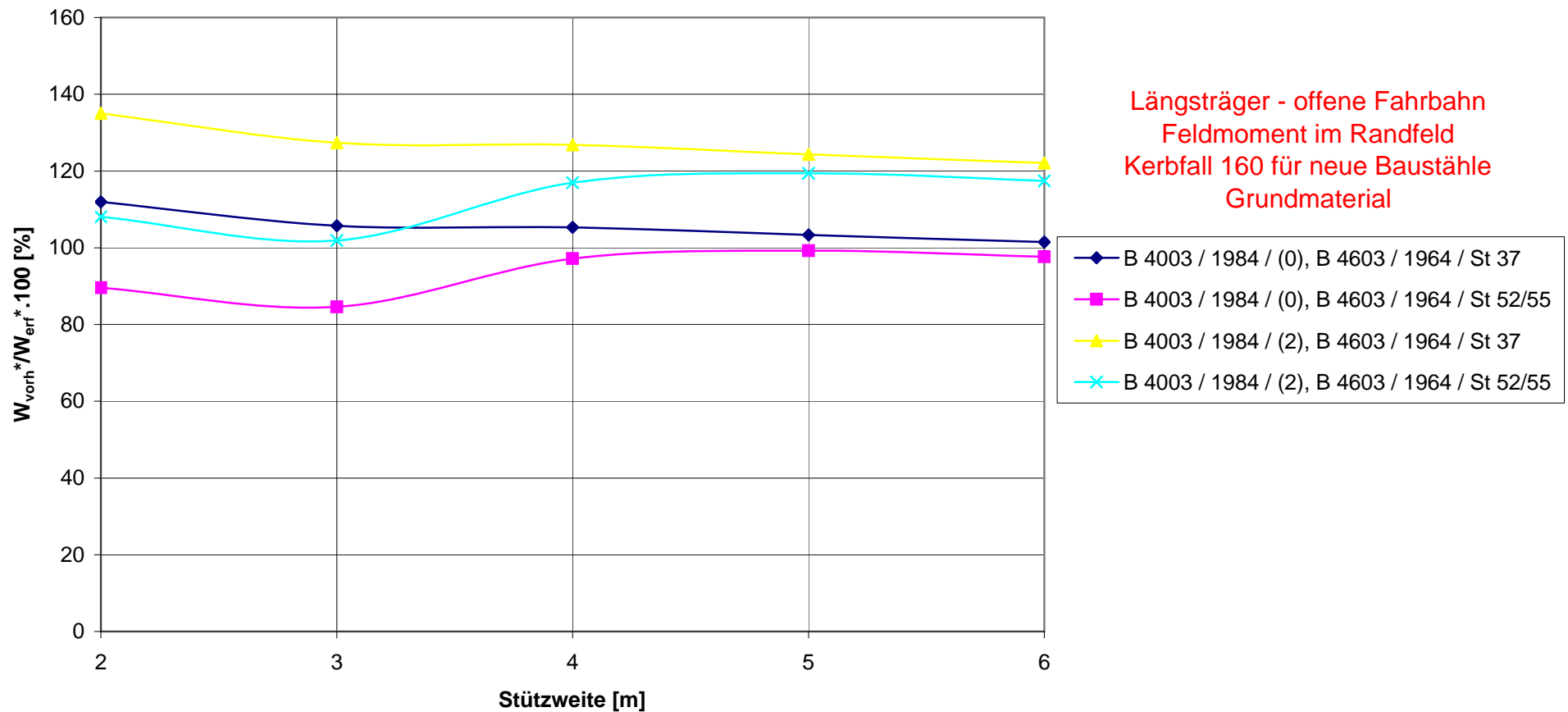
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus B 4300 / 1954

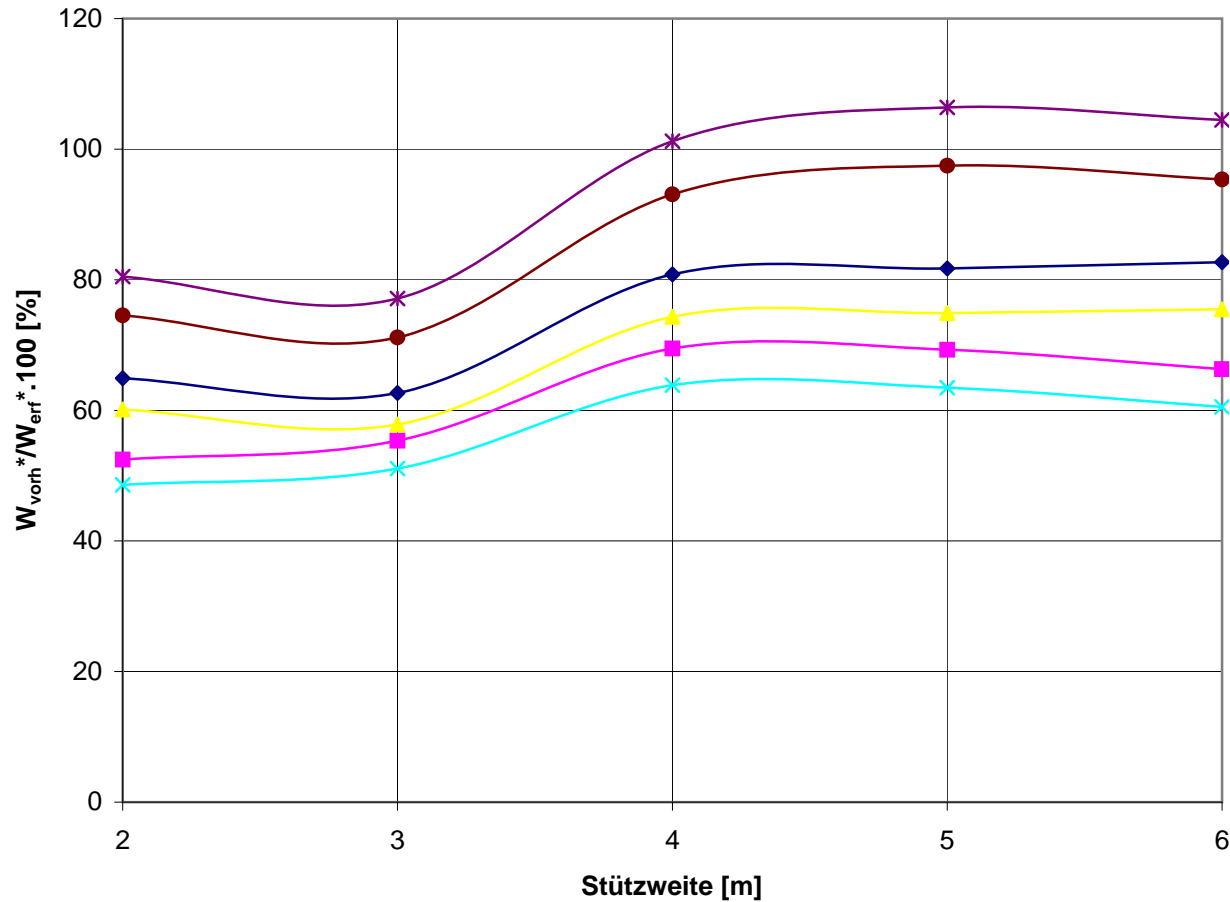


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008

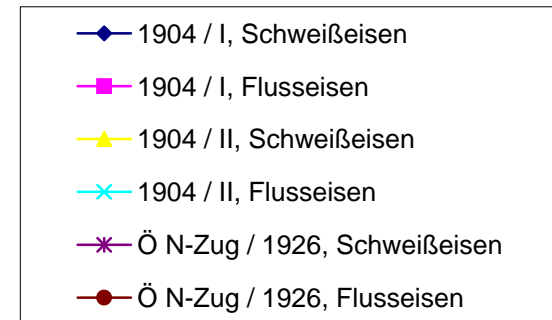
St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978



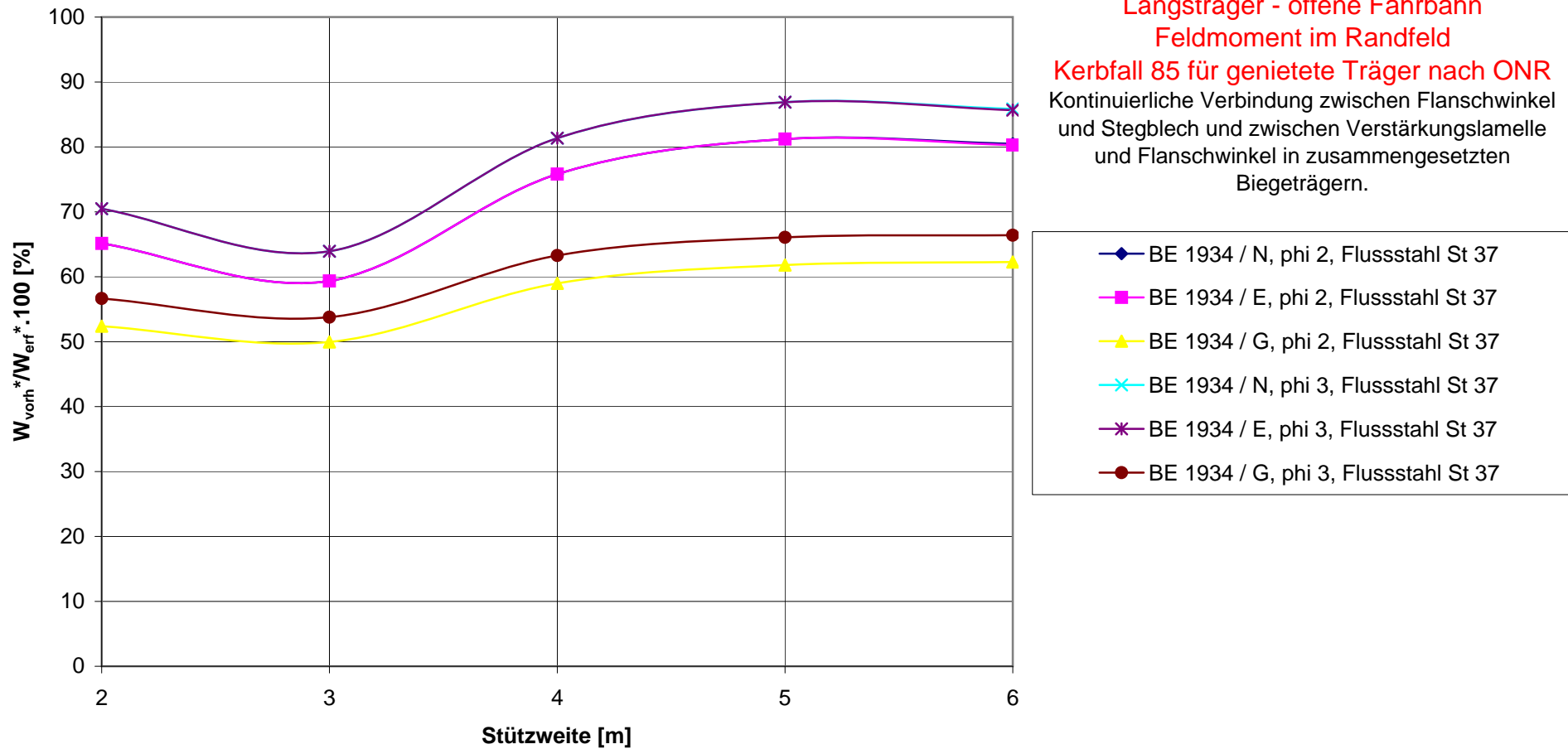
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißbeisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904



Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Randfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.

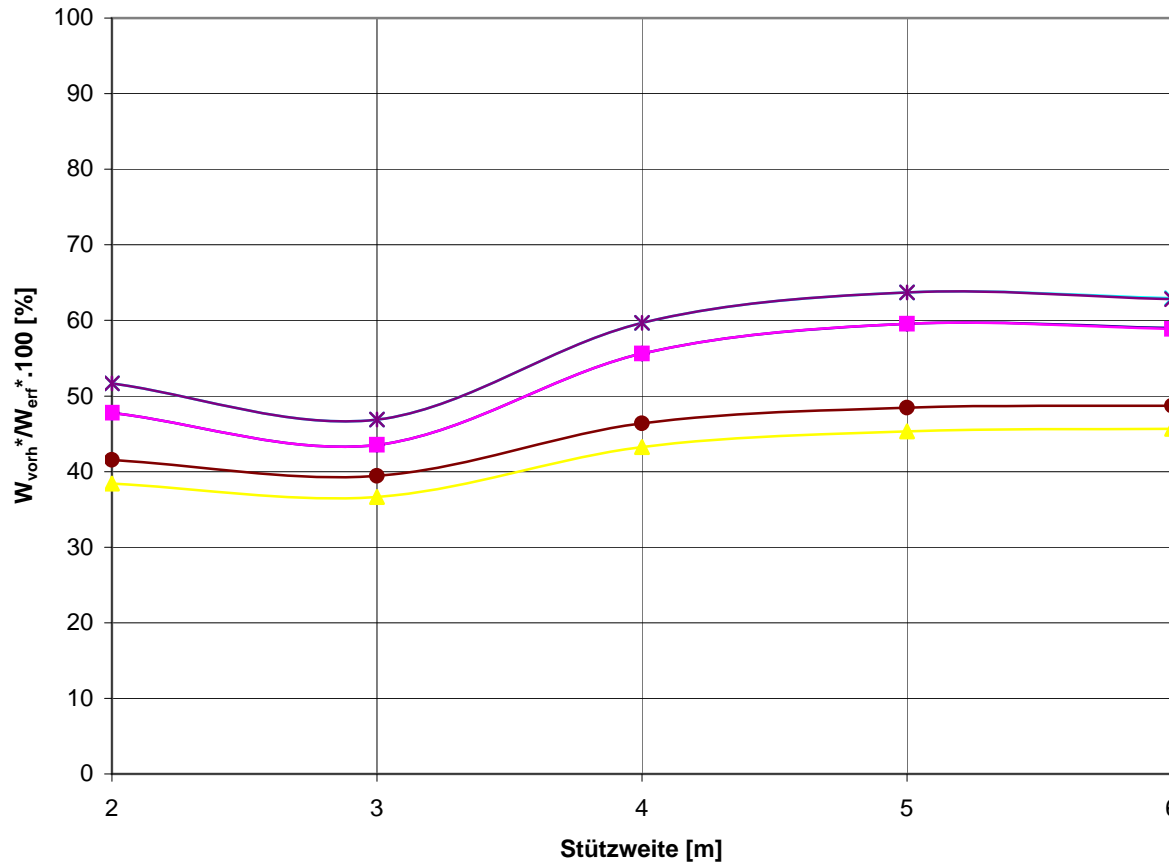


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43$ kN/cm²)



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3$ kN/cm²)

Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Randfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

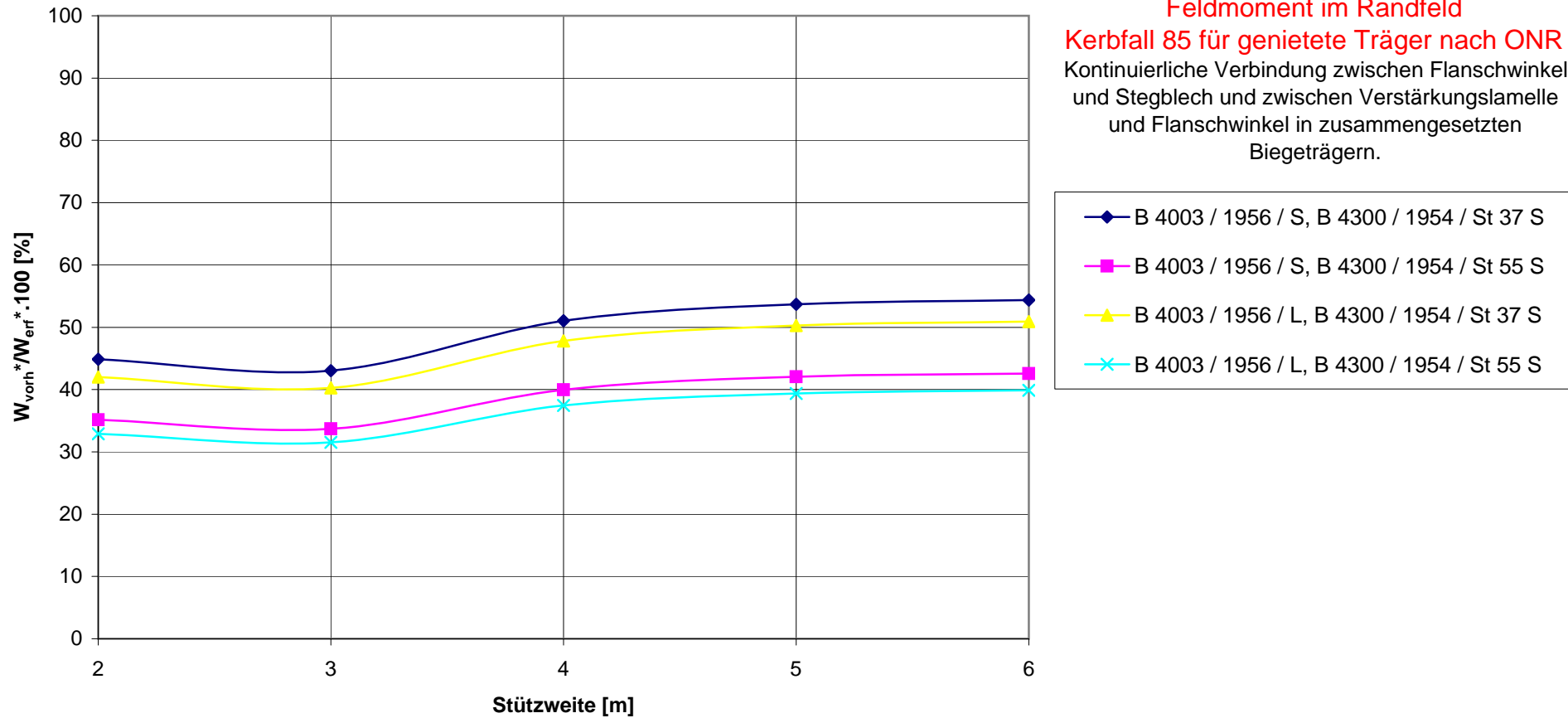


- ◆ BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52
- ▲ BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52
- ✕ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52
- ✱ BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52
- BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52

Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

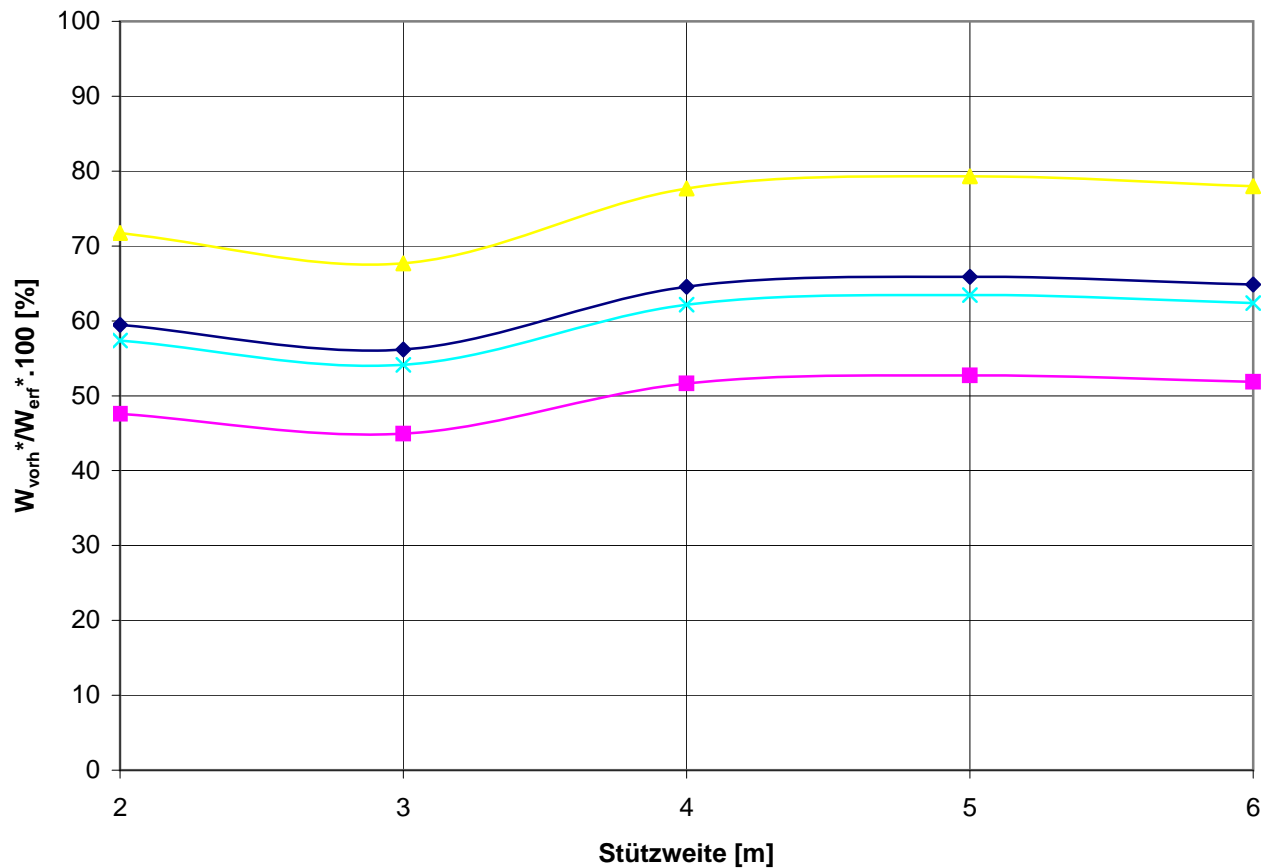
St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus B 4300 / 1954

Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Randfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008

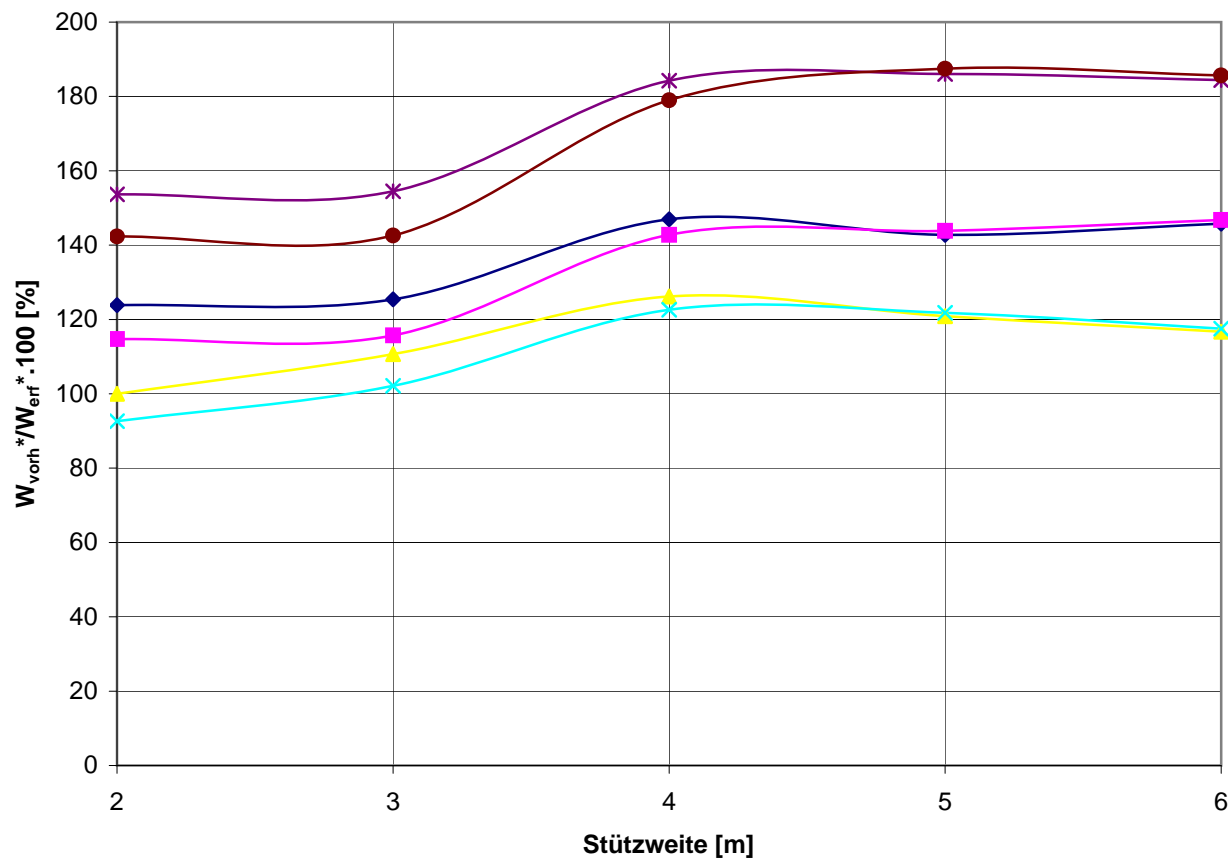
St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978



Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Randfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

- ◆ B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 37
- B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 52/55
- ▲ B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 37
- * B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 52/55

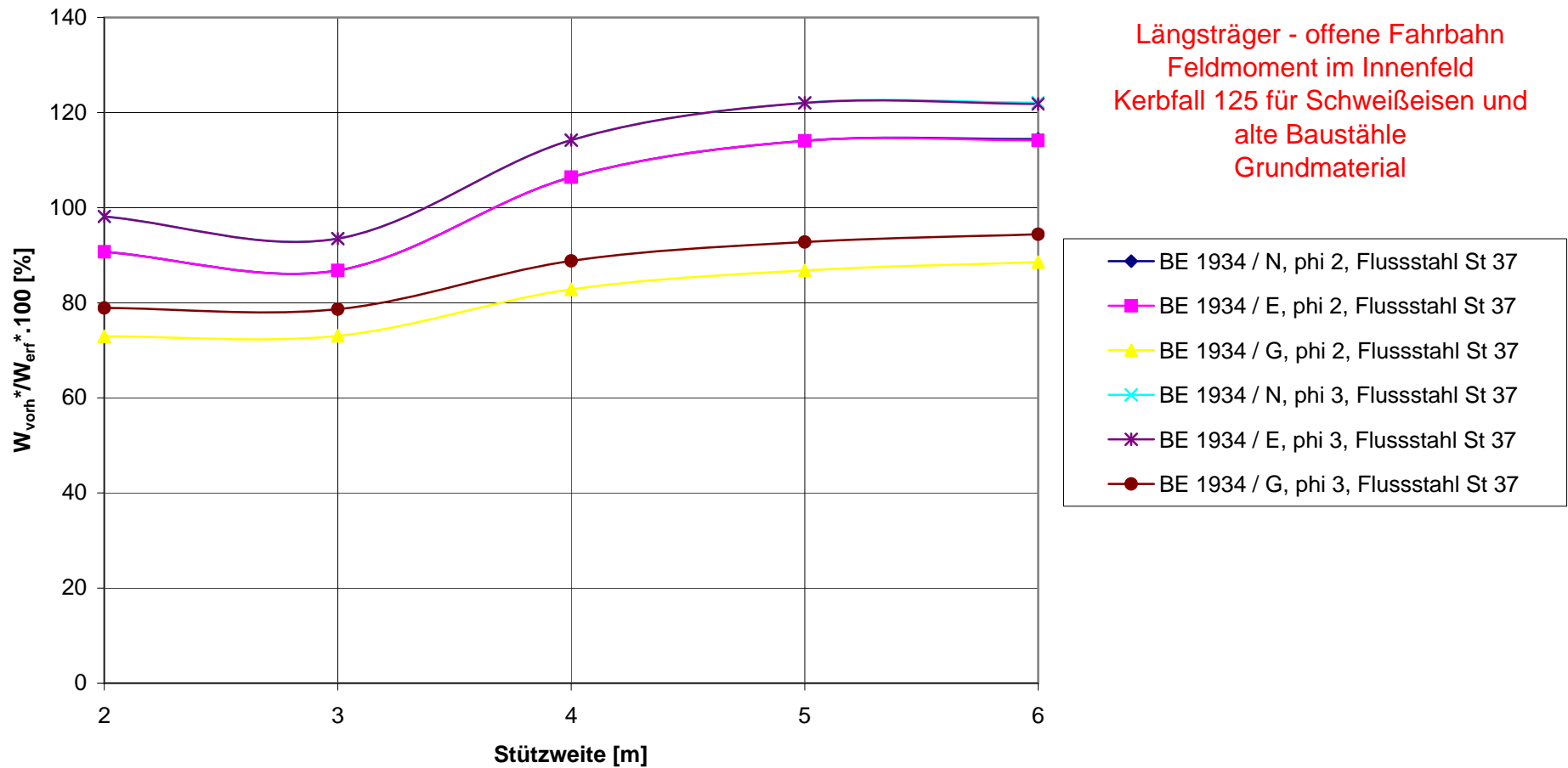
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißbeisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904



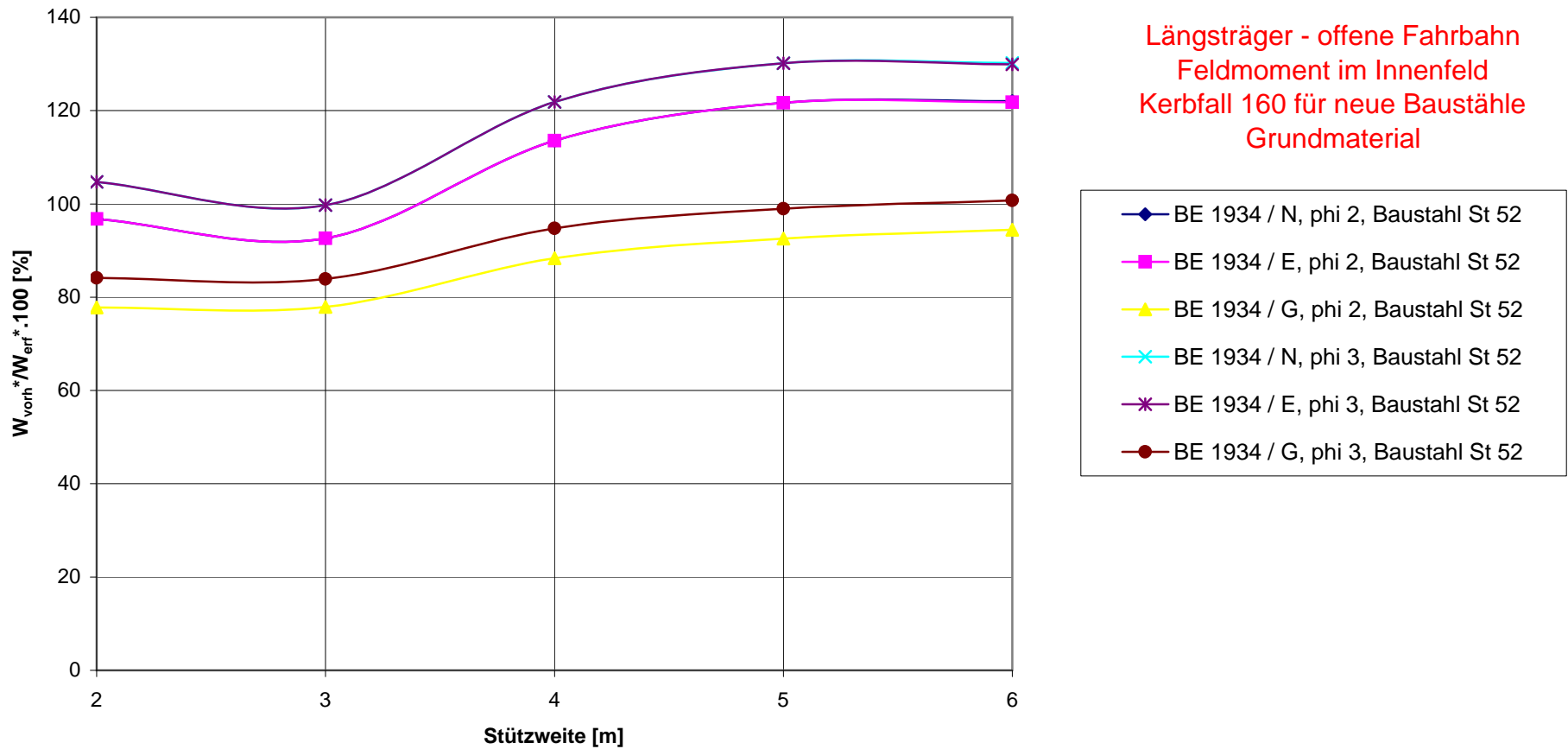
Längsträger - offene Fahrbahn
 Feldmoment im Innenfeld
 Kerbfall 125 für Schweißbeisen und
 alte Baustähle
 Grundmaterial



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

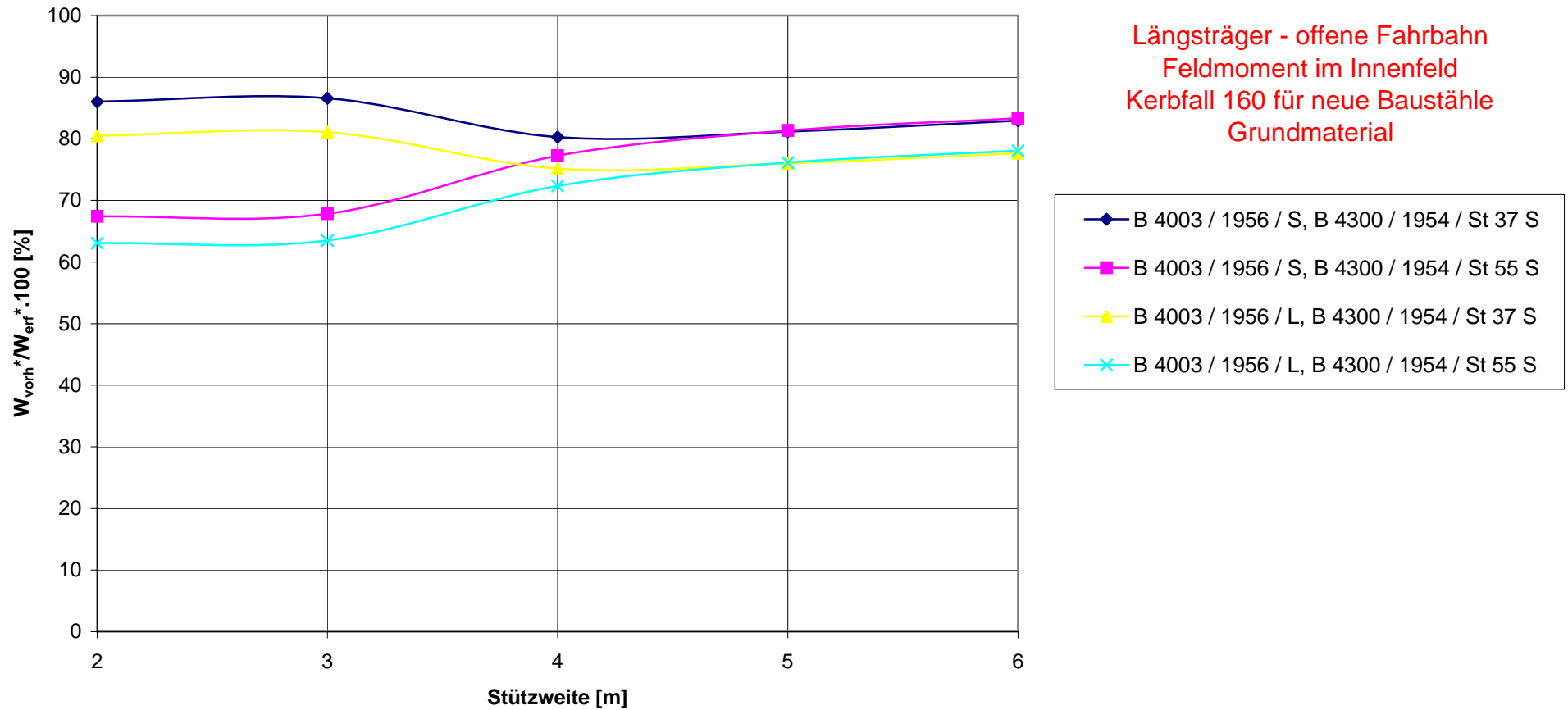


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 (fyd=36,0/1,15=31,3 kN/cm²)



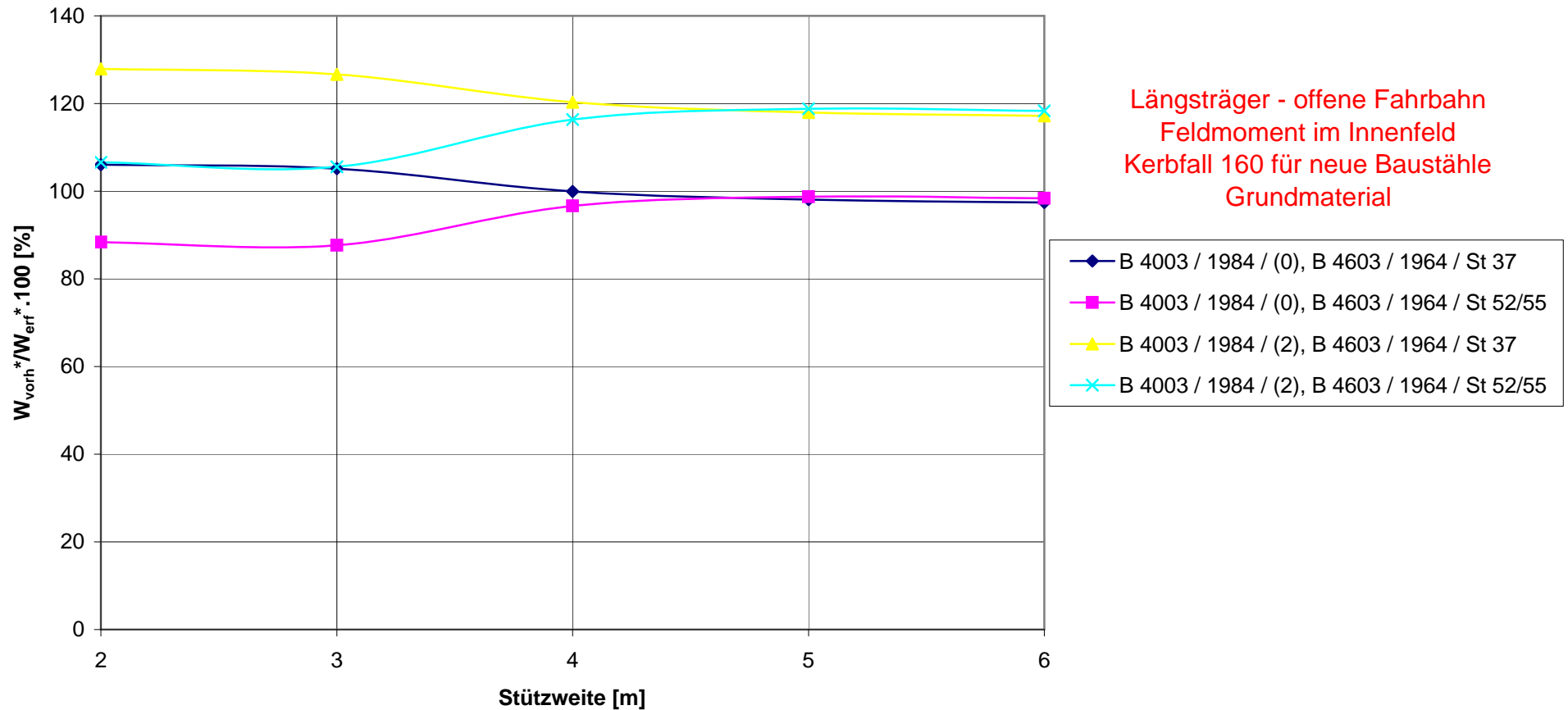
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus B 4300 / 1954

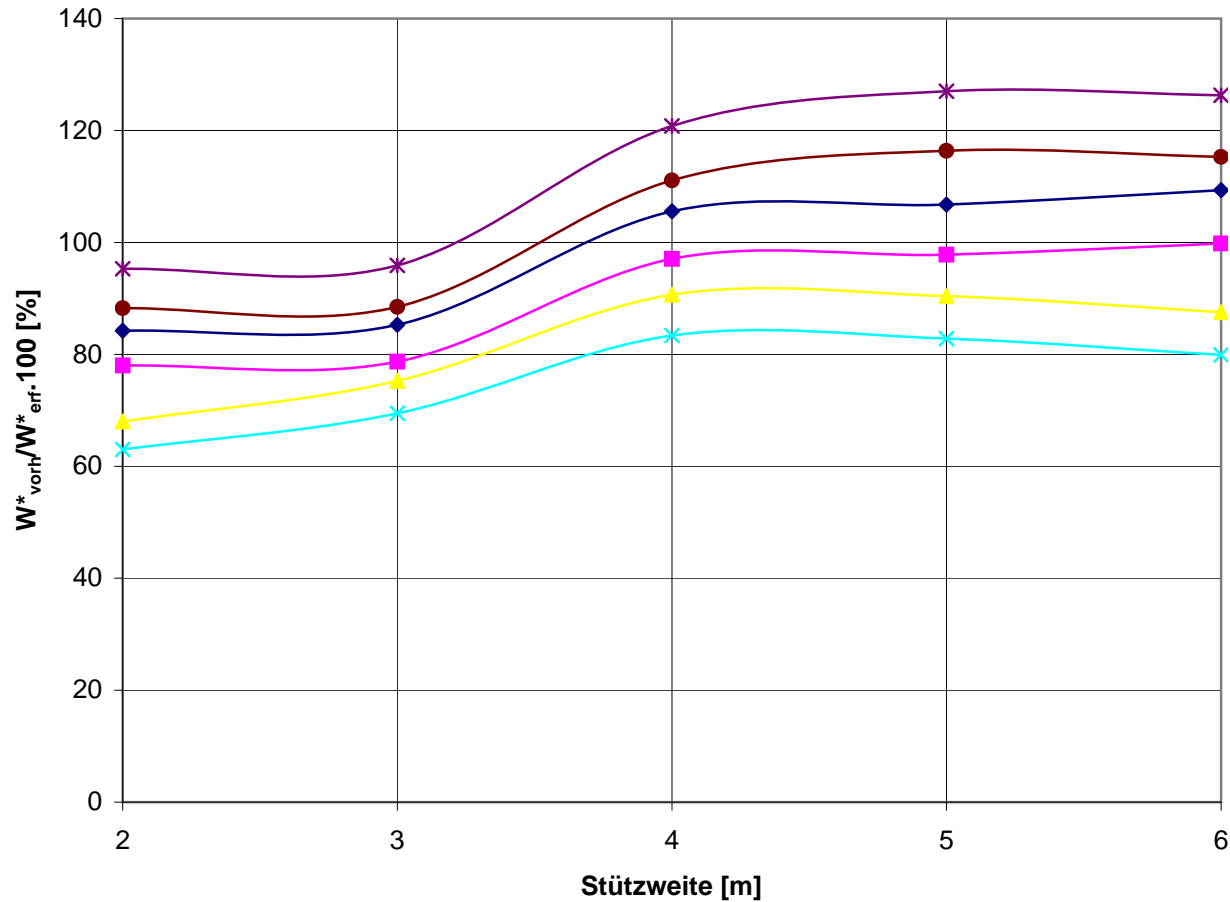


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008

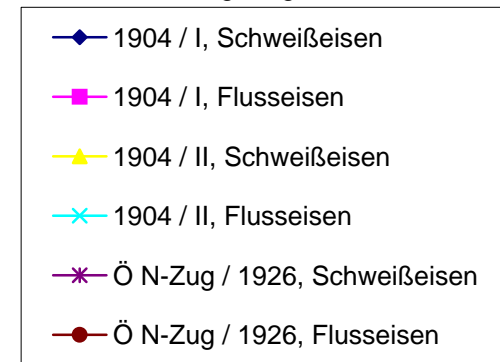
St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978



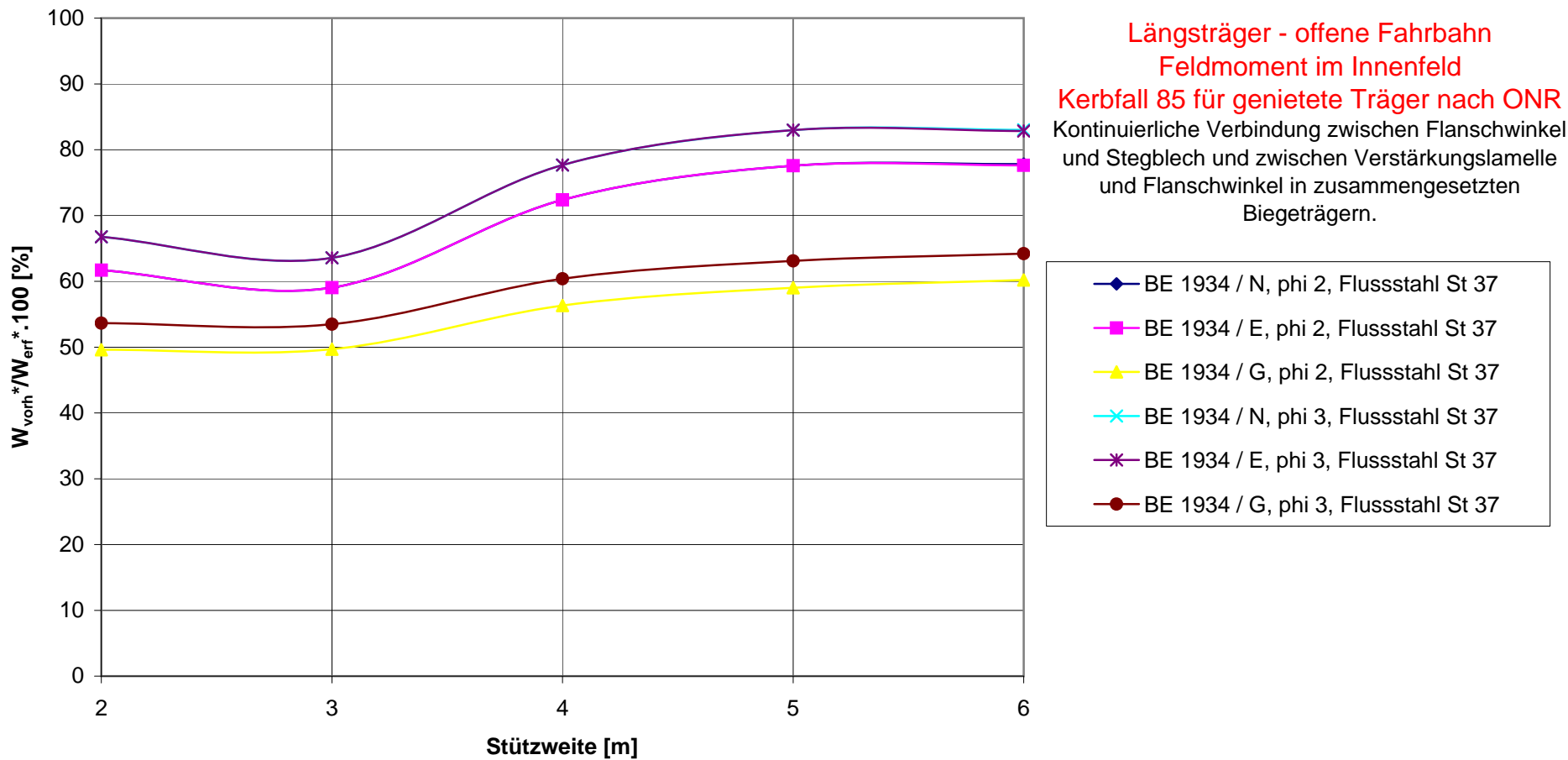
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißbeisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904



Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Innenfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.

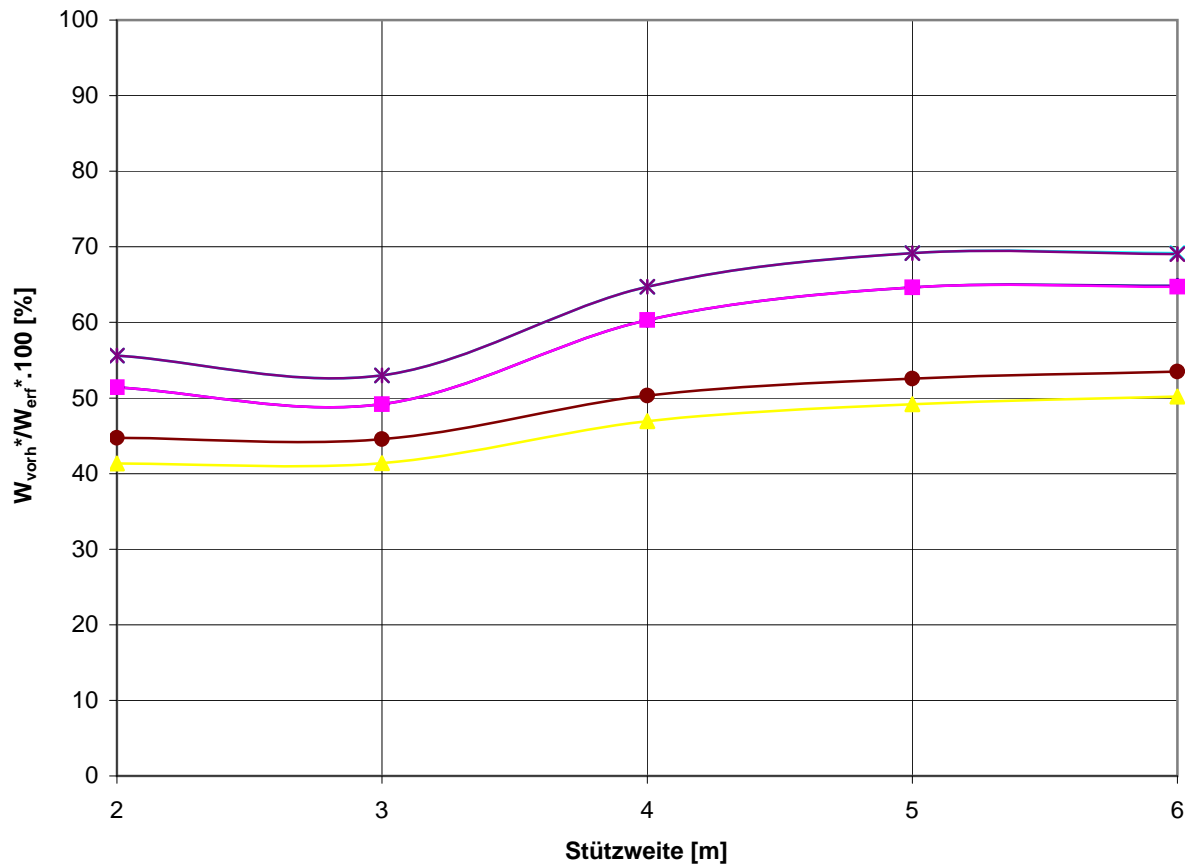


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43$ kN/cm²)



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3$ kN/cm²)

Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Innenfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

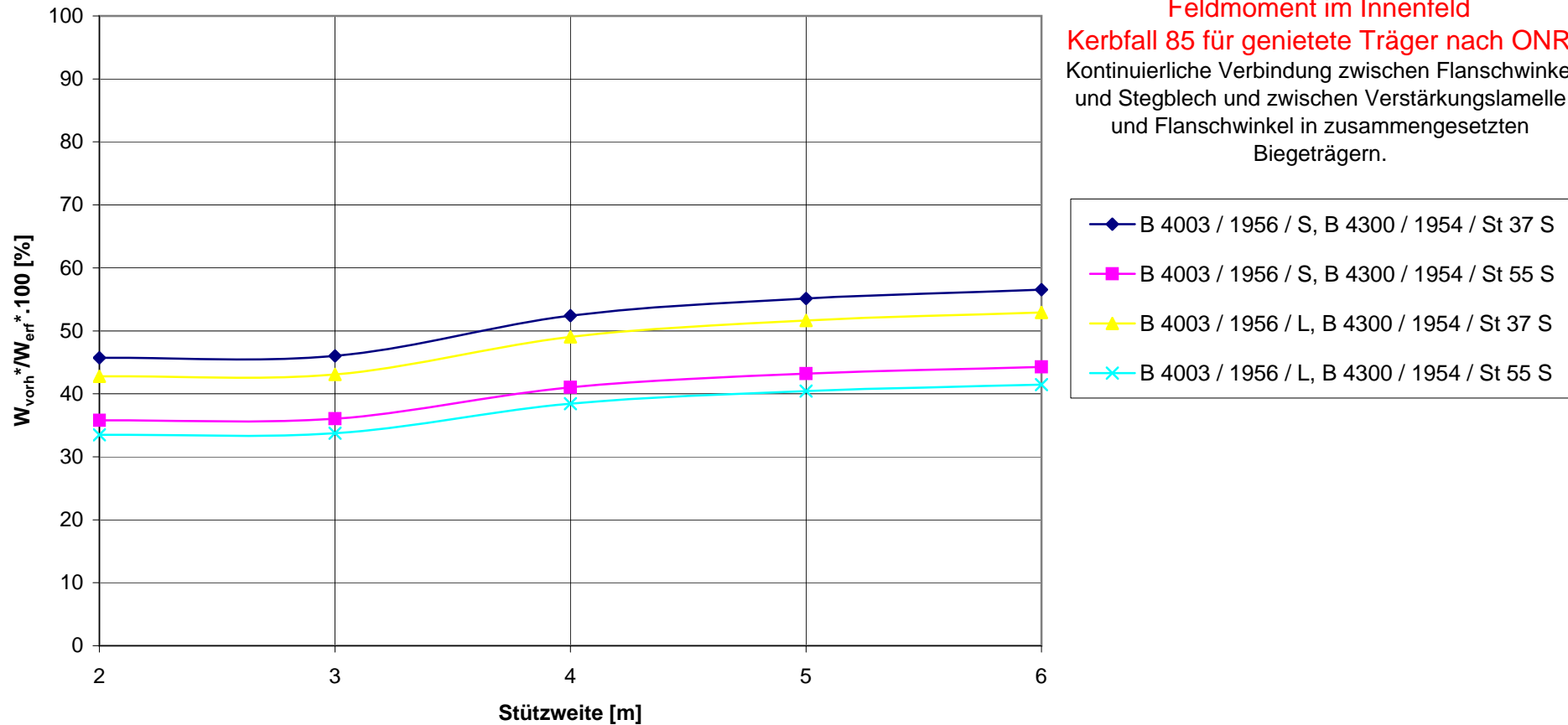


- ◆ BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52
- BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52
- ▲ BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52
- ✕ BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52
- ✱ BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52
- BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52

Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

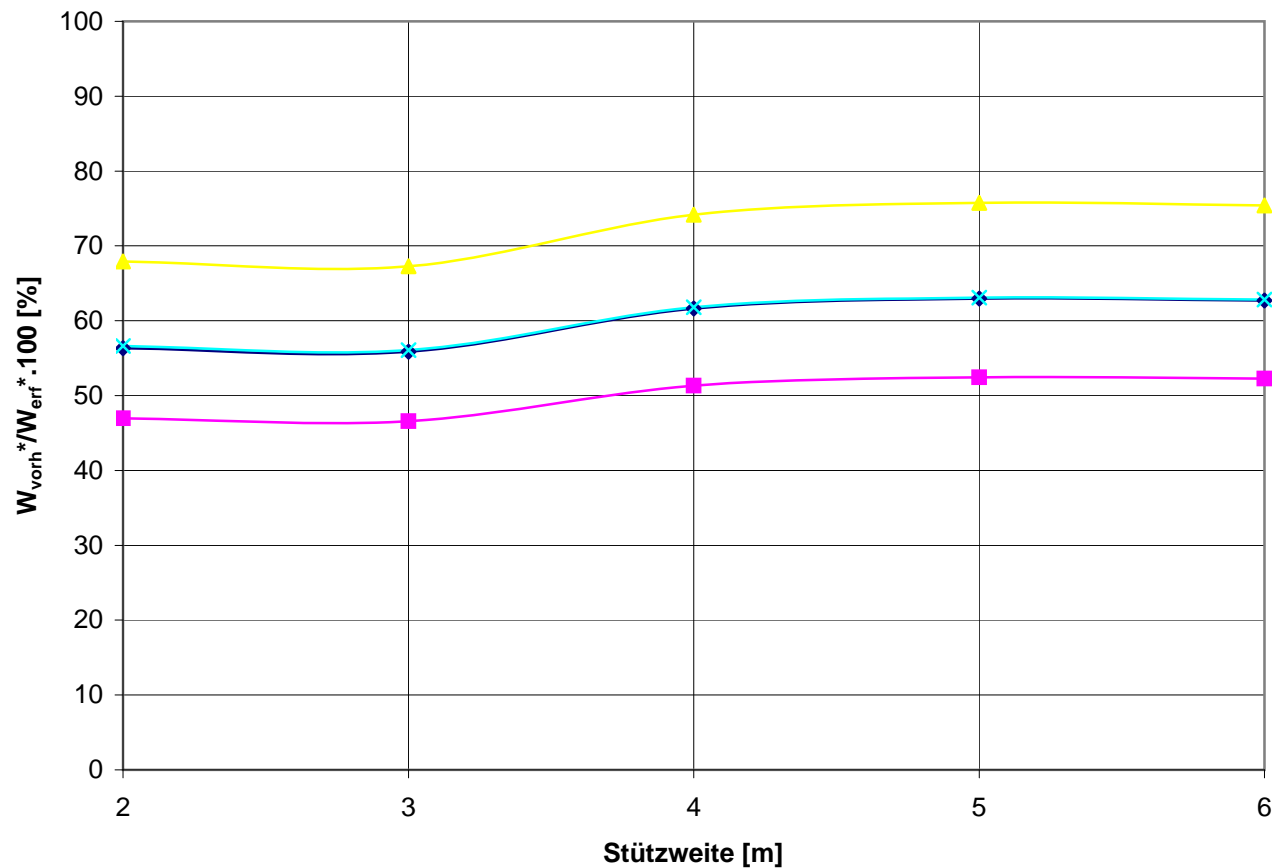
St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus B 4300 / 1954

Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Innenfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008

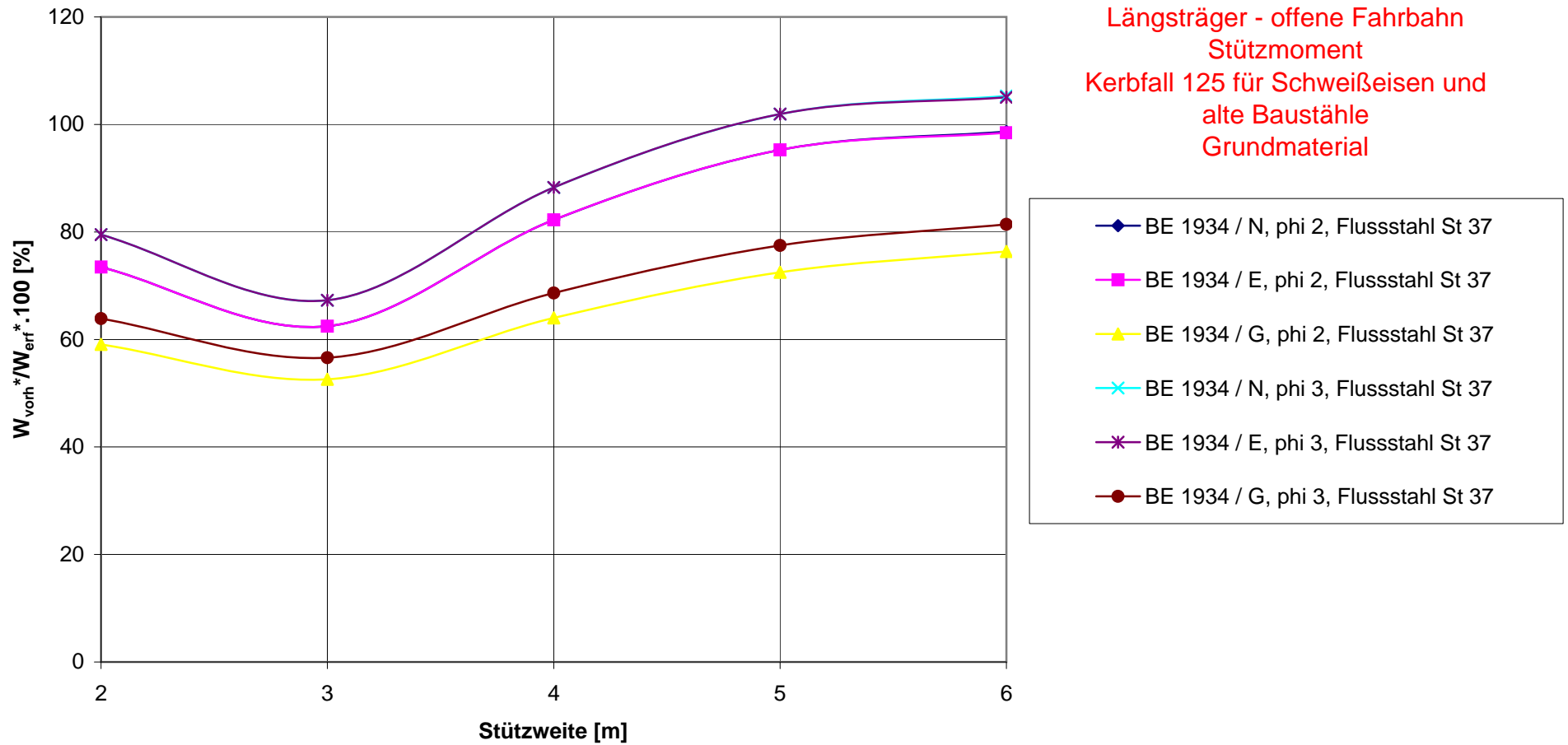
St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978



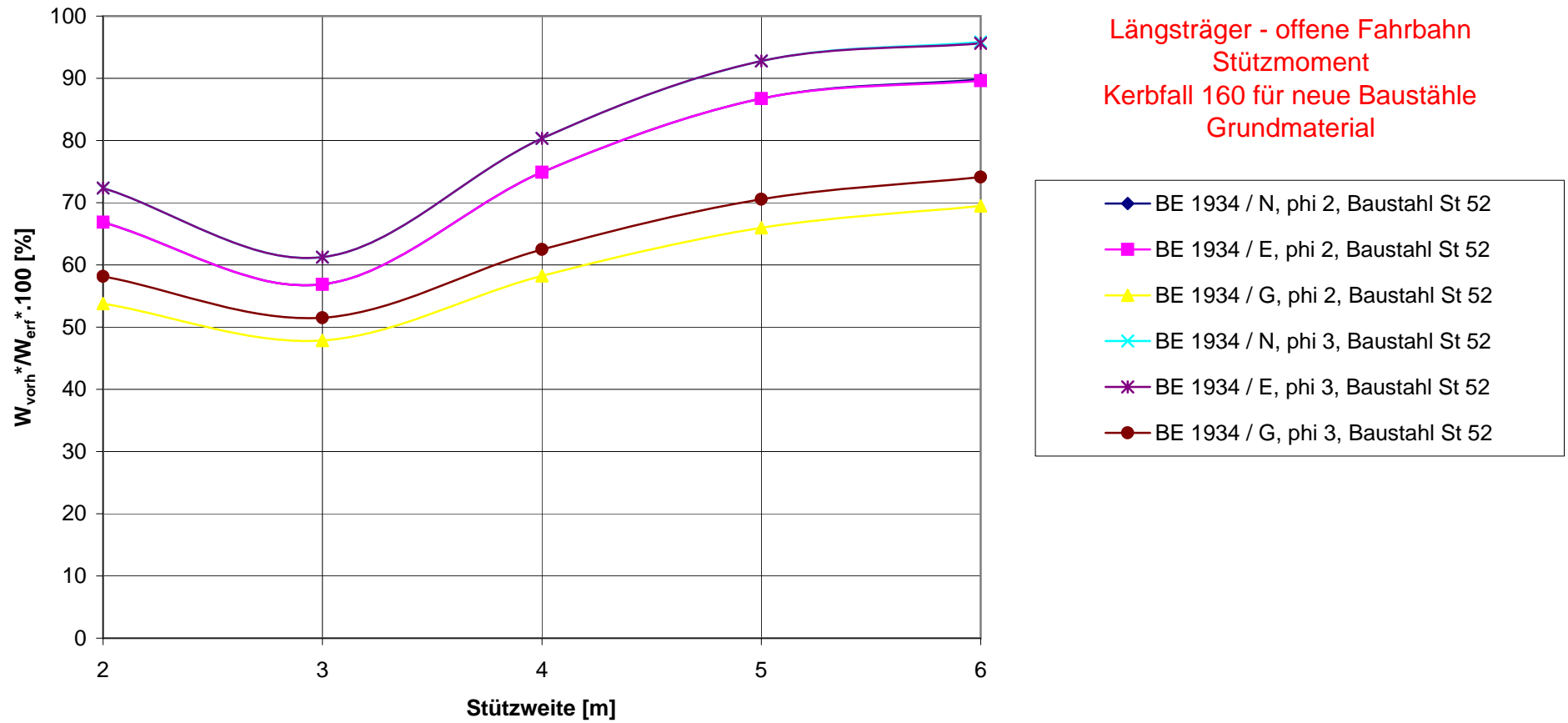
Längsträger - offene Fahrbahn
Feldmoment im Innenfeld
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

- ◆ B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 37
- B 4003 / 1984 / (0), B 4603 / 1964 / St 52/55
- ▲ B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 37
- ✱ B 4003 / 1984 / (2), B 4603 / 1964 / St 52/55

Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

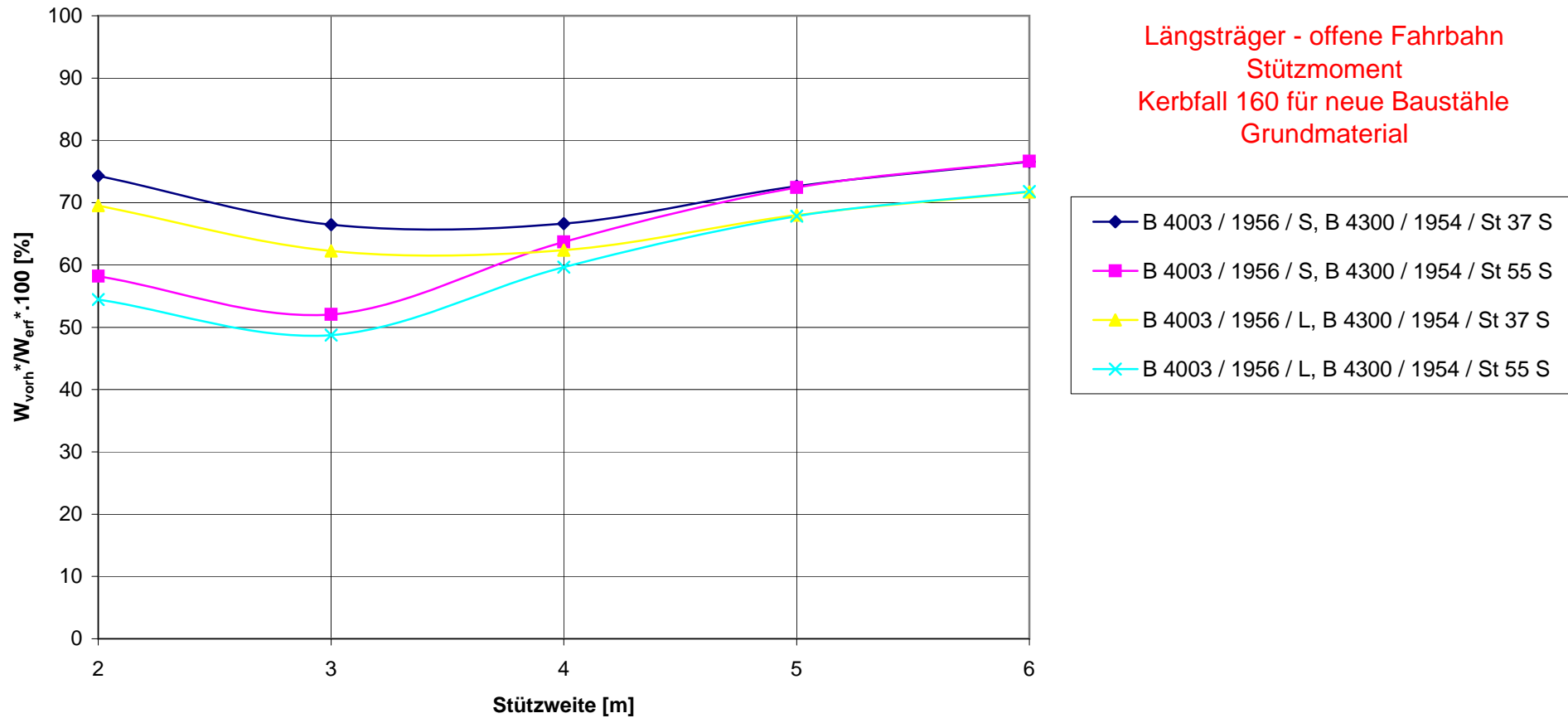


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 (fyd=36,0/1,15=31,3 kN/cm²)



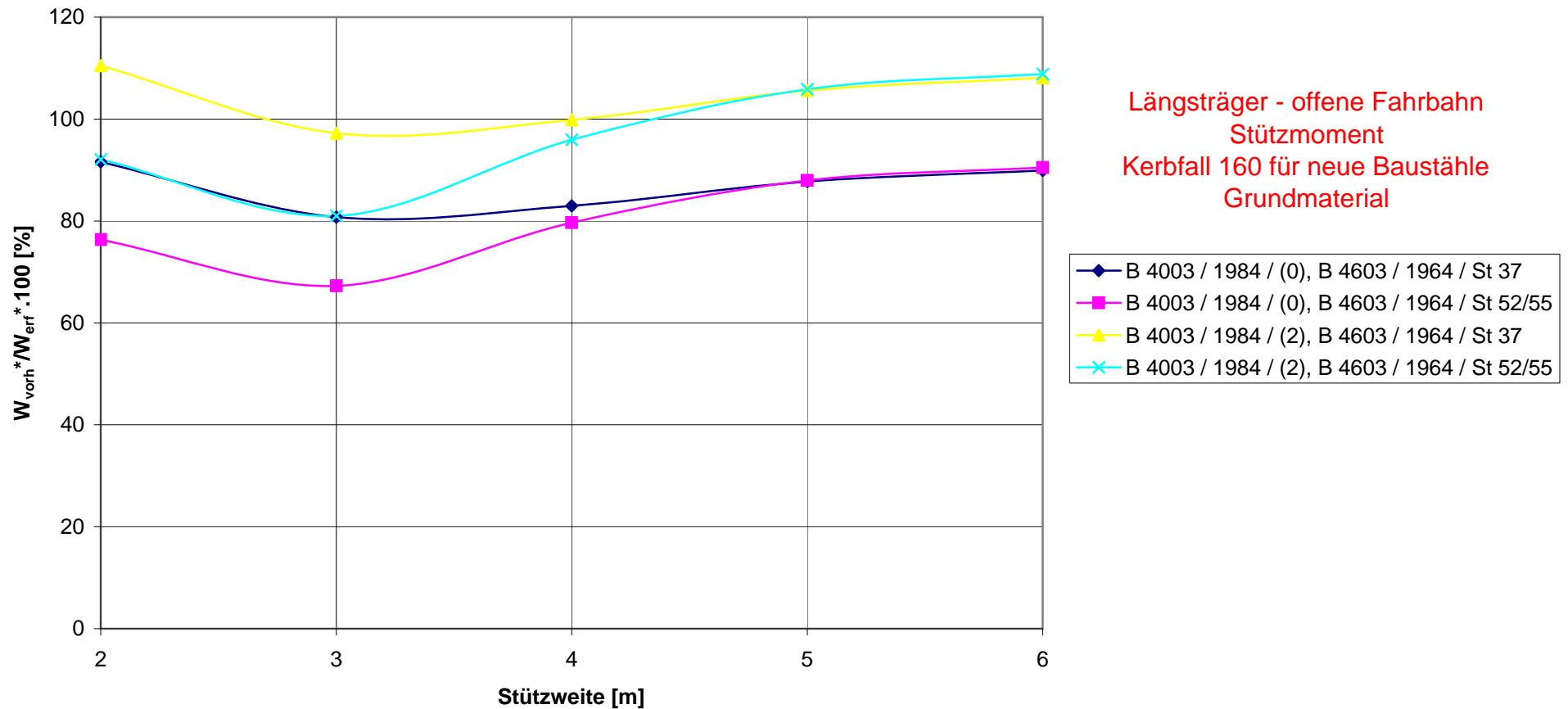
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18 \text{ kN/cm}^2$) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00 \text{ kN/cm}^2$) aus B 4300 / 1954



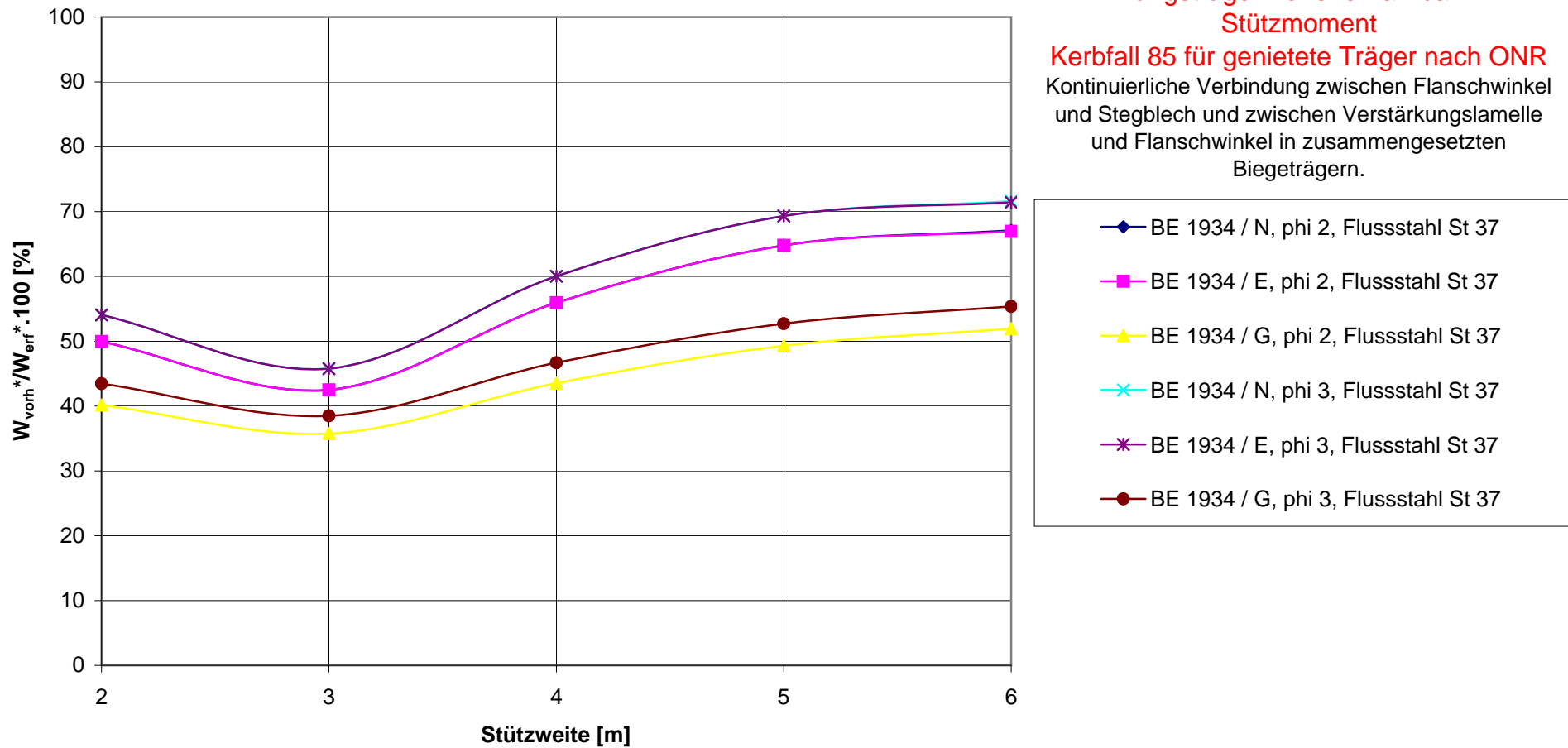
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008

St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978



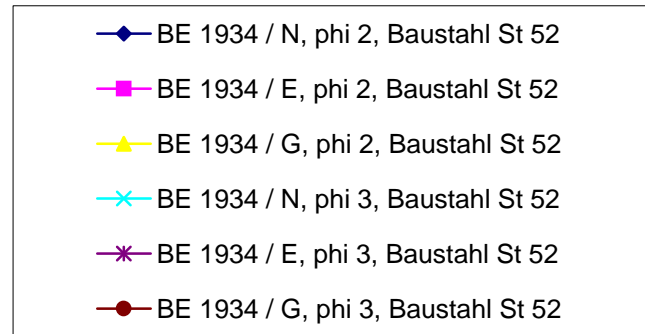
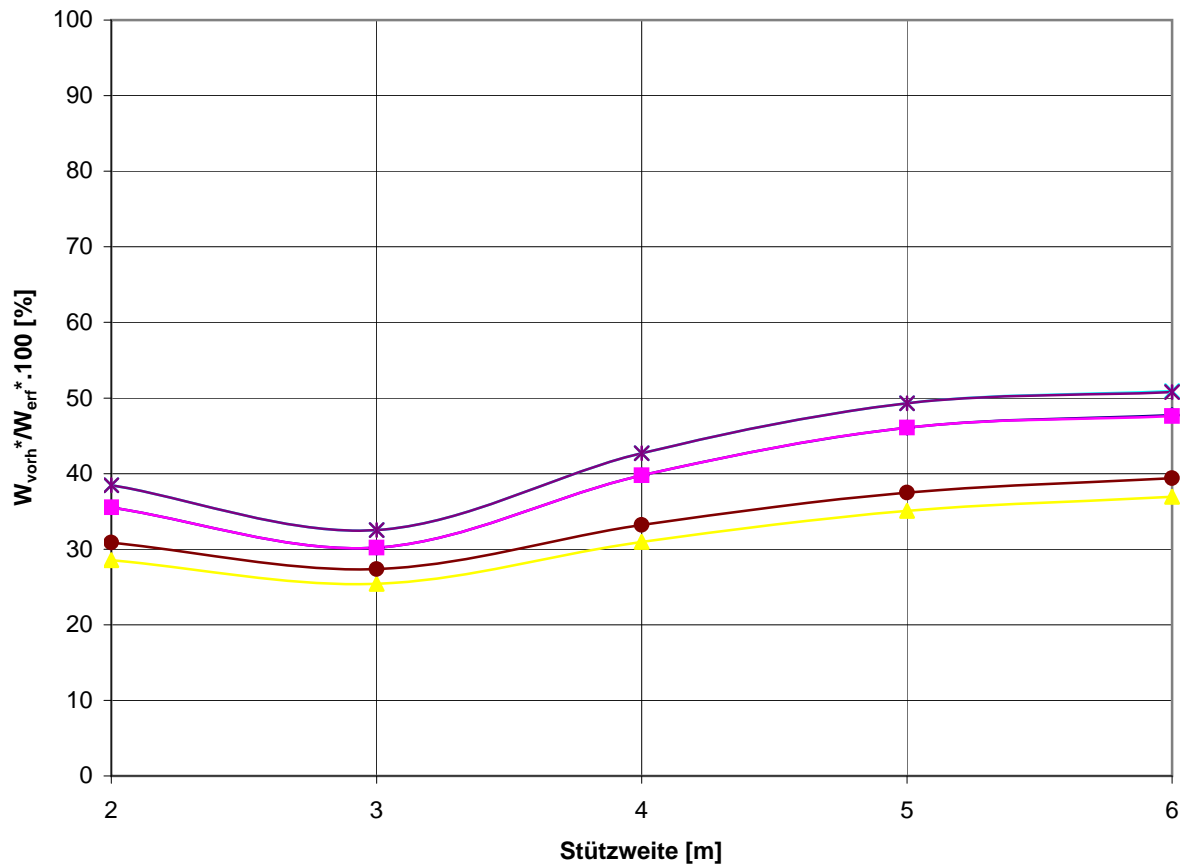
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43$ kN/cm²)

Längsträger - offene Fahrbahn
Stützmoment
Kerfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

Längsträger - offene Fahrbahn
Stützmoment
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.

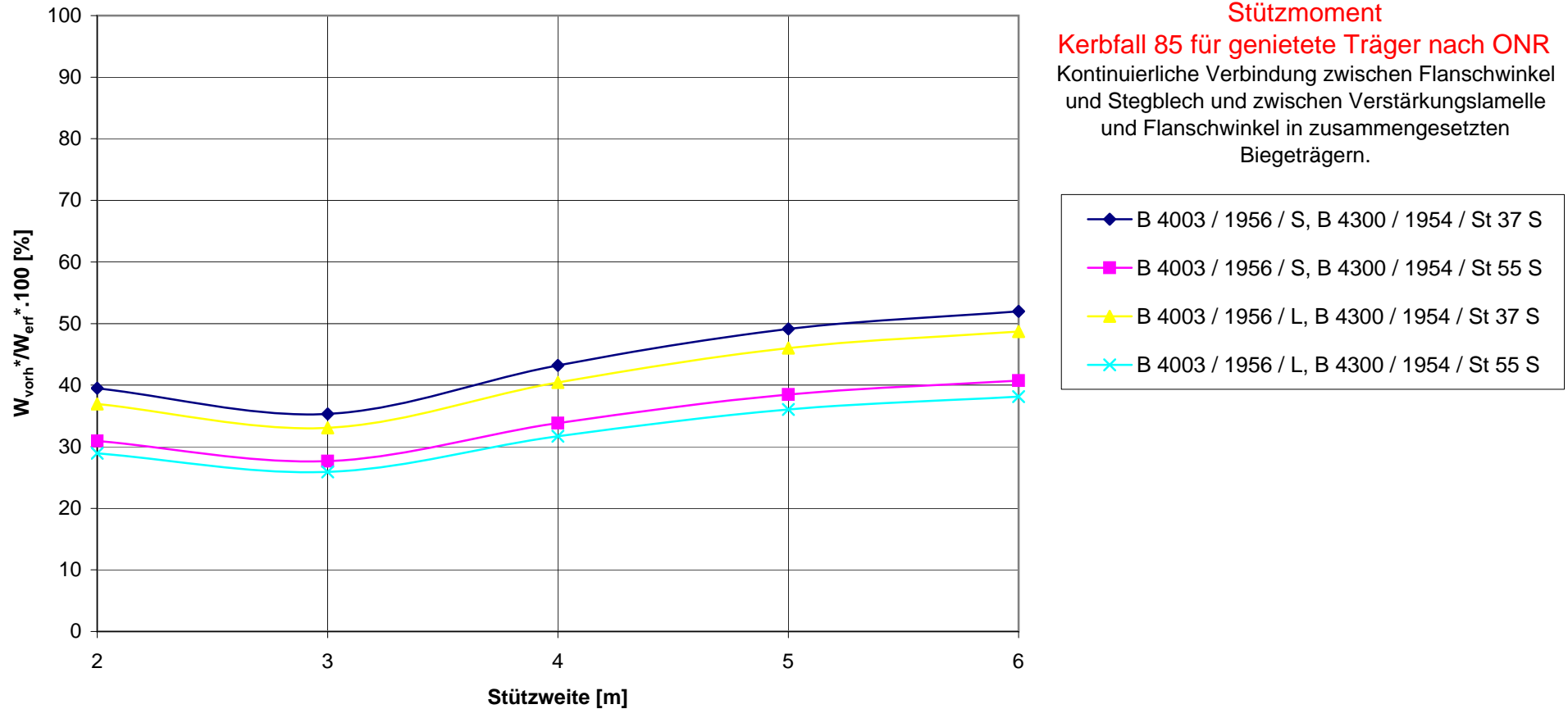


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus B 4300 / 1954

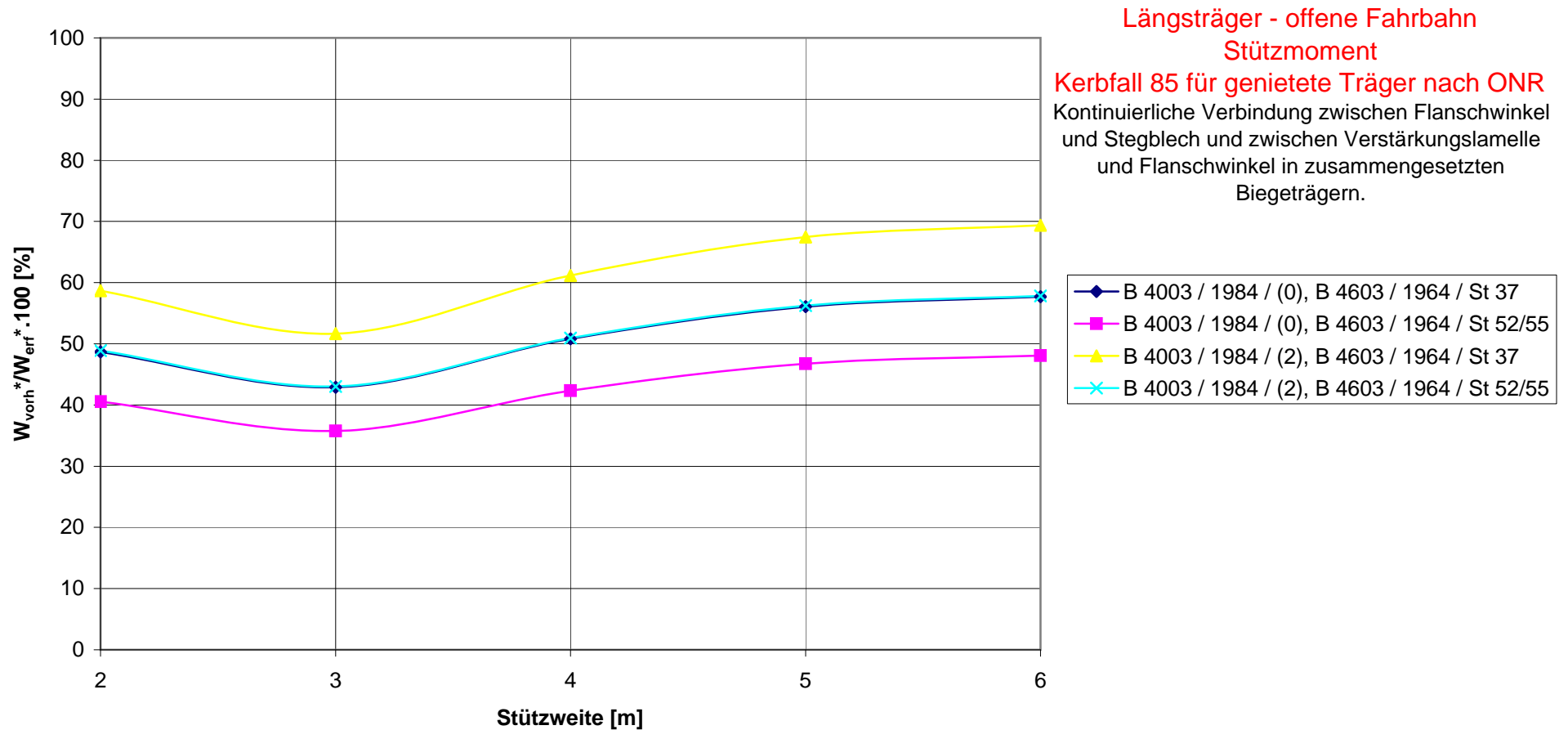
Längsträger - offene Fahrbahn
 Stützmoment

Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.



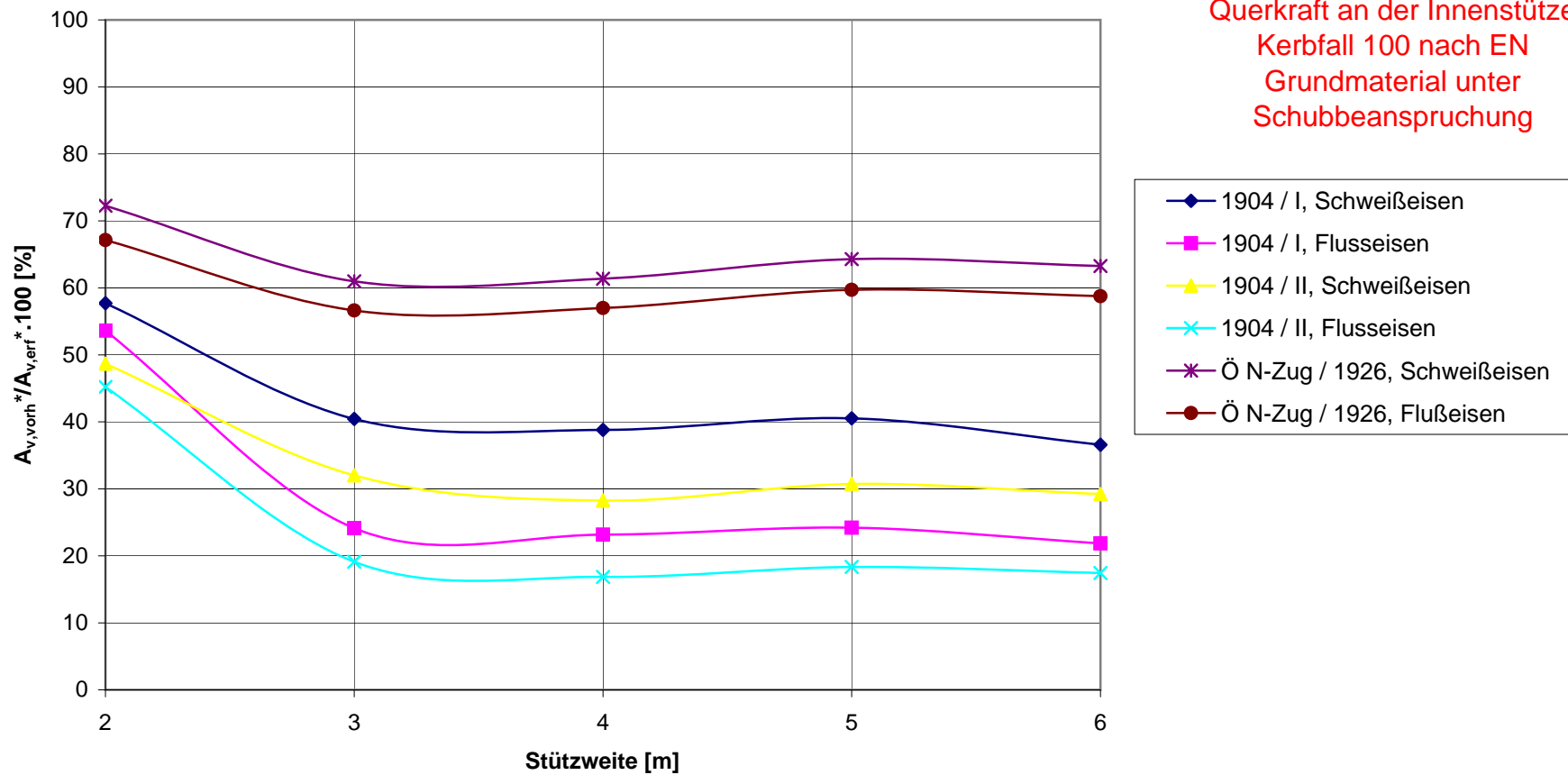
Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008

St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978

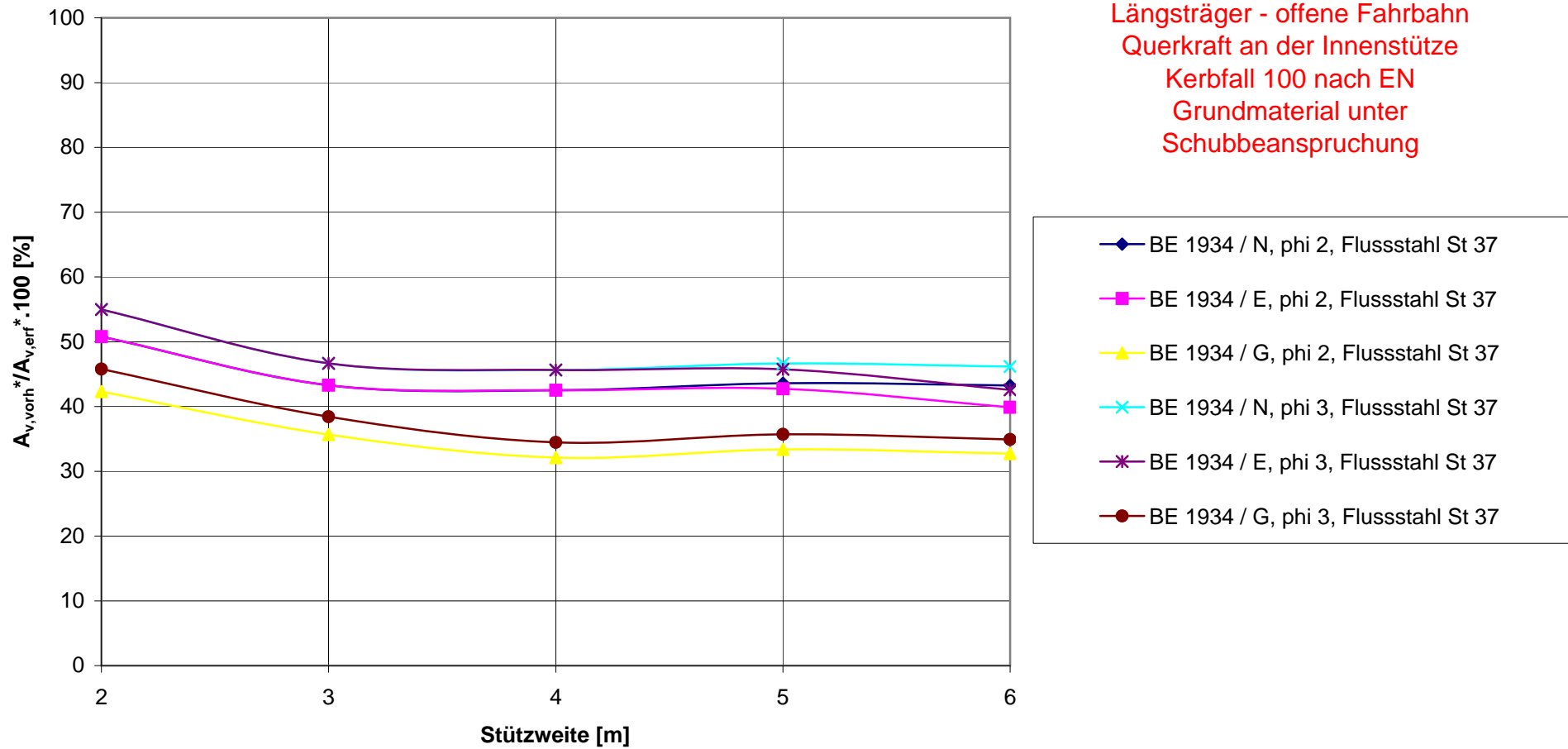


Verhältnis der vorh. zu den erf. Schubflächen
Bezogen auf EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
EN 1993-2/2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißseisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

Längsträger - offene Fahrbahn
 Querkraft an der Innenstütze
 Kerbfall 100 nach EN
 Grundmaterial unter
 Schubbeanspruchung



Verhältnis der vorh. zu den erf. Schubflächen
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)



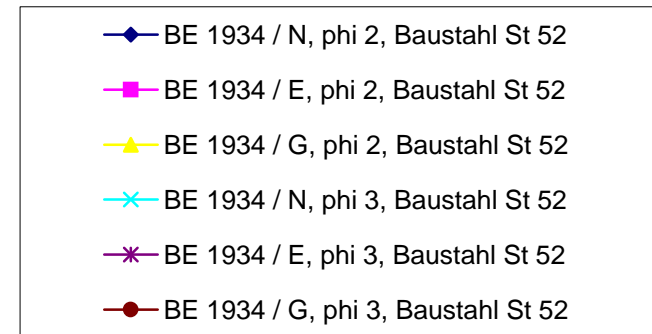
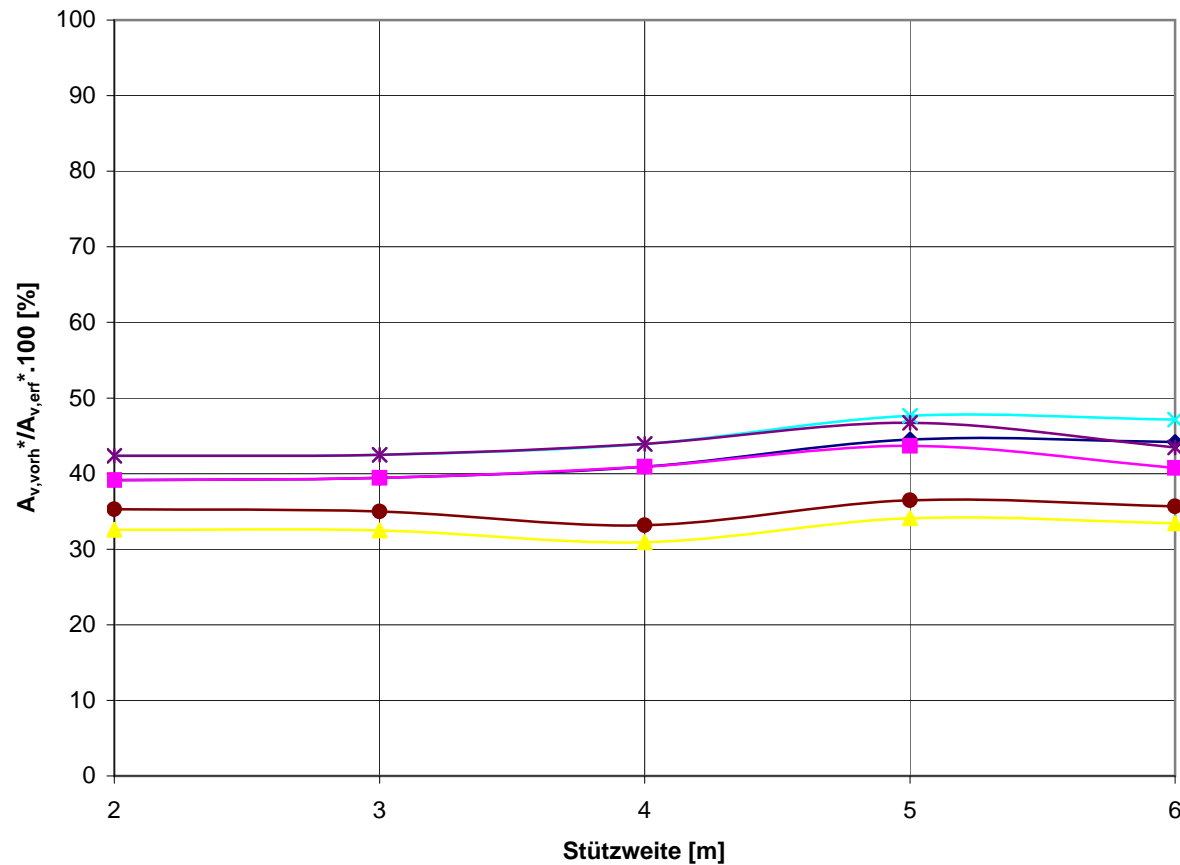
Verhältnis der vorh. zu den erf. Schubflächen

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,

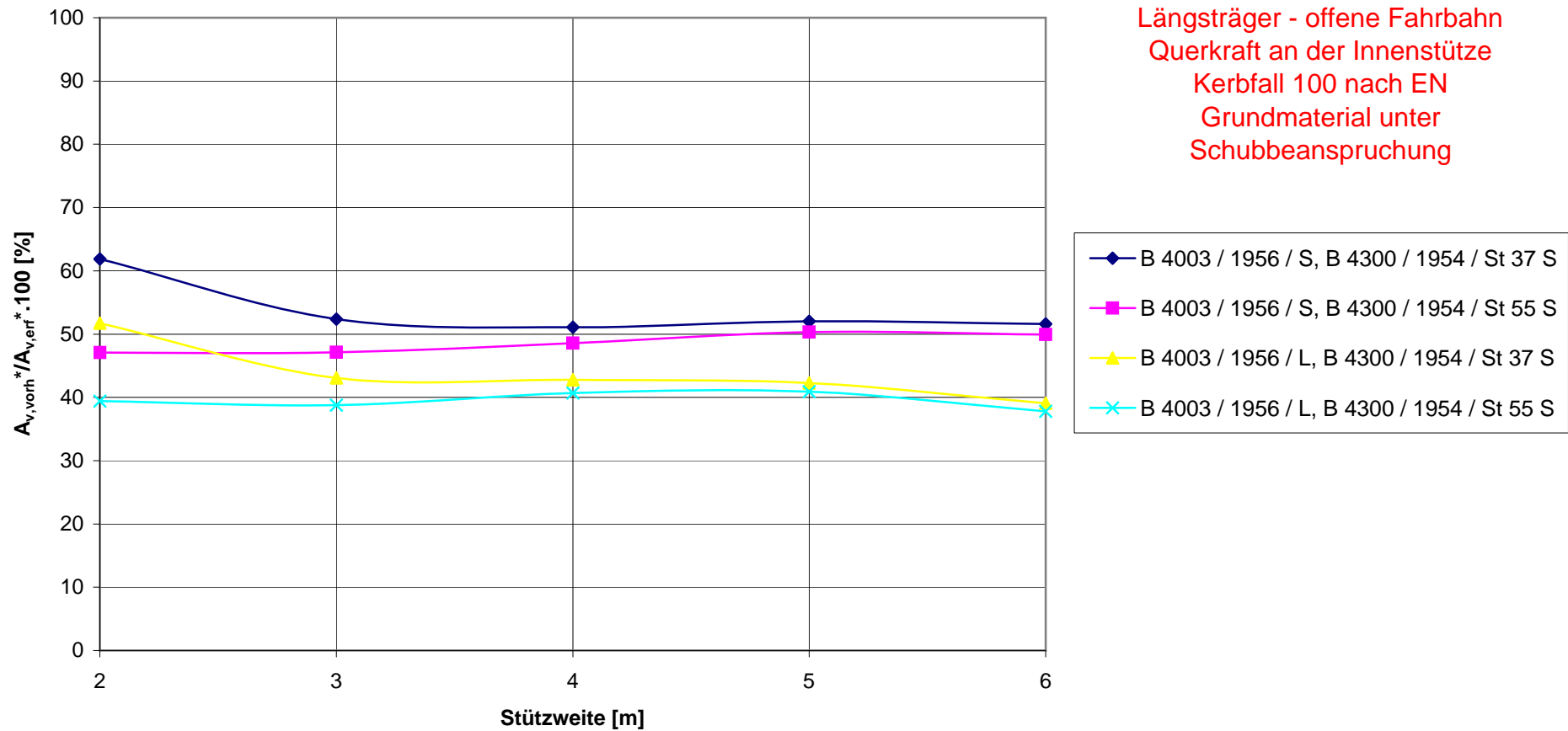
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 (fyd=36,0/1,15=31,3 kN/cm²)

Längsträger - offene Fahrbahn
 Querkraft an der Innenstütze
 Kerbfall 100 nach EN
 Grundmaterial unter
 Schubbeanspruchung

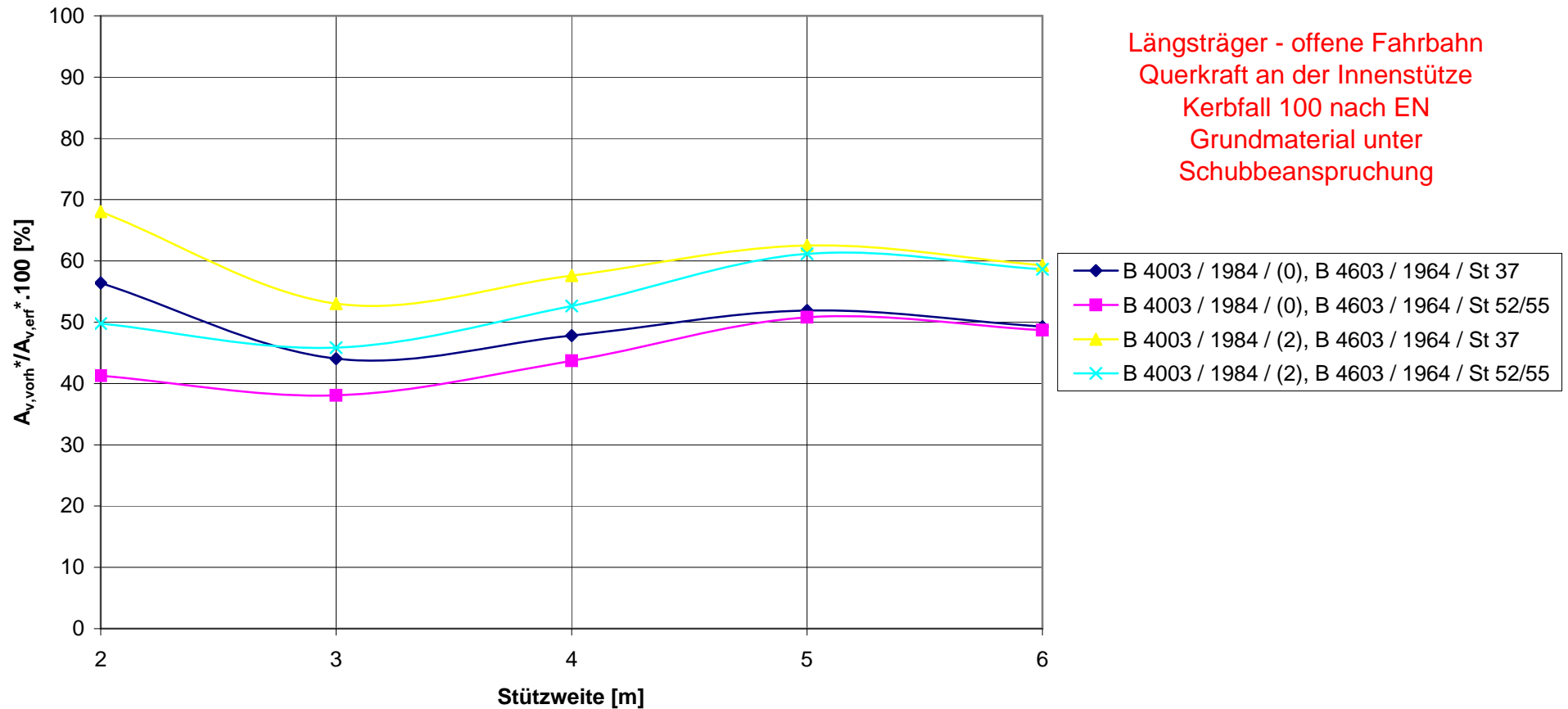


Verhältnis der vorh. zu den erf. Schubflächen
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus
 ÖNORM B 4300 / 1954



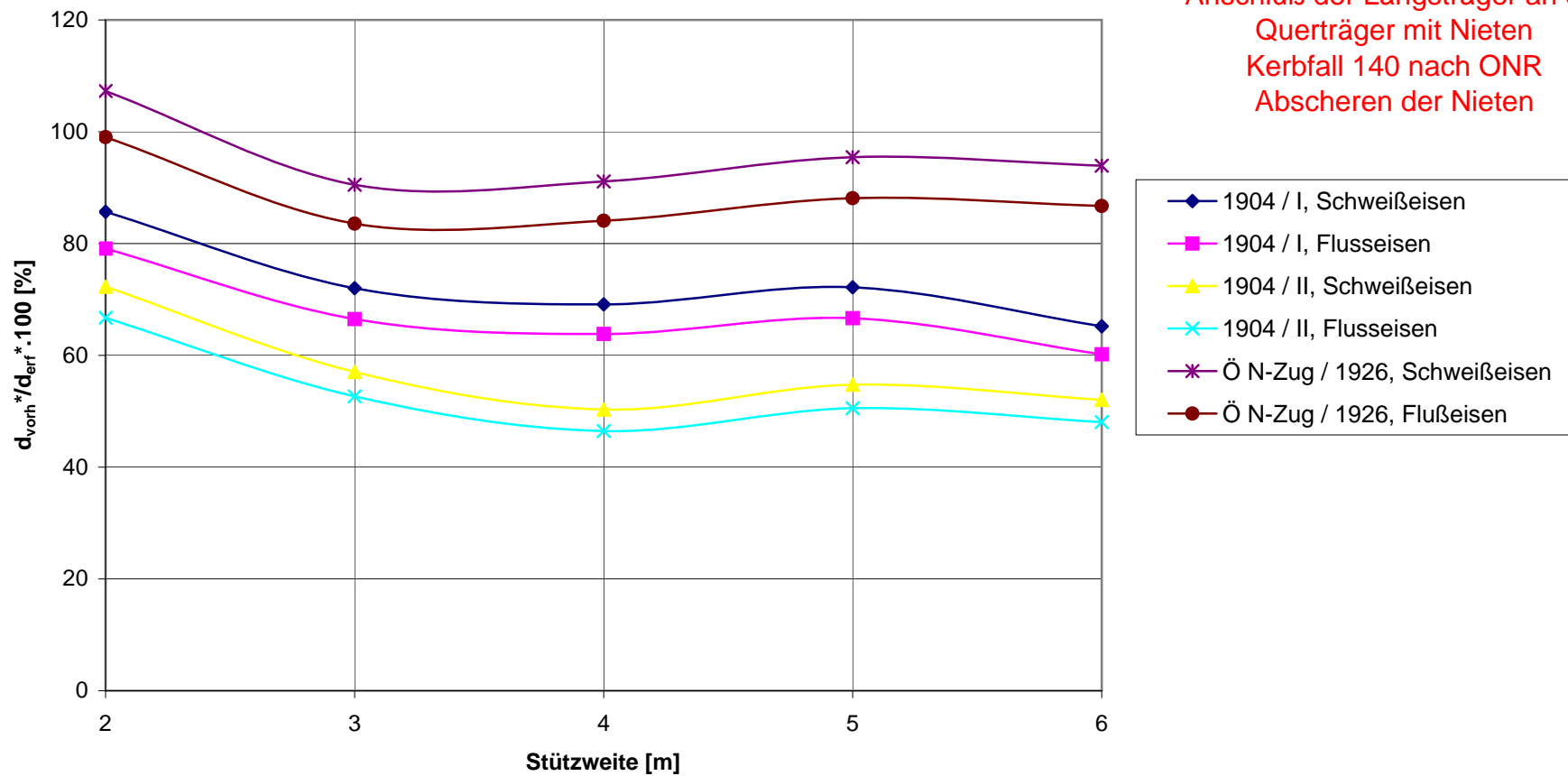
Verhältnis der vorh. zu den erf. Schubflächen
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978

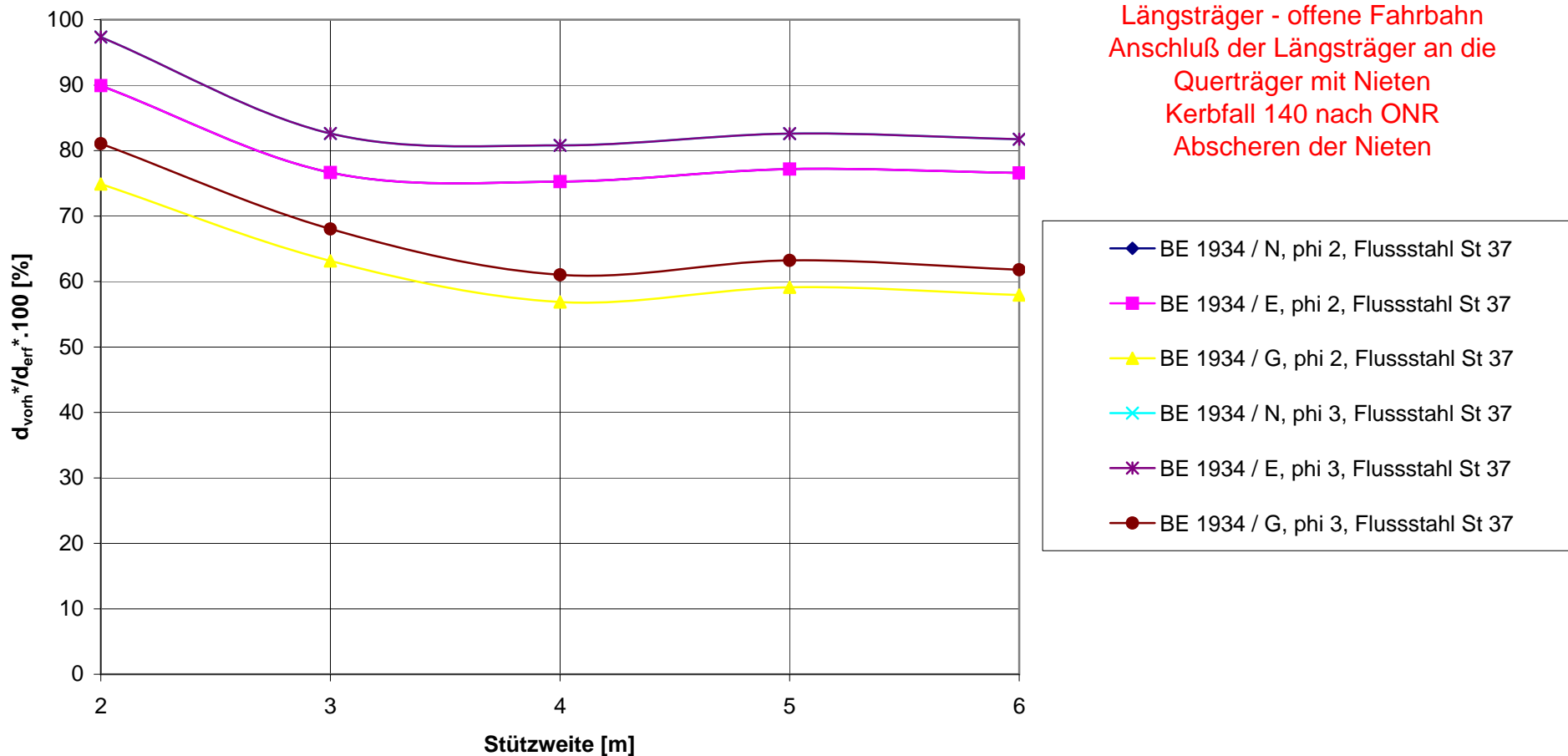


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Nietdurchmessern
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißseisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

Längsträger - offene Fahrbahn
 Anschluß der Längsträger an die
 Querträger mit Niet
 Kerbfall 140 nach ONR
 Abscheren der Niet

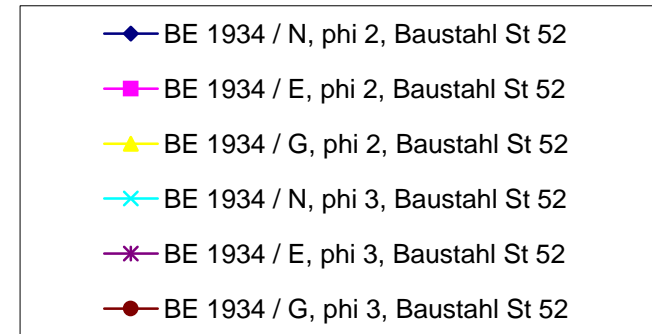
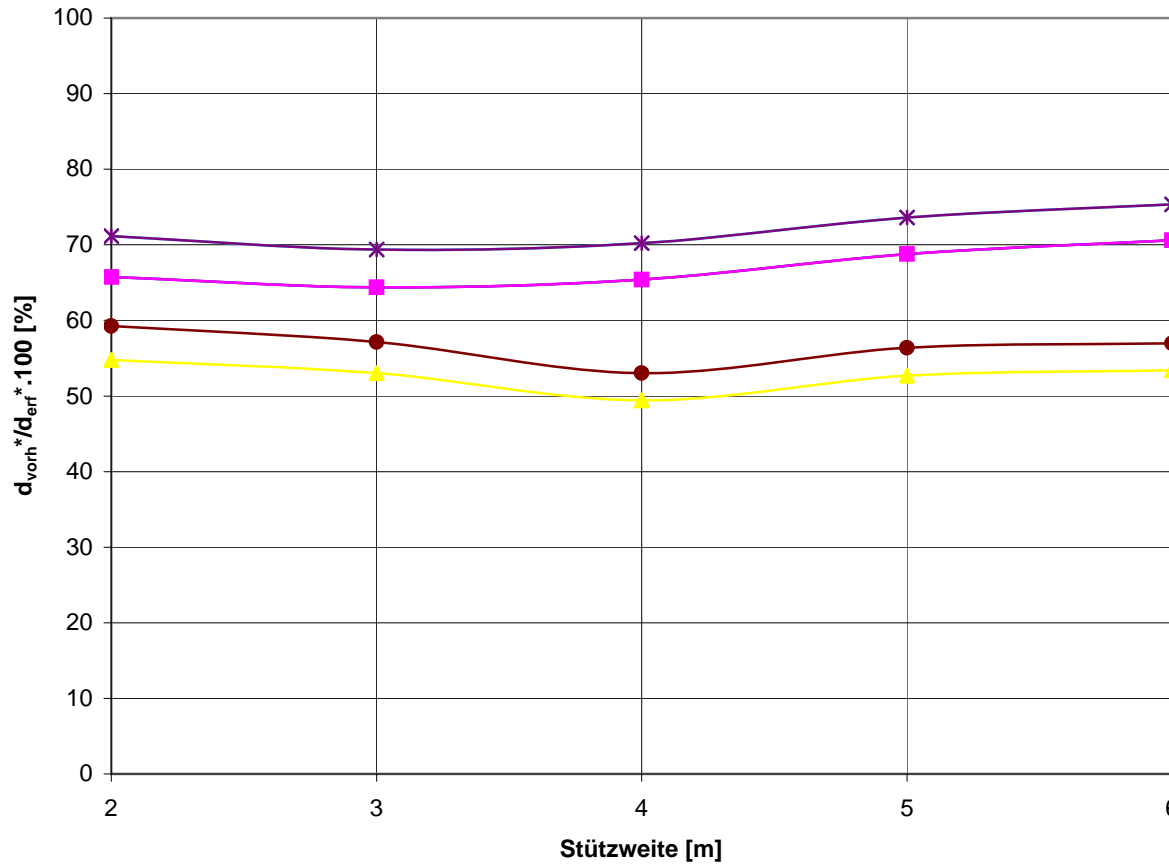


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Nietdurchmessern
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Flusstahl St 37 aus BE 1934 ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$)

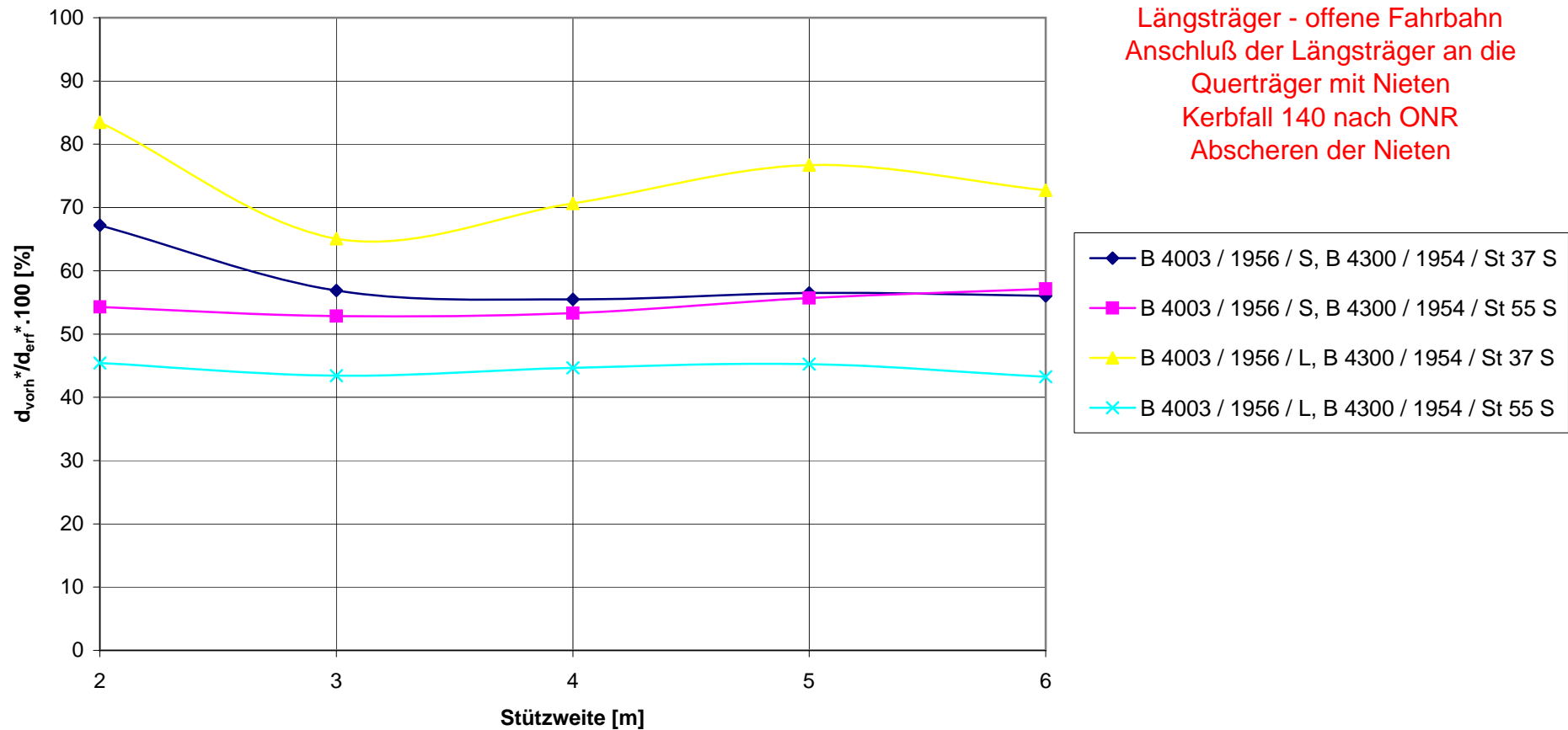


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Nietdurchmessern
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Baustahl St 52 aus BE 1934 ($f_{yd}=36,0/1,15=31,3 \text{ kN/cm}^2$)

Längsträger - offene Fahrbahn
 Anschluß der Längsträger an die
 Querträger mit Nieten
 Kerbfall 140 nach ONR
 Abscheren der Nieten

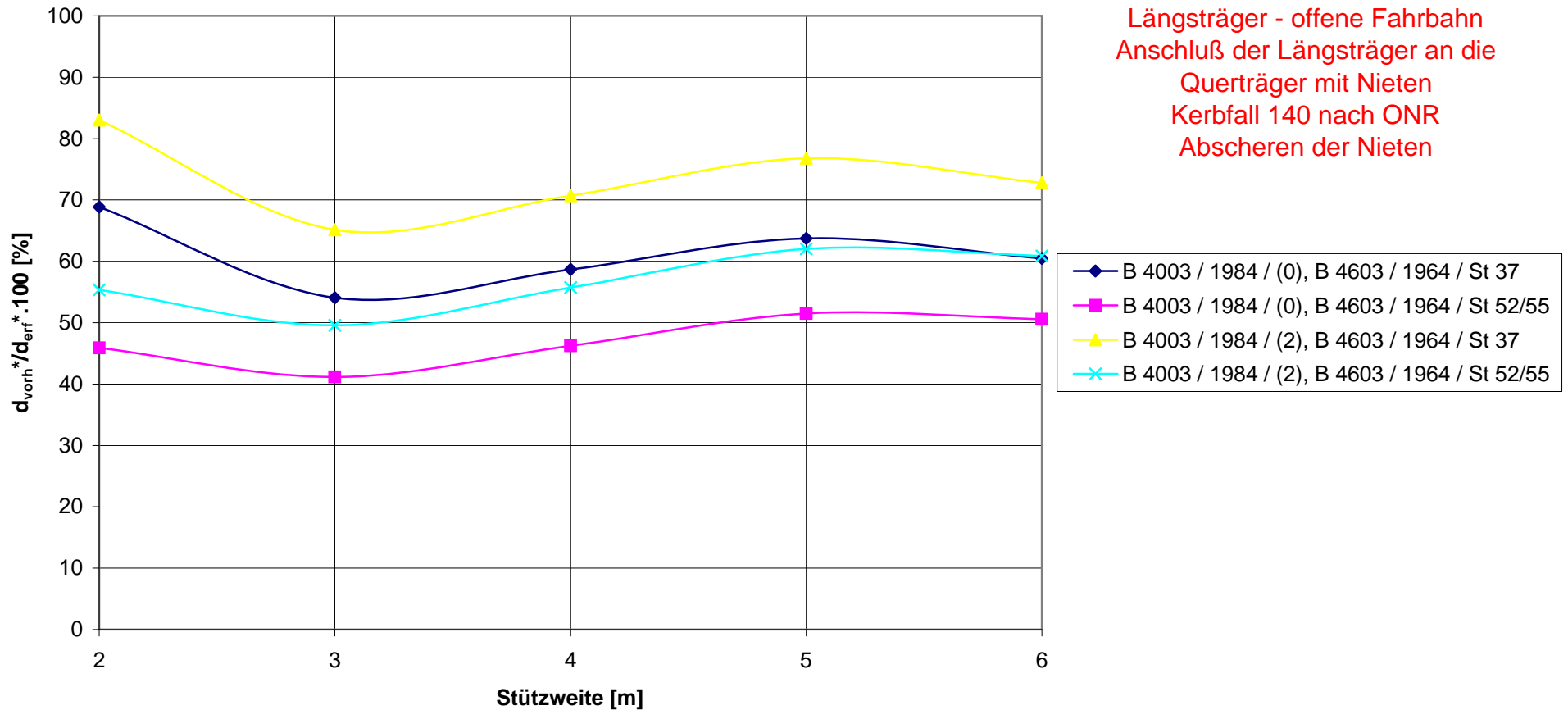


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Nietdurchmessern
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 St 37 S ($f_{yd}=22,2/1,1=20,18$ kN/cm²) und St 55 S ($f_{yd}=33,0/1,1=30,00$ kN/cm²) aus
 ÖNORM B 4300 / 1954

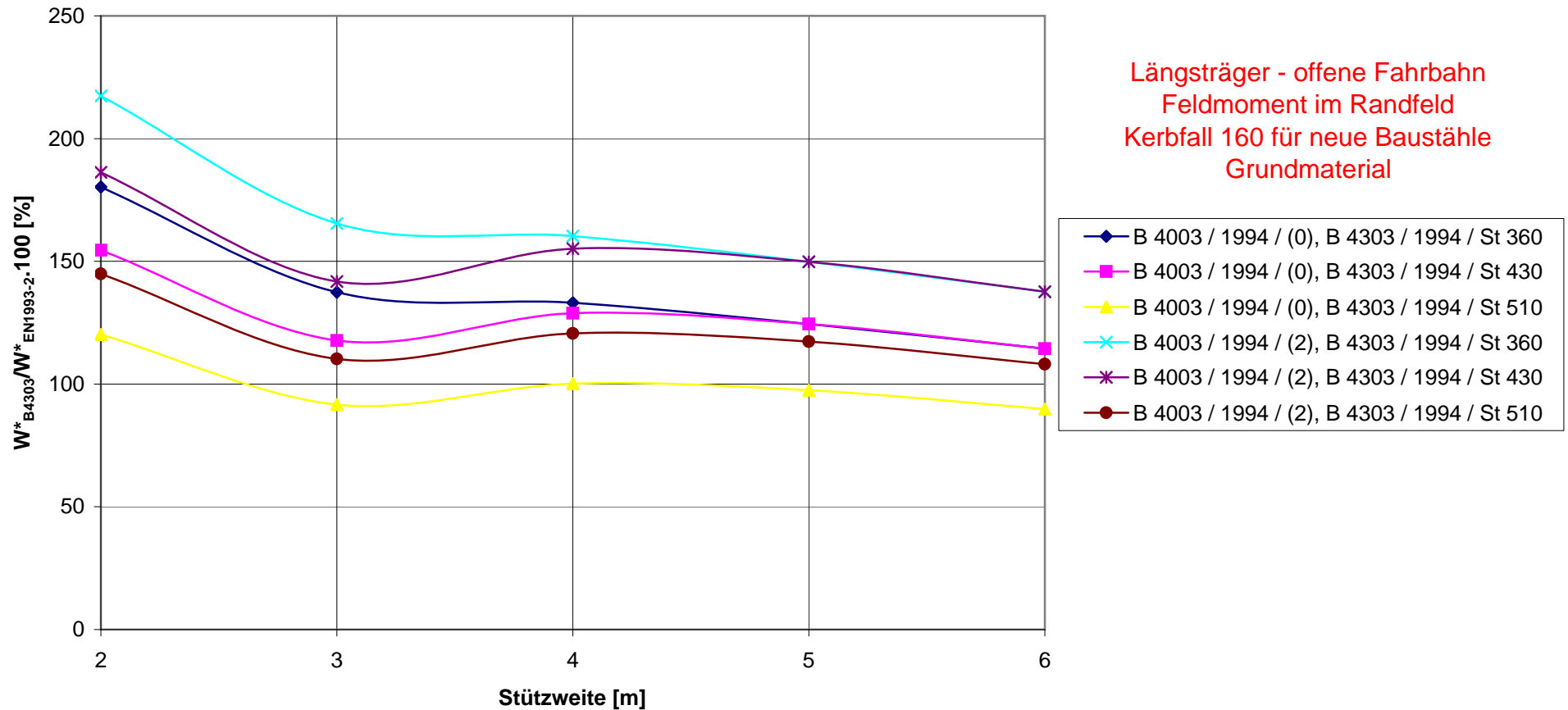


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Nietdurchmessern
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

St 37 S,T ($f_{yd}=23,5/1,1=21,36$ kN/cm²) und St 55 S,St 52 T ($f_{yd}=35,5/1,1=32,27$ kN/cm²)
 aus B 4600 / 1978

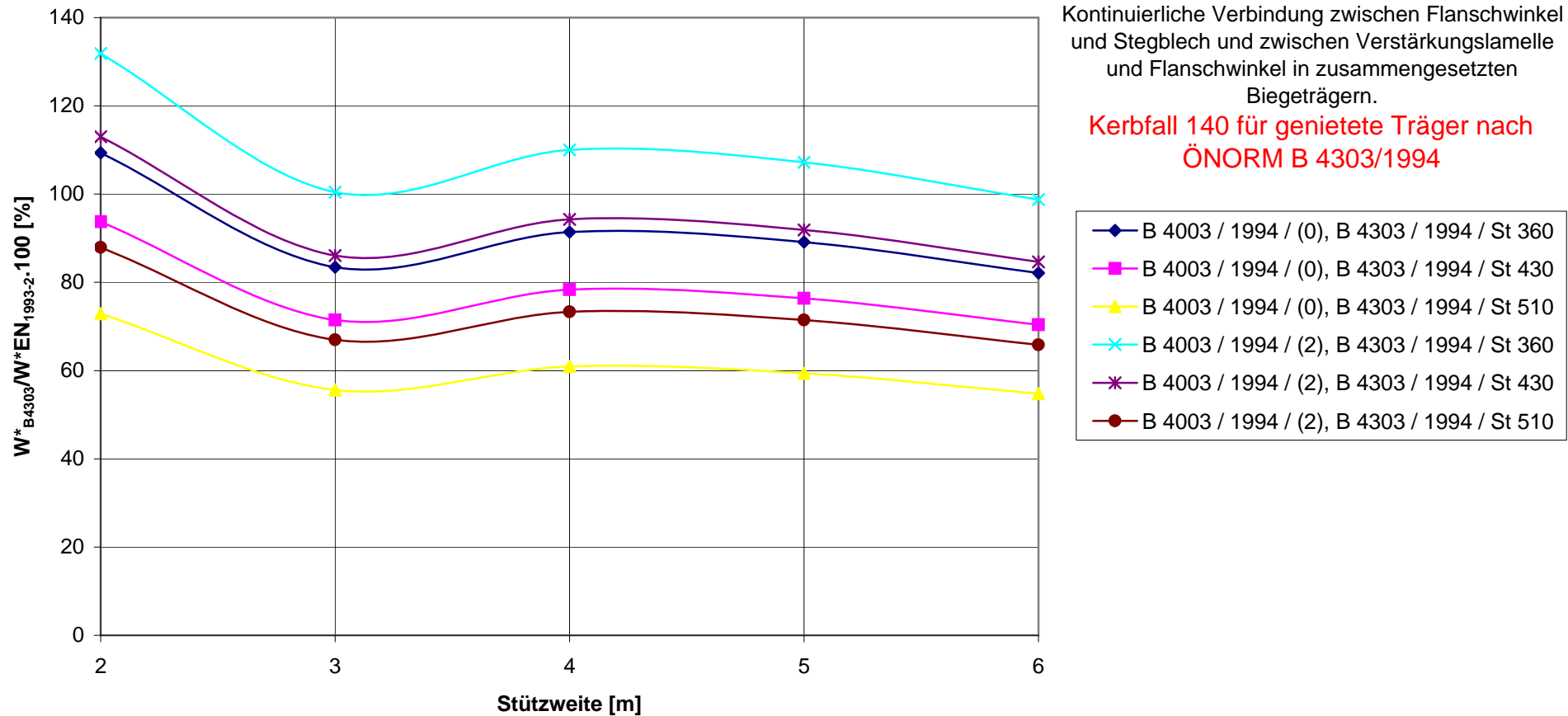


**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
 ÖNORM B 4303/1994 und EN 1993-2/2007, ONR 24008 (Einwirkungen nach EN 1991-2/2004,
 alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2)**

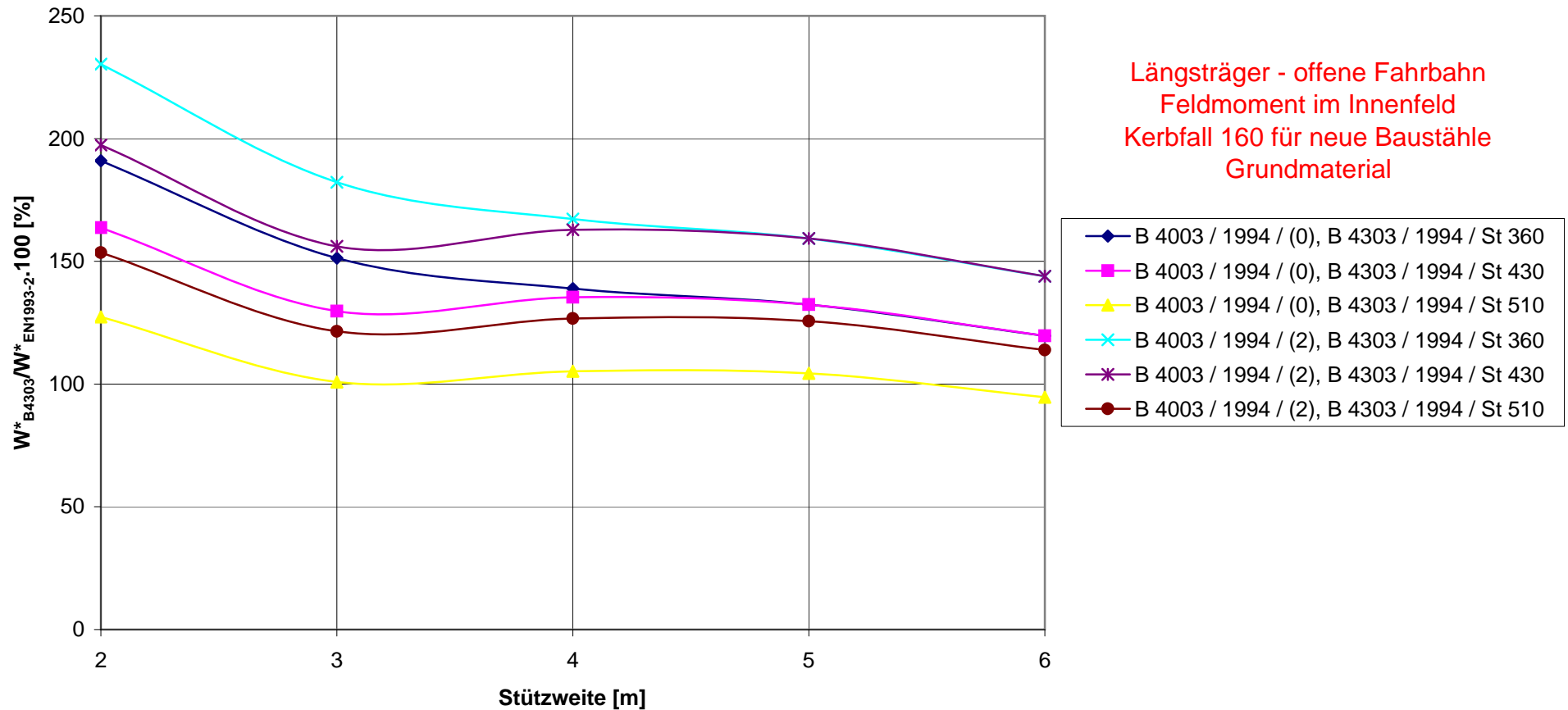


**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008**

**Längsträger - offene Fahrbahn
 Feldmoment im Randfeld
 Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.
 Kerbfall 140 für genietete Träger nach
 ÖNORM B 4303/1994**

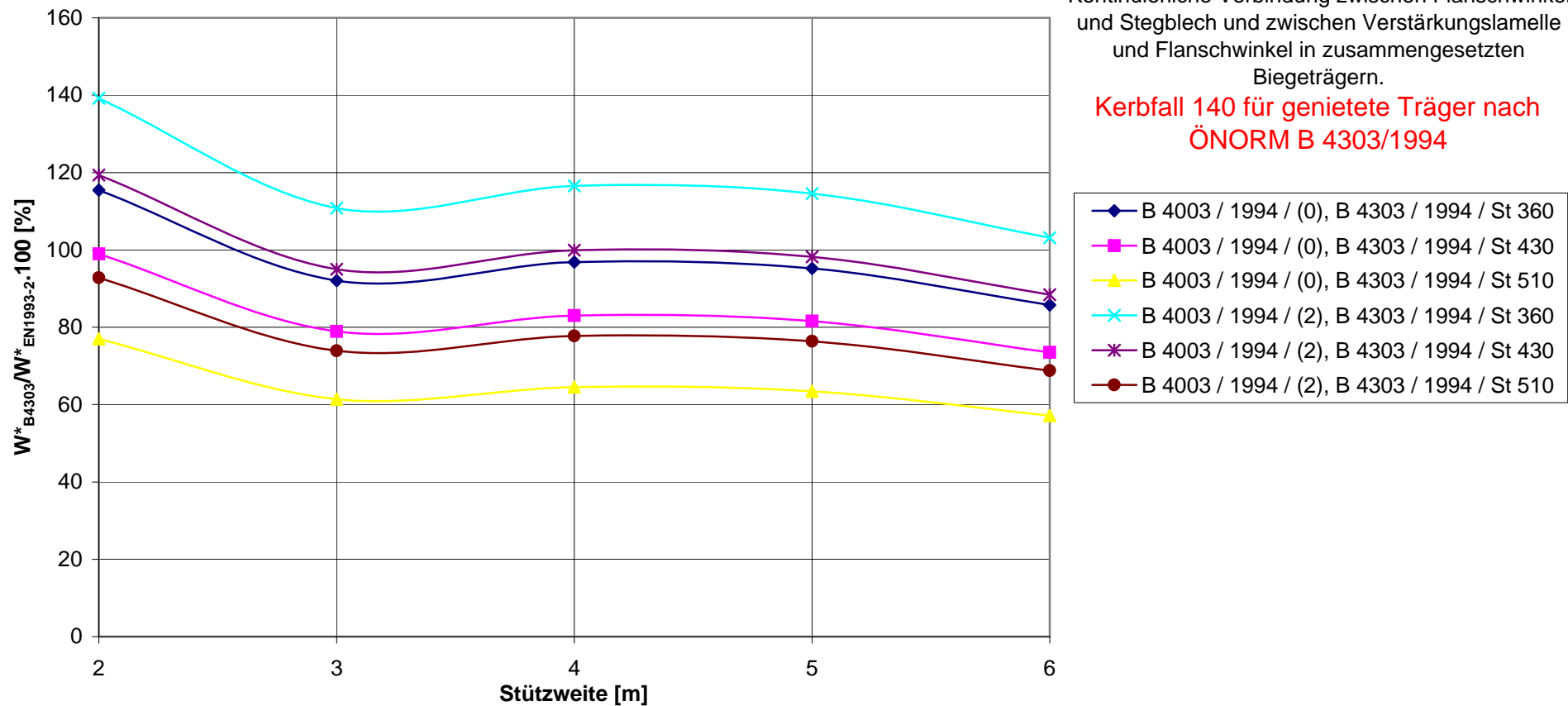


**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008**

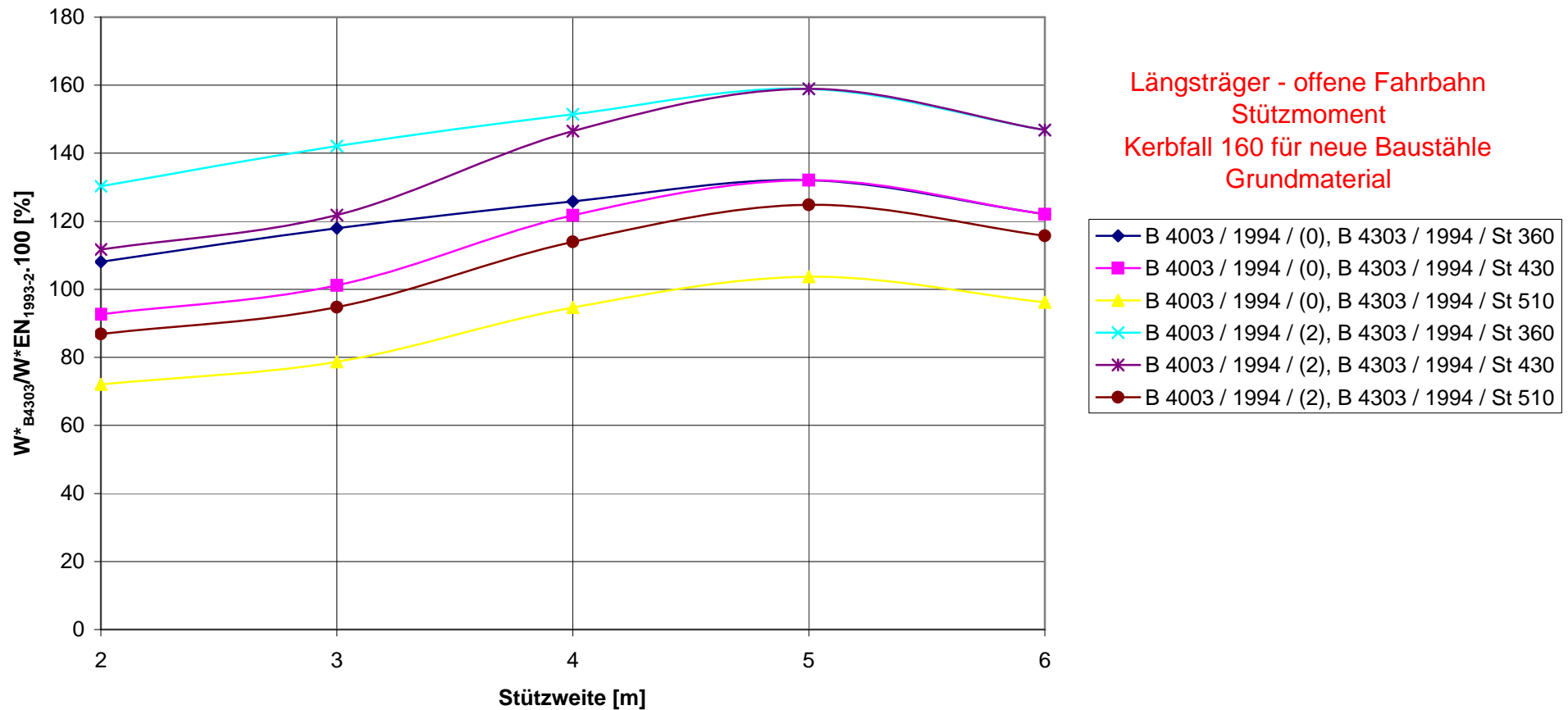


**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008**

**Längsträger - offene Fahrbahn
 Feldmoment im Innenfeld
 Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.
 Kerbfall 140 für genietete Träger nach
 ÖNORM B 4303/1994**



**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008**

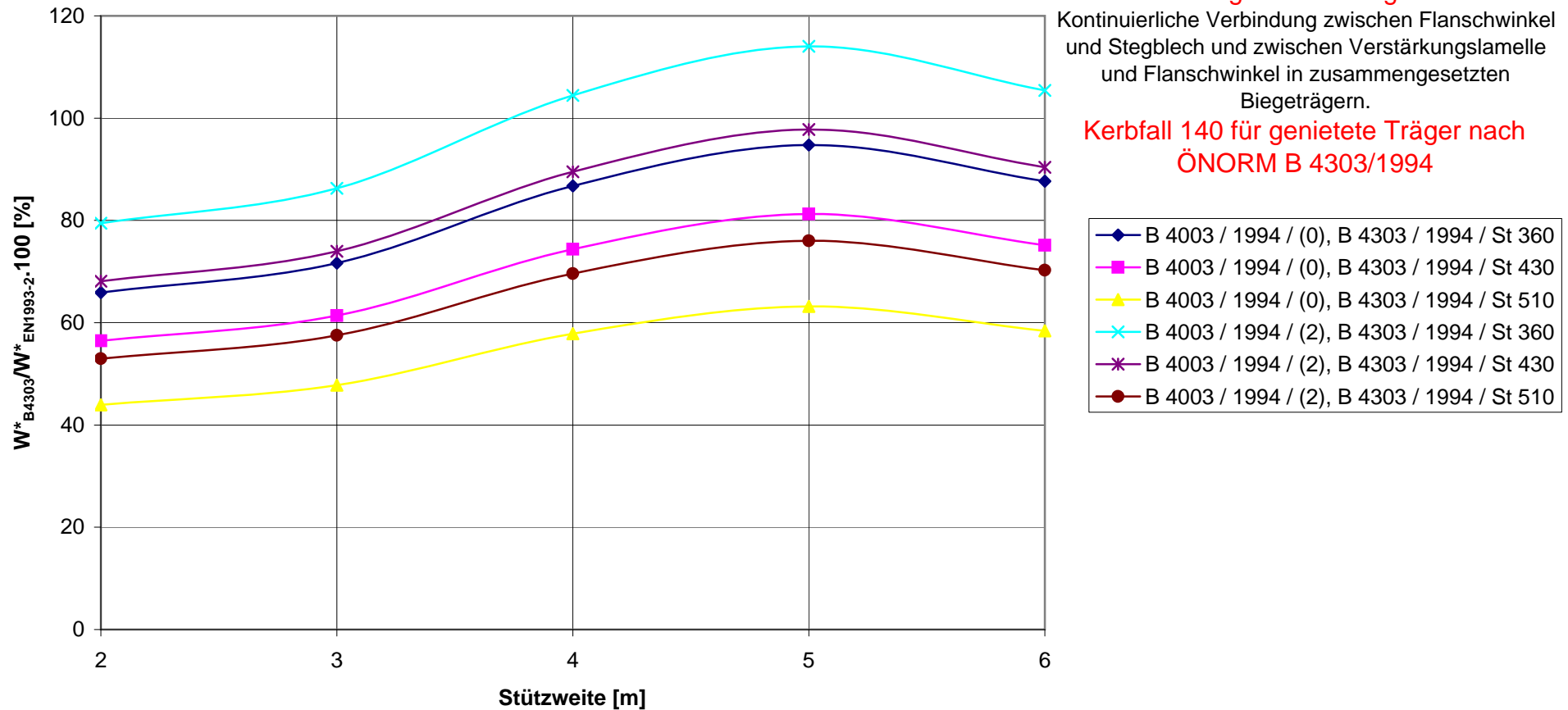


**Verhältnis der Widerstandsmomente der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008**

Längsträger - offene Fahrbahn
 Stützmoment

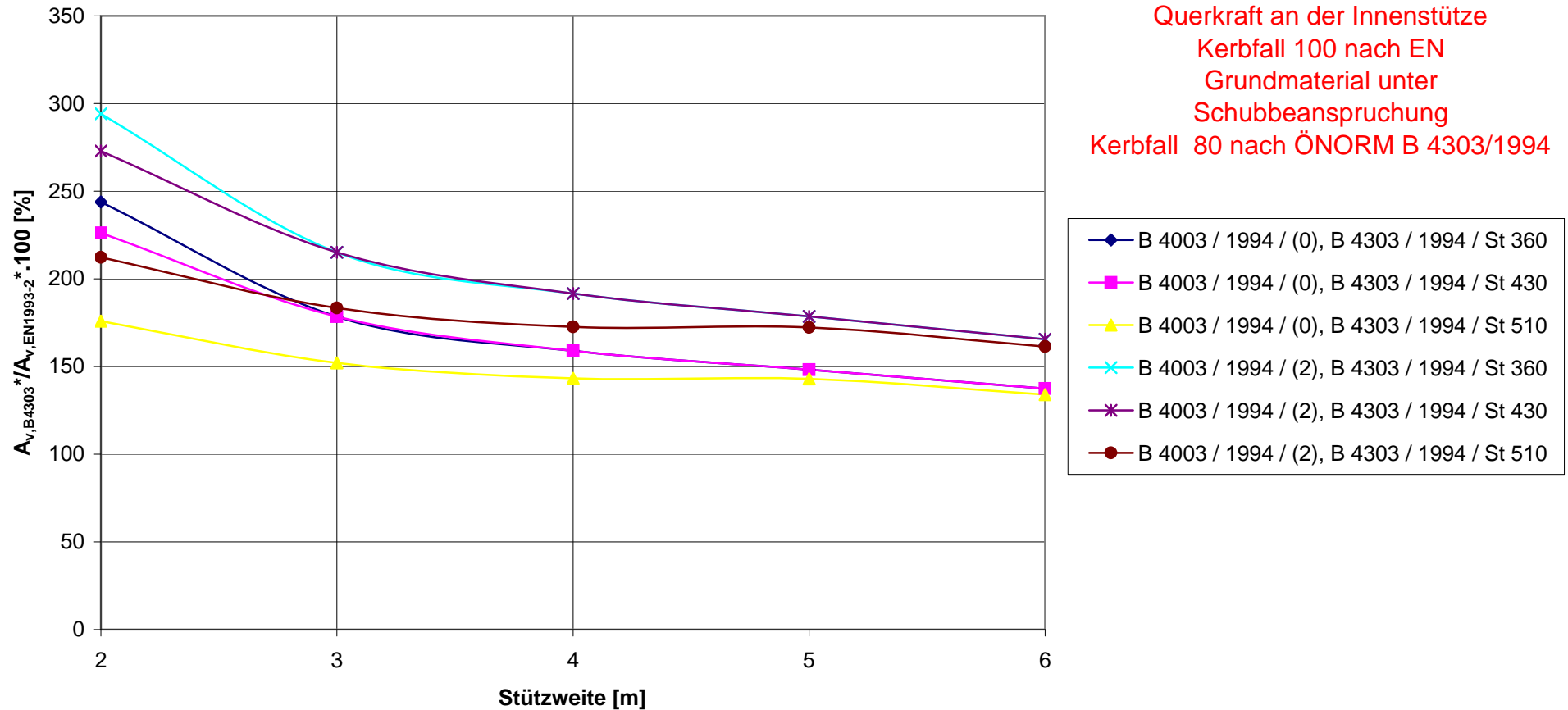
Kerbfall 85 für genietetete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.

Kerbfall 140 für genietetete Träger nach
 ÖNORM B 4303/1994

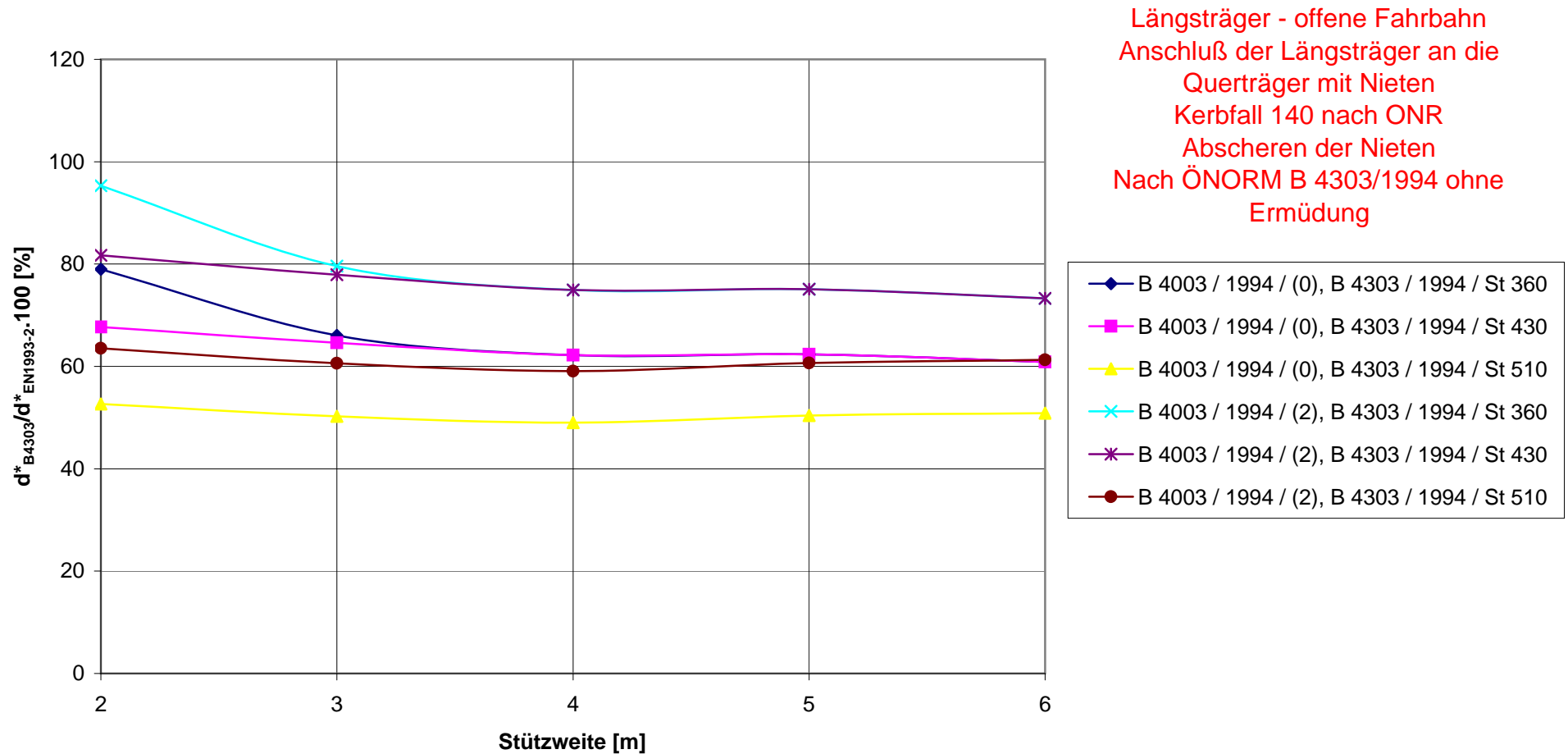


Verhältnis der Schubflächen der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008

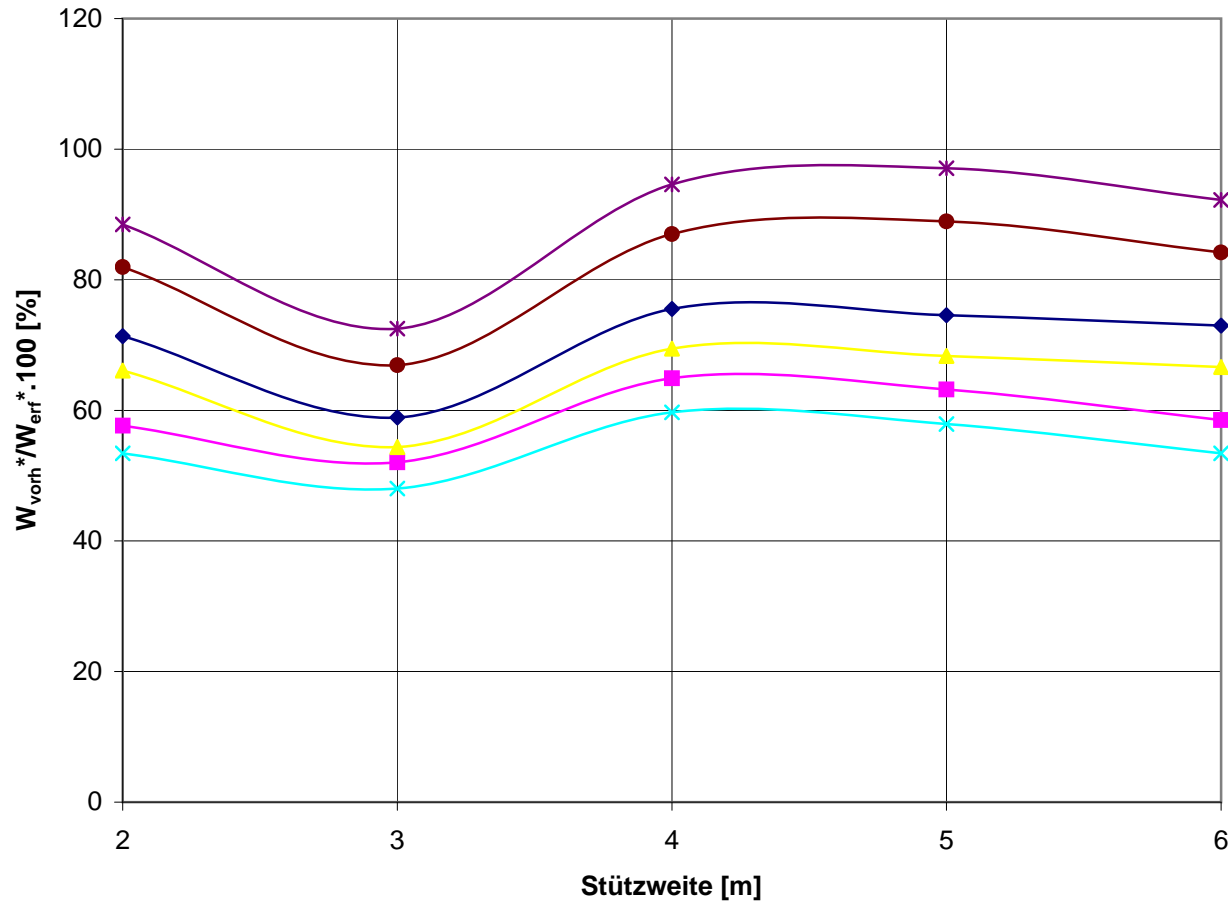
Längsträger - offene Fahrbahn
 Querkraft an der Innenstütze
 Kerbfall 100 nach EN
 Grundmaterial unter
 Schubbeanspruchung
 Kerbfall 80 nach ÖNORM B 4303/1994



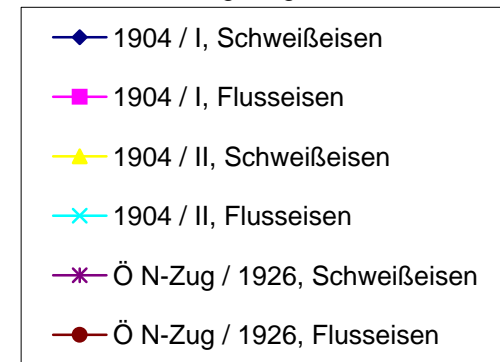
Verhältnis der Nietdurchmesser der ÖNORM B 4300/1994 zur EN
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008



Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Widerstandsmomenten
Bezogen auf EN 1991-2/2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$,
EN 1993-2/2007, ONR 24008
 anwendbar für Schweißbeisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

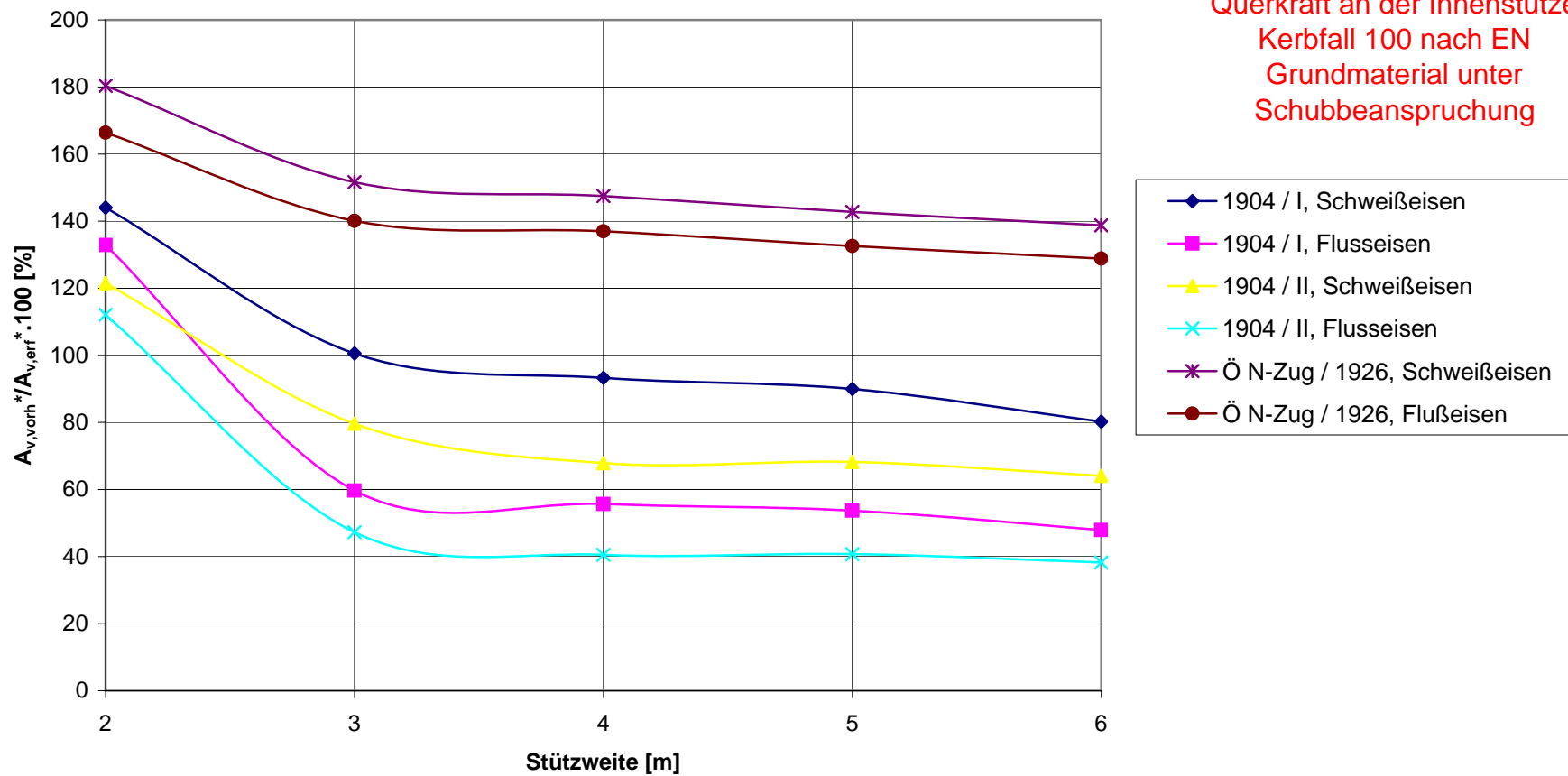


**Längsträger als Einfeldträger -
 offene Fahrbahn**
Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel
 und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle
 und Flanschwinkel in zusammengesetzten
 Biegeträgern.



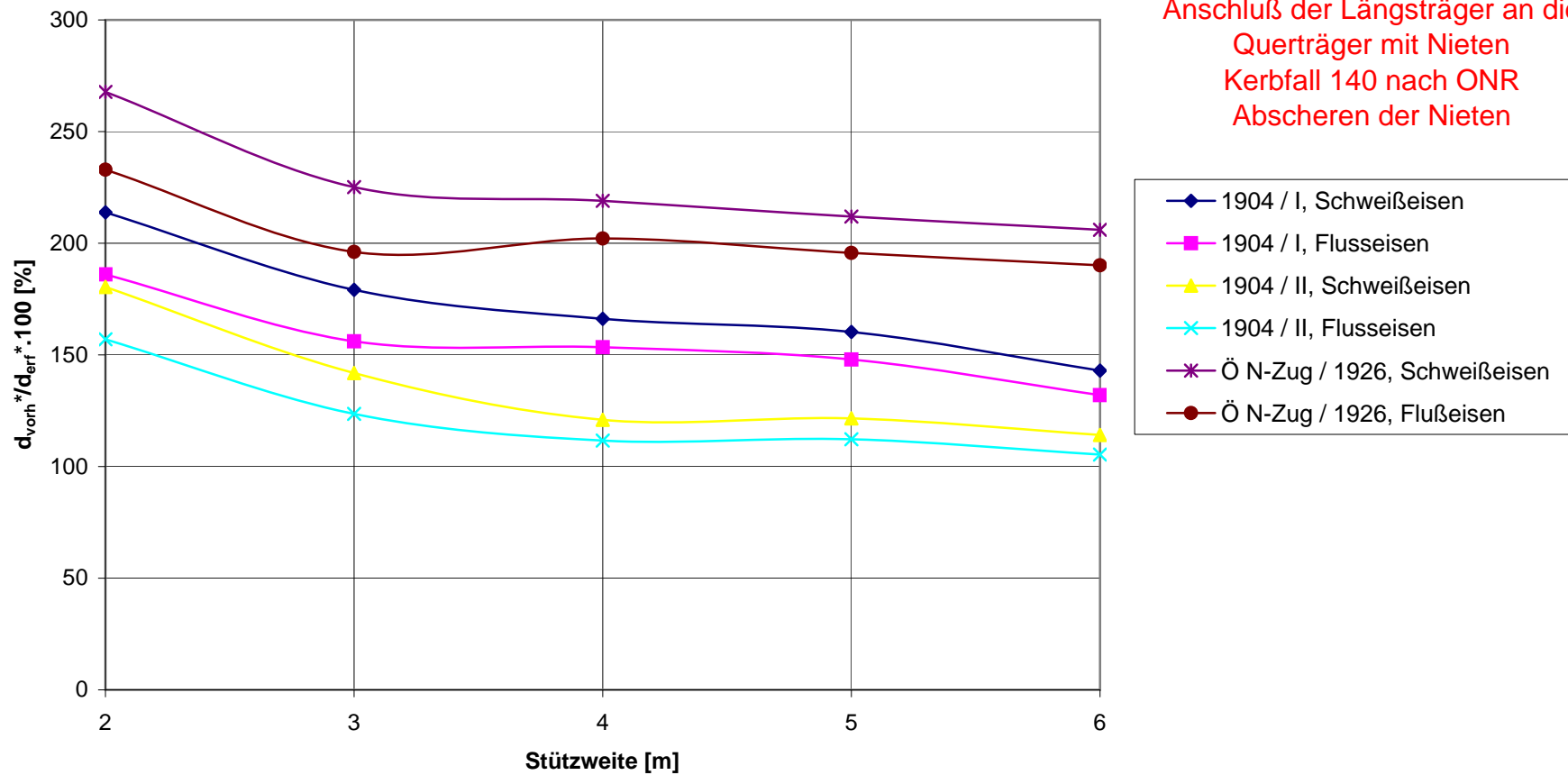
Verhältnis der vorh. zu den erf. Schubflächen
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißseisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

Längsträger als Einfeldträger -
 offene Fahrbahn
 Querkraft an der Innenstütze
 Kerbfall 100 nach EN
 Grundmaterial unter
 Schubbeanspruchung

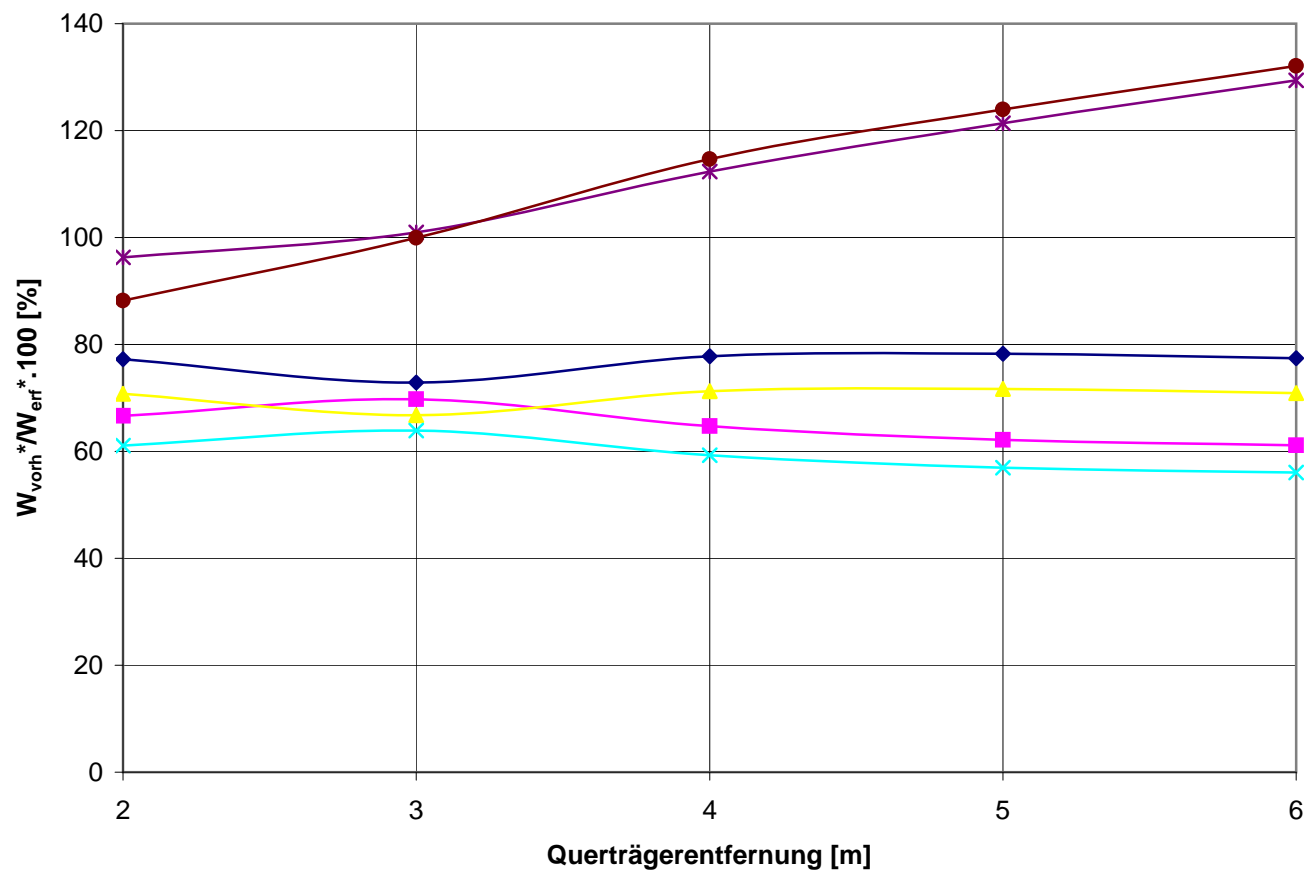


Verhältnis d. vorh. zu d. erf. Nietdurchmessern
Bezogen auf EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2,
EN 1993-2 / 2007 , ONR 24008
 anwendbar für Schweißseisen ($f_{yd}=22/1,2=18,33 \text{ kN/cm}^2$)
 und Flusseisen ($f_{yd}=23,5/1,15=20,43 \text{ kN/cm}^2$) aus 1904

Längsträger als Einfeldträger -
 offene Fahrbahn
 Anschluß der Längsträger an die
 Querträger mit Niet
 Kerbfall 140 nach ONR
 Abscheren der Niet



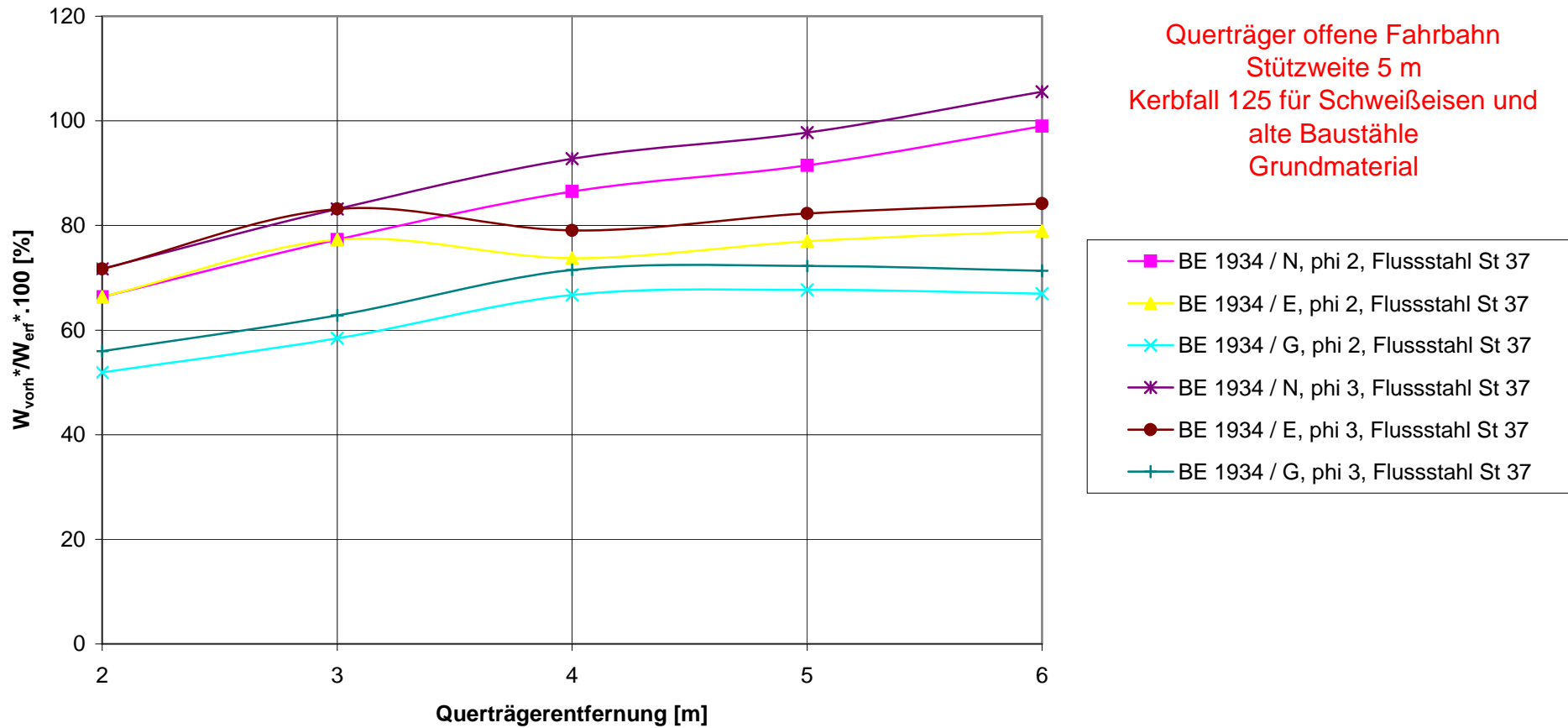
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2/2007, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2



Querträger offene Fahrbahn
 Stützweite 5 m
 Kerbfall 125 für Schweißisen und
 alte Baustähle
 Grundmaterial

- ◆ 1904 / I, Schweißisen
- 1904 / I, Flusseisen
- ▲ 1904 / II, Schweißisen
- ✕ 1904 / II, Flusseisen
- ✱ Ö N-Zug / 1926, Schweißisen
- Ö N-Zug / 1926, Flußeisen

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2

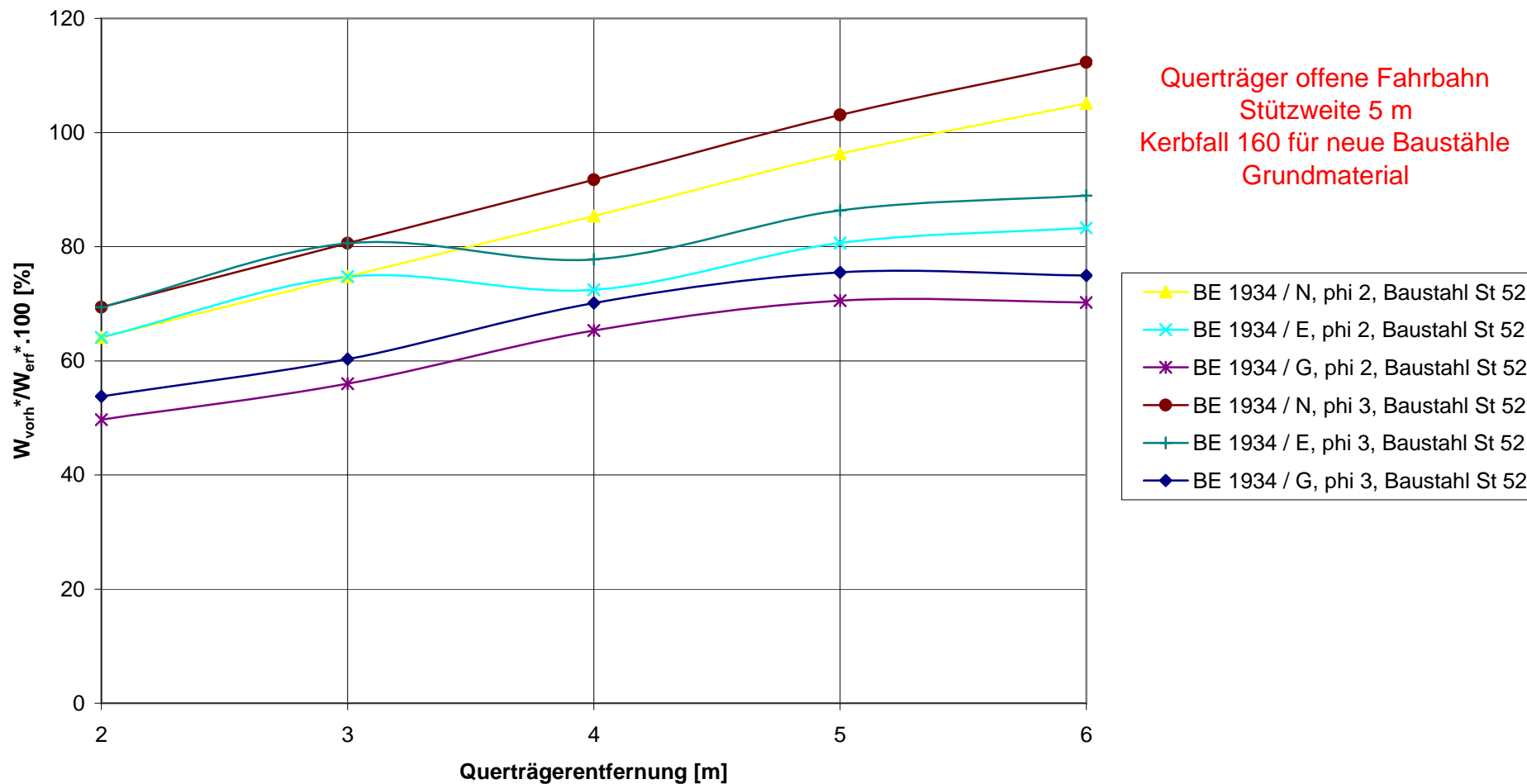


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten

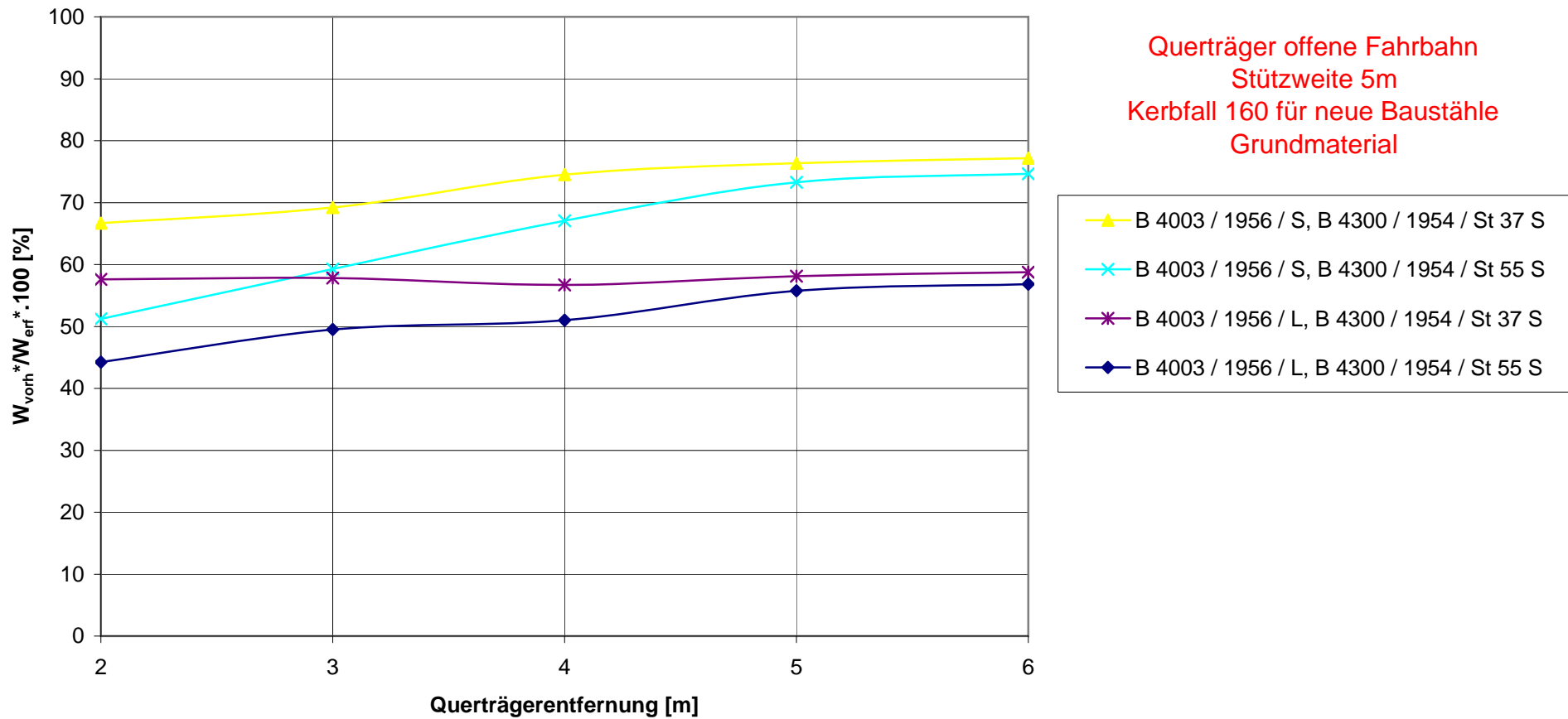
Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2

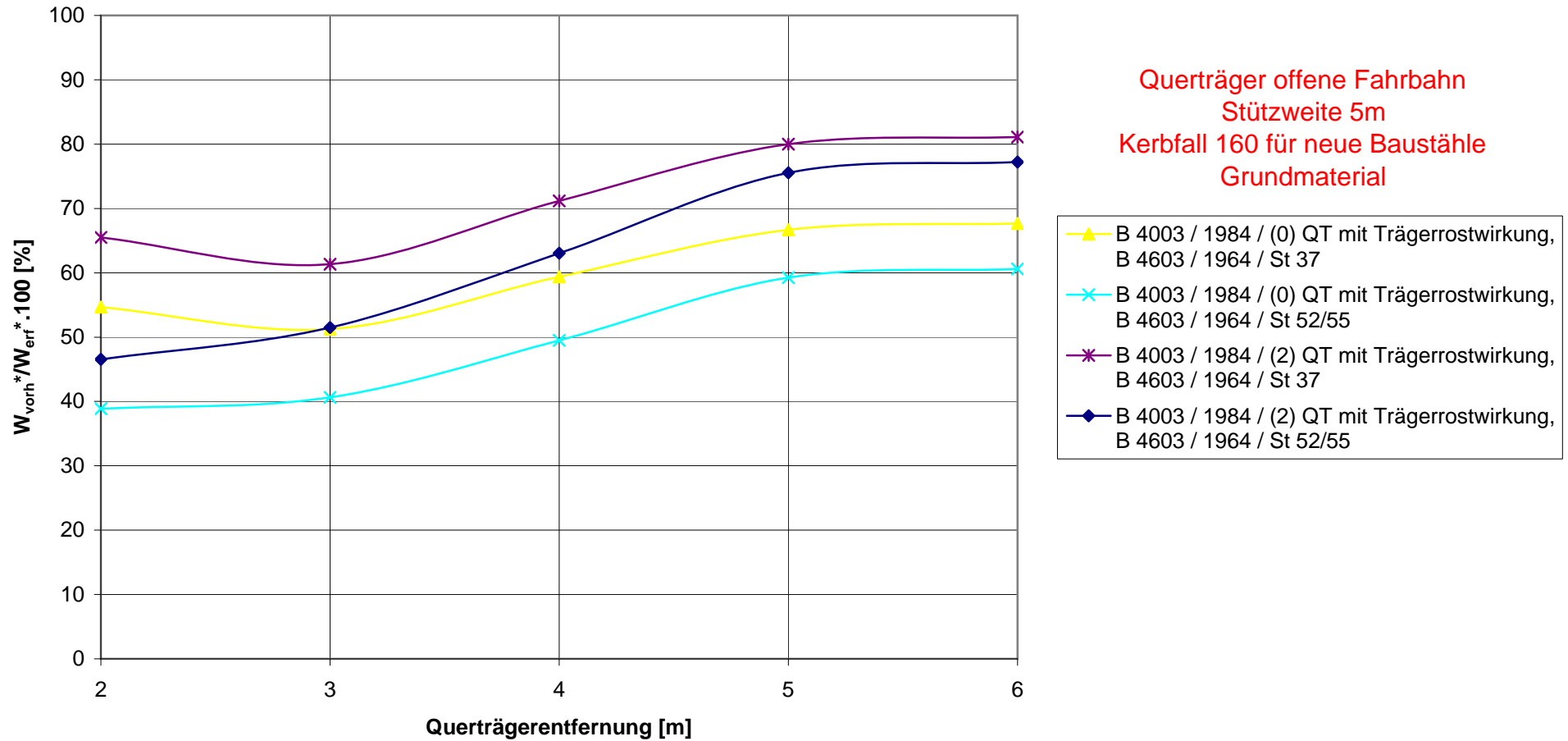
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2



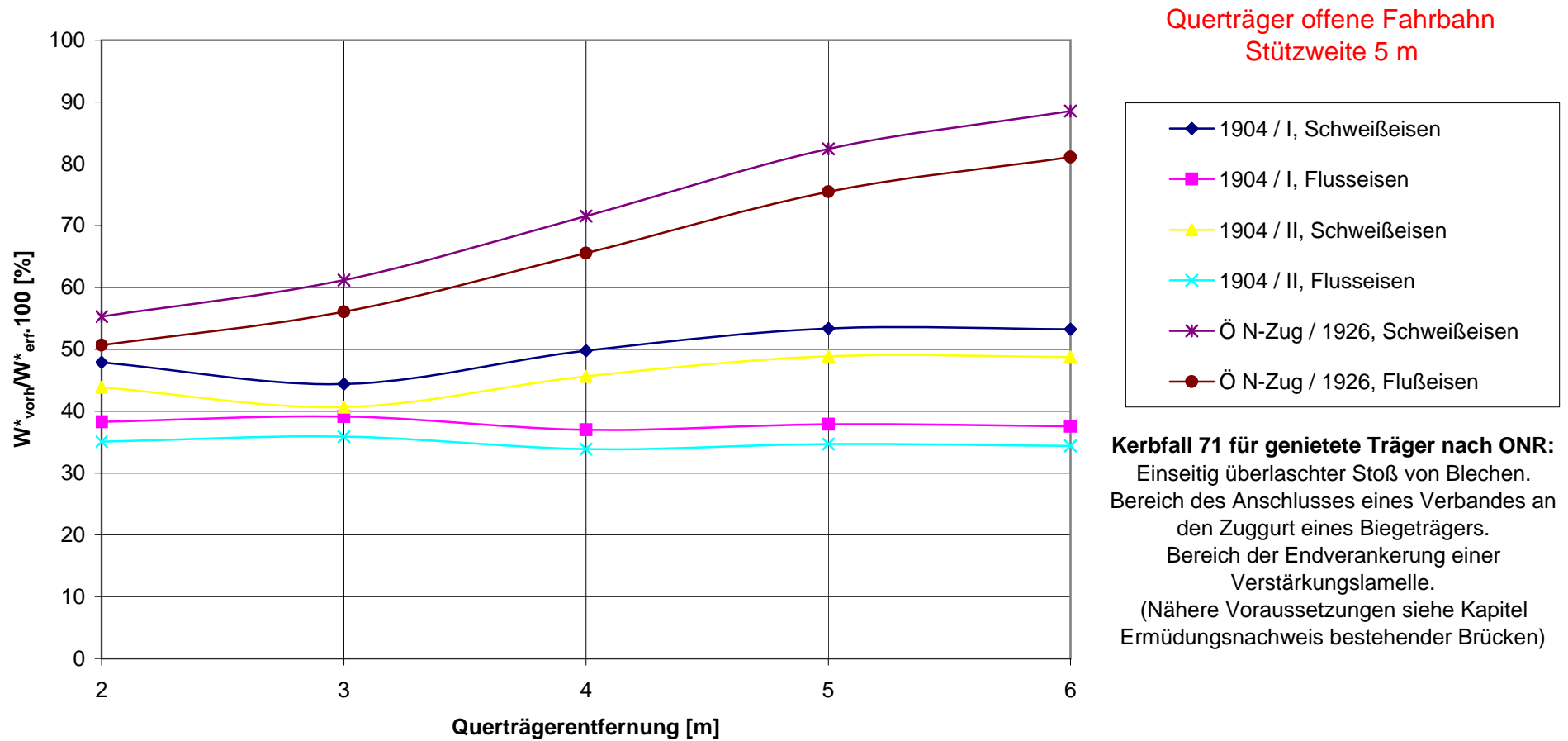
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007,ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007, ONR 24008 und UIC-Kodex 778-2

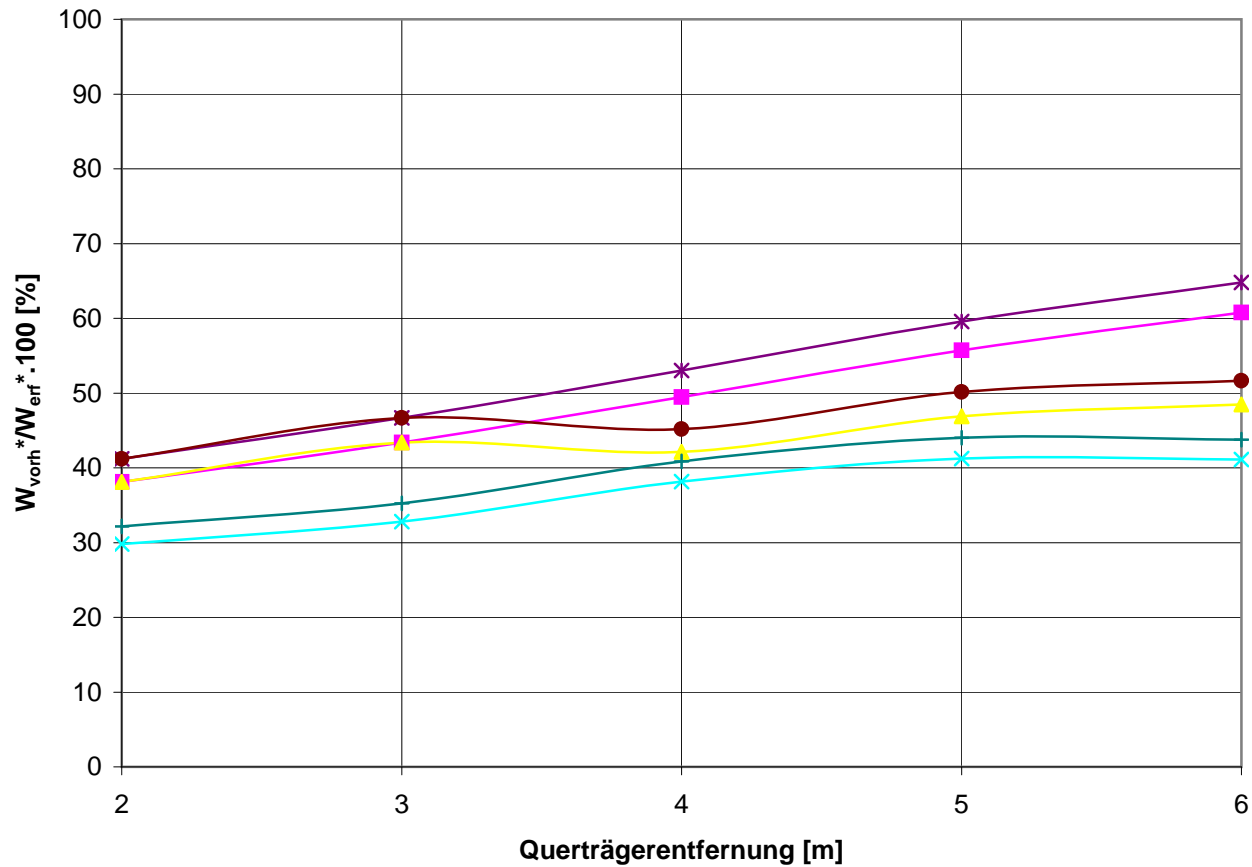


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2/2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2/2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008

Querträger offene Fahrbahn
 Stützweite 5 m



- BE 1934 / N, phi 2, Flusstahl St 37
- ▲ BE 1934 / E, phi 2, Flusstahl St 37
- × BE 1934 / G, phi 2, Flusstahl St 37
- * BE 1934 / N, phi 3, Flusstahl St 37
- BE 1934 / E, phi 3, Flusstahl St 37
- + BE 1934 / G, phi 3, Flusstahl St 37

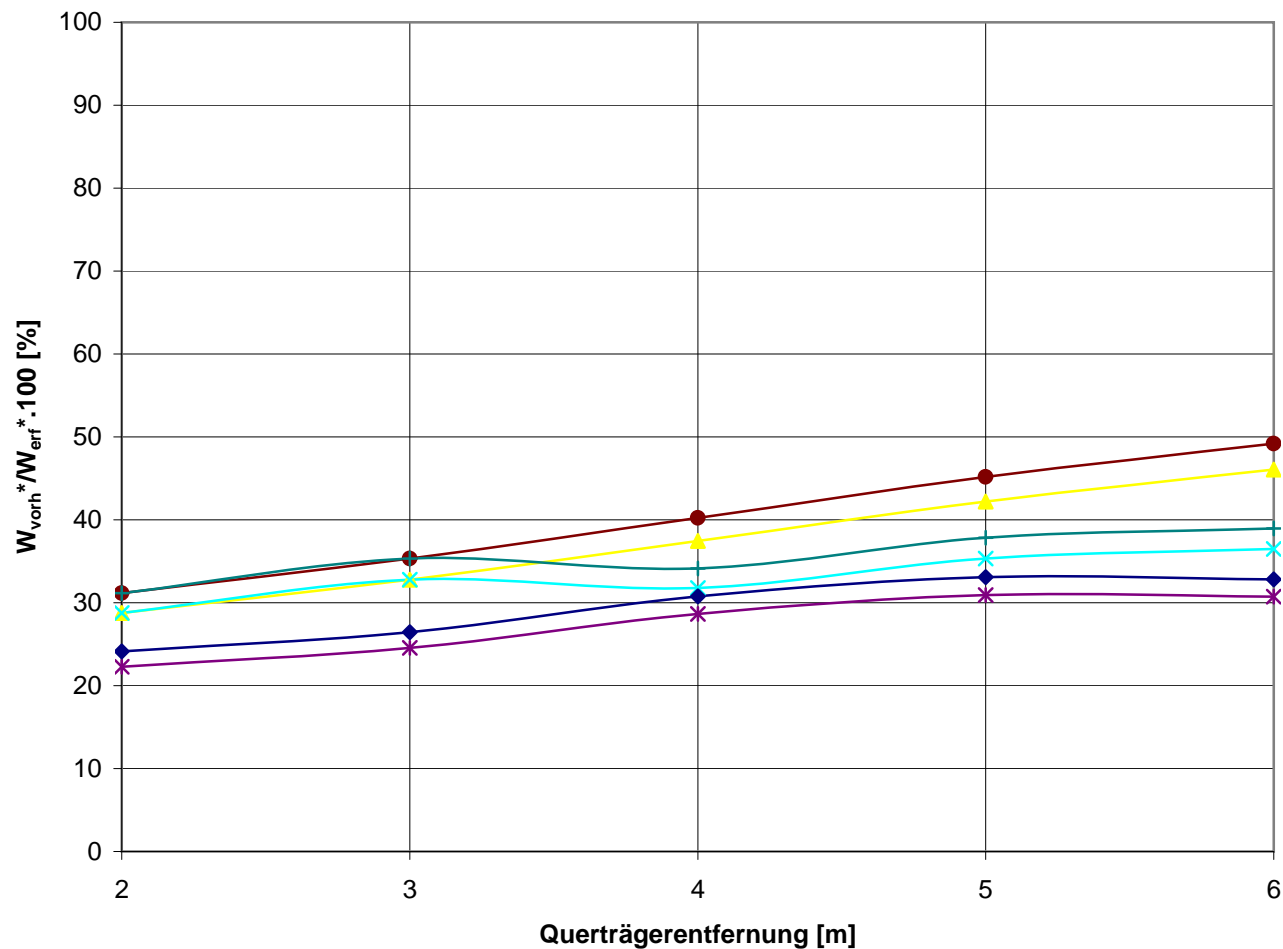
Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:
 Einseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 Bereich des Anschlusses eines Verbandes an
 den Zuggurt eines Biegeträgers.
 Bereich der Endverankerung einer
 Verstärkungslamelle.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel
 Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten

Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2

Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



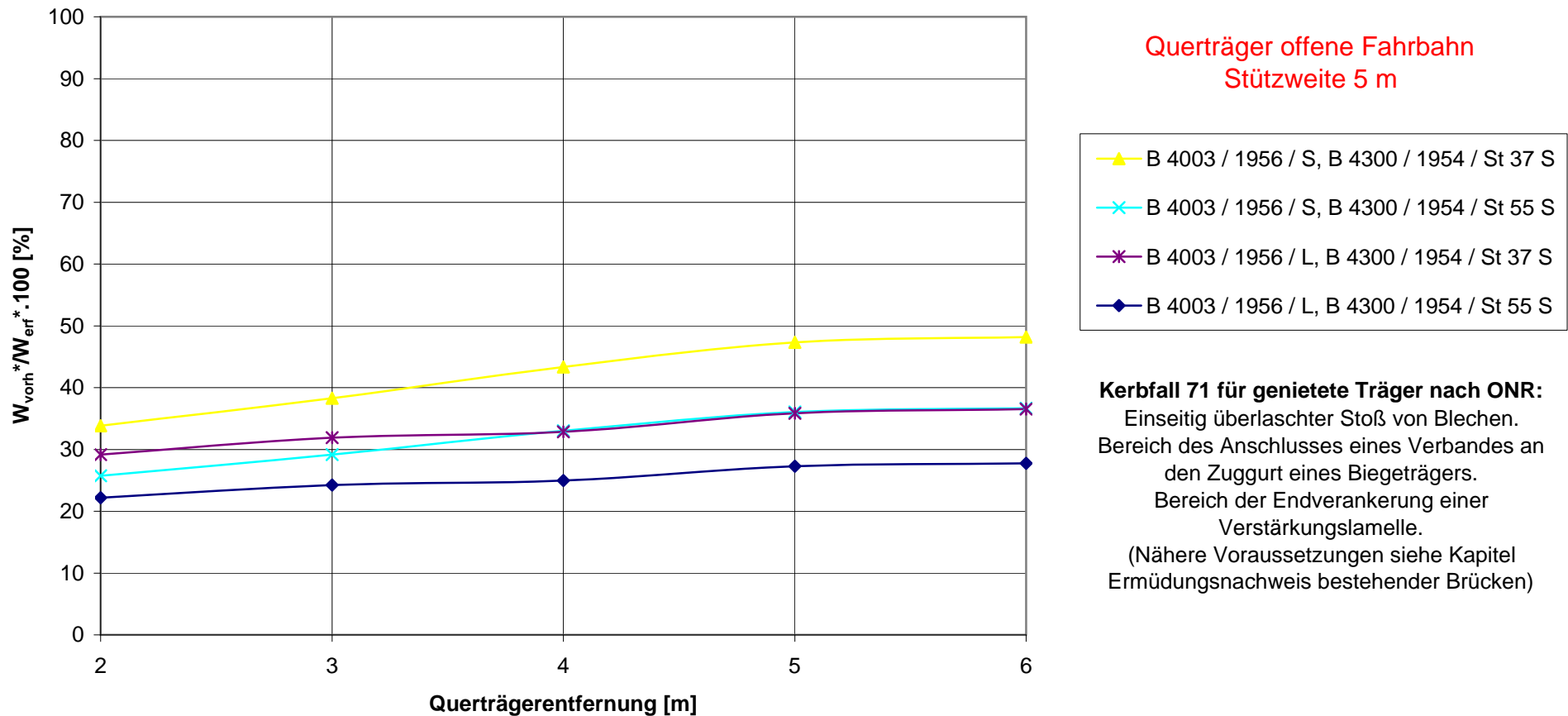
Querträger offene Fahrbahn
Stützweite 5 m

- ▲ BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52
- × BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52
- * BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52
- BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52
- + BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52
- ◆ BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52

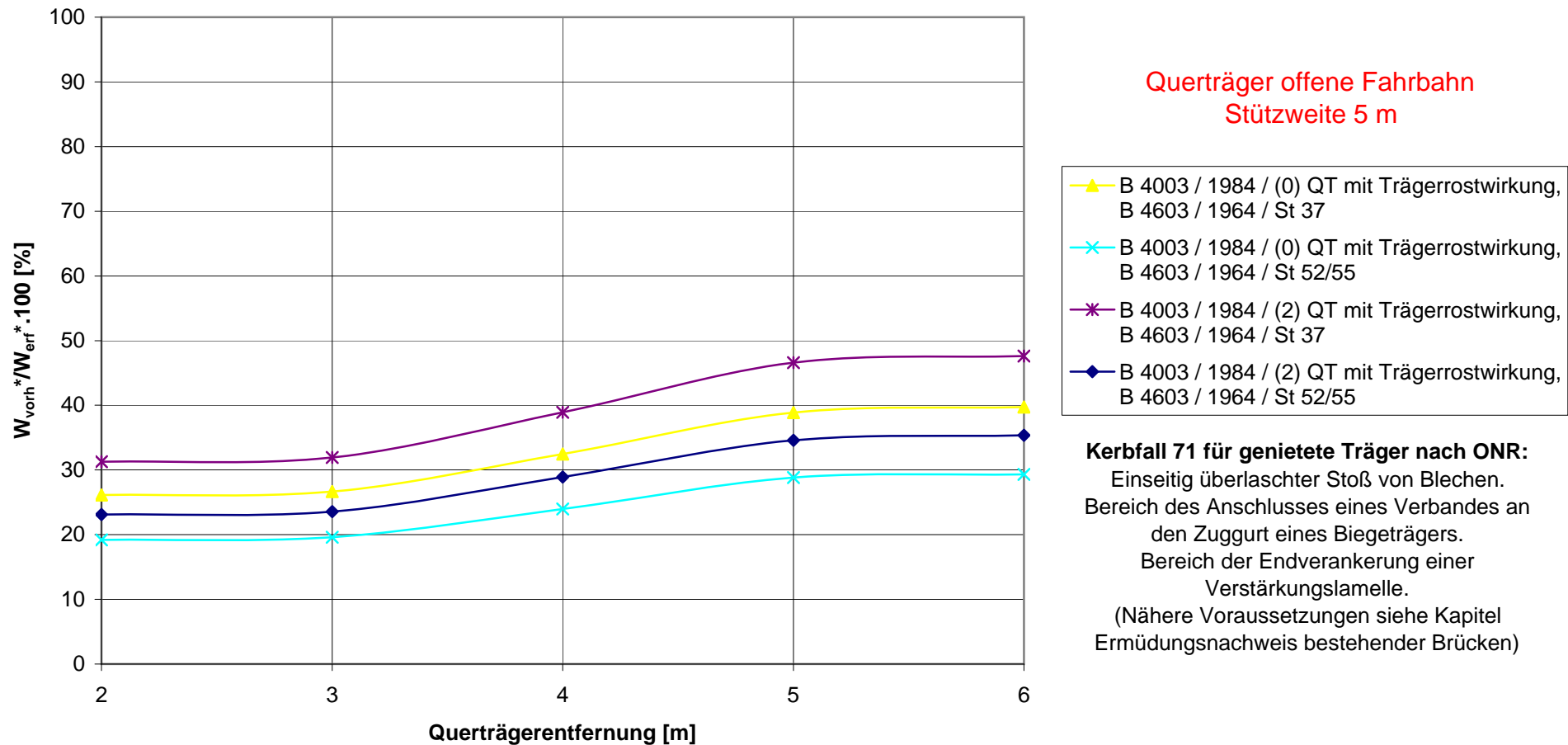
Kerbfall 71 für genietete Träger nach ONR:

Einseitig überlaschter Stoß von Blechen.
Bereich des Anschlusses eines Verbandes an den Zuggurt eines Biegeträgers.
Bereich der Endverankerung einer Verstärkungslamelle.
(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

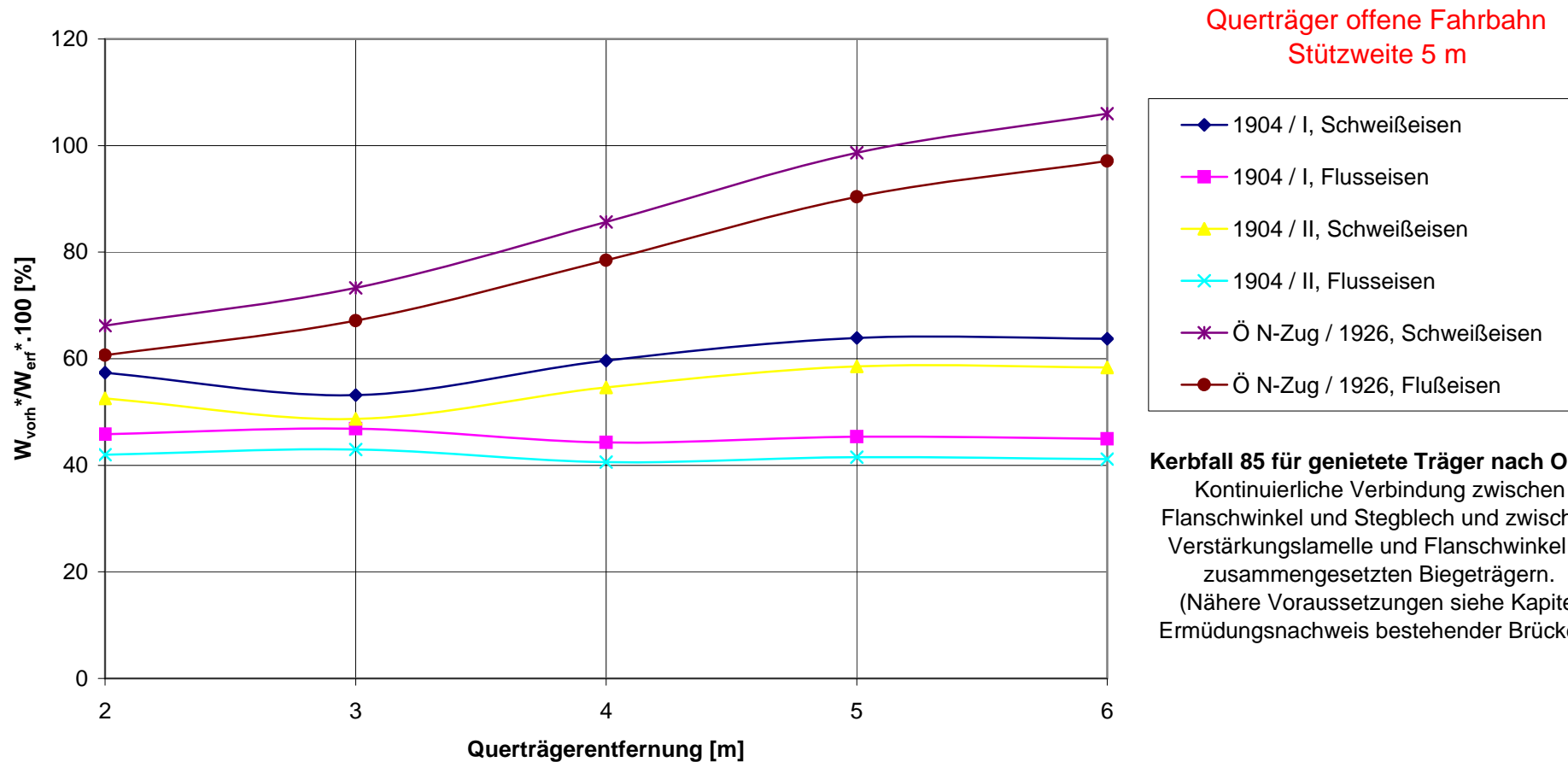
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008

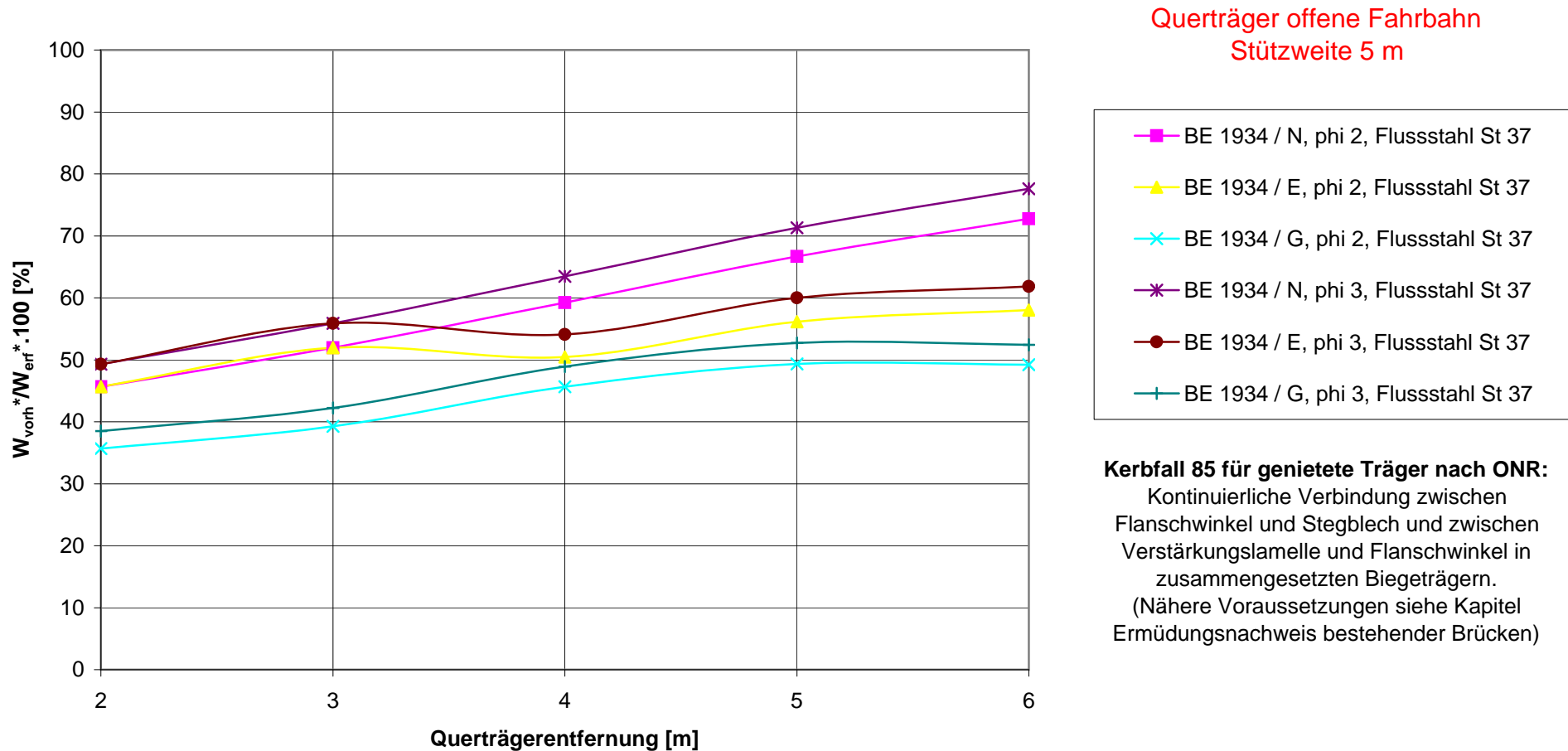


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Kerbfall 85 für genietete Träger nach ONR:
 Kontinuierliche Verbindung zwischen Flanschwinkel und Stegblech und zwischen Verstärkungslamelle und Flanschwinkel in zusammengesetzten Biegeträgern.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008

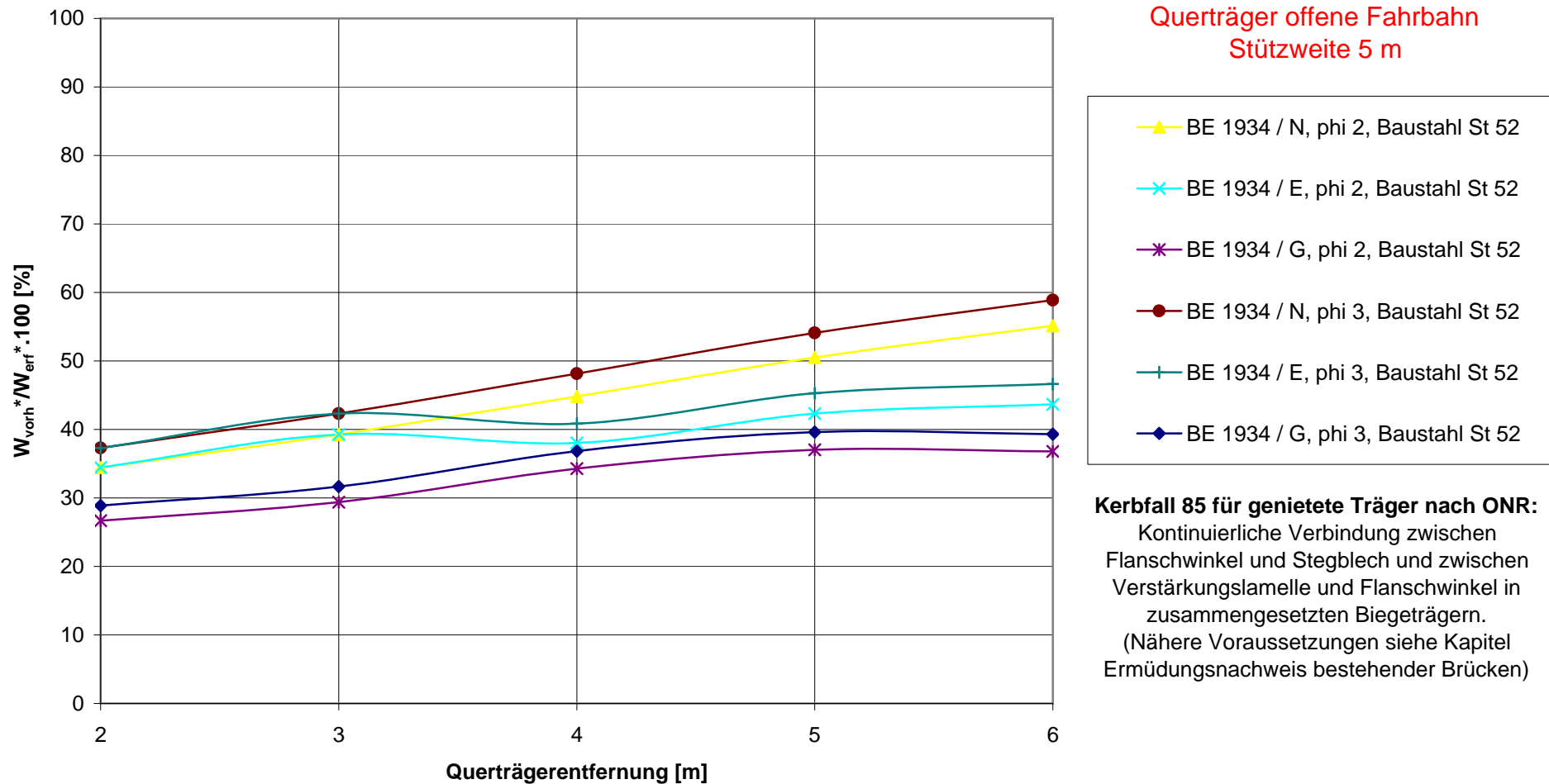


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten

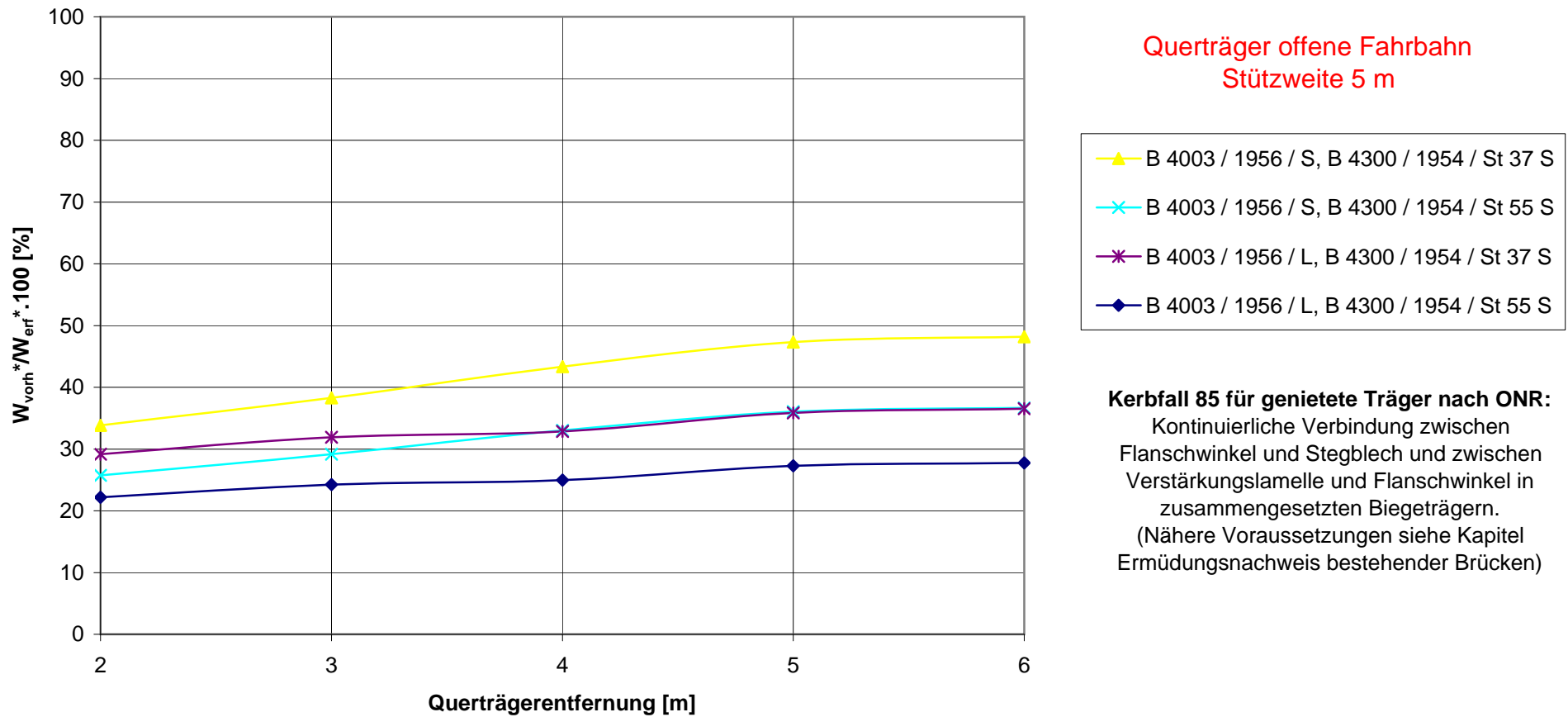
Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2

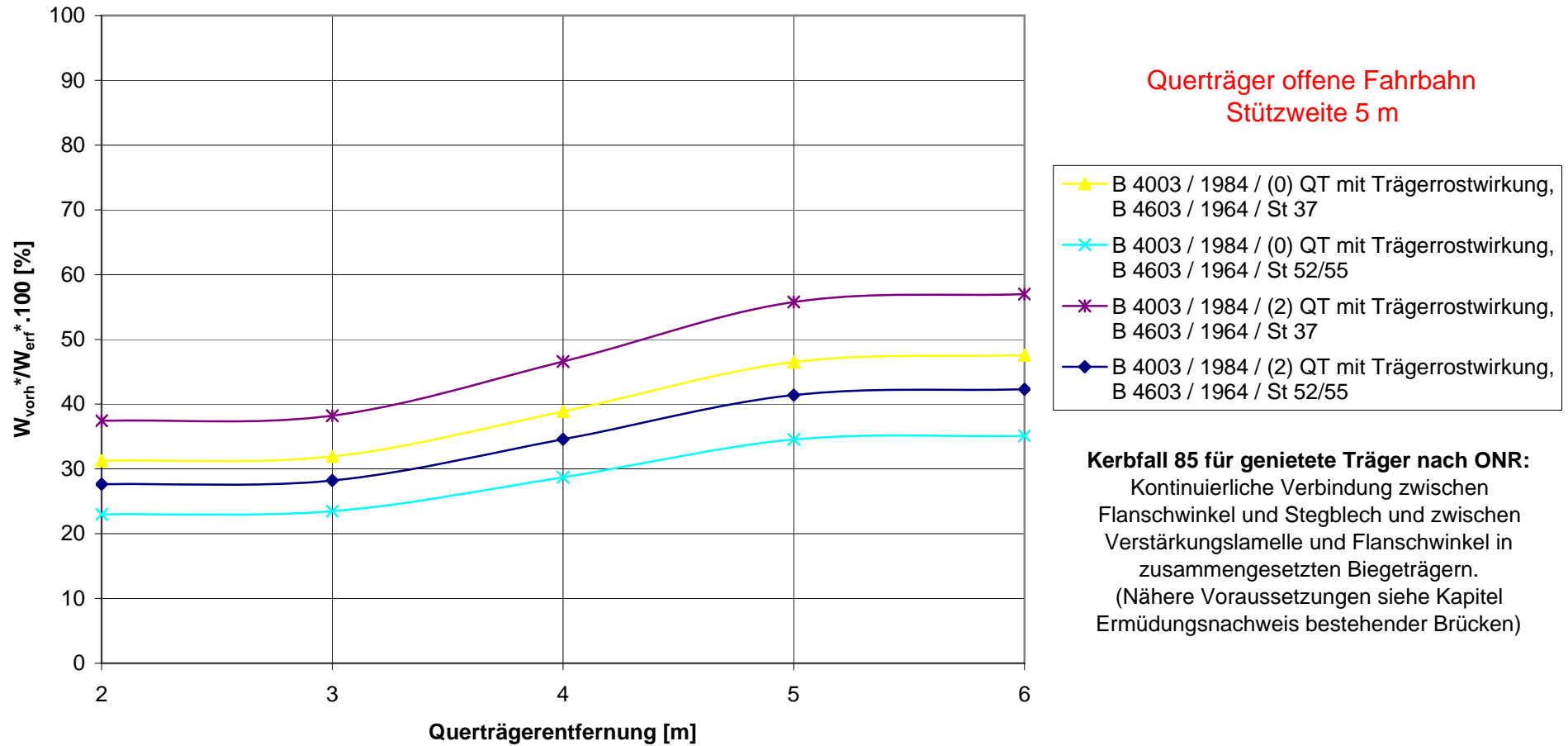
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



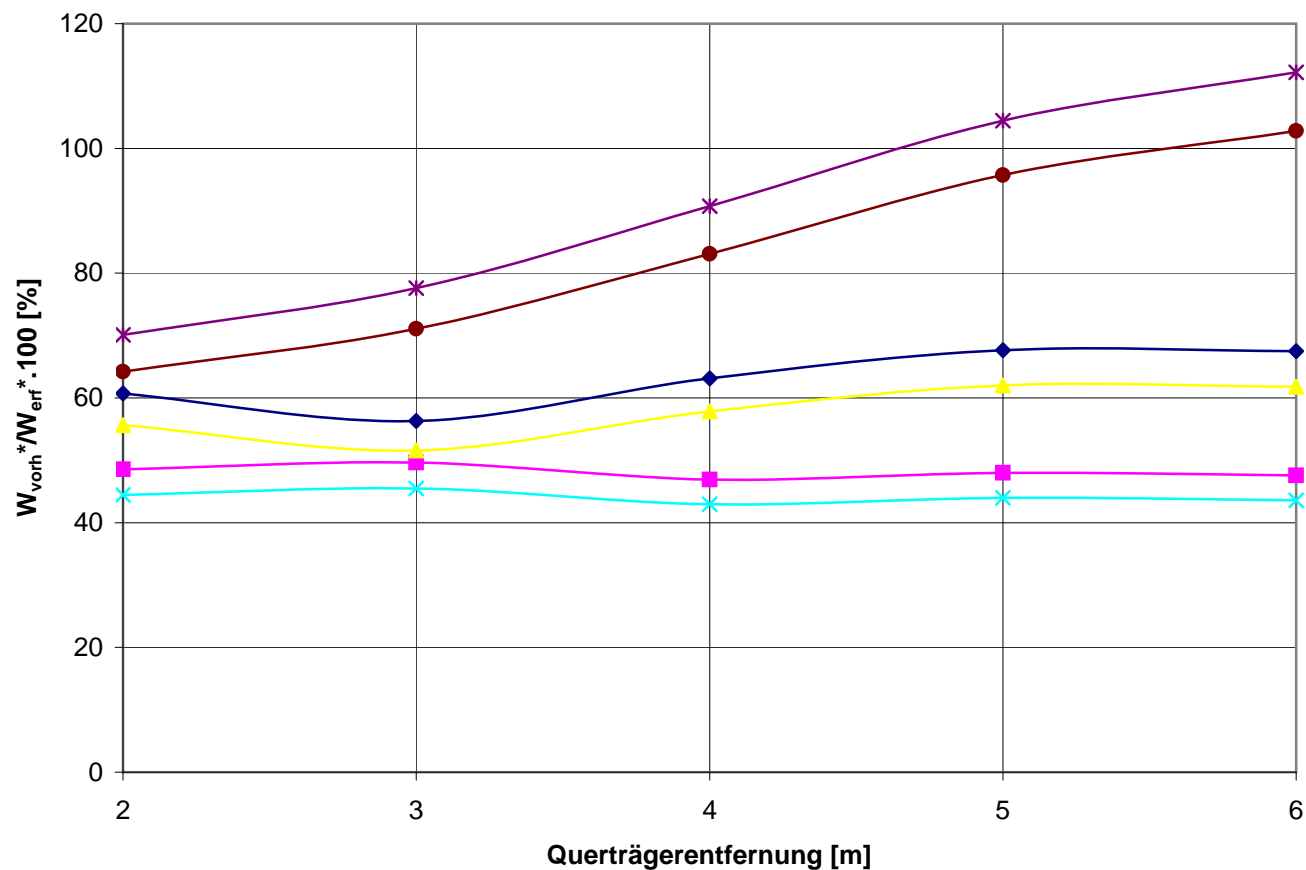
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ_2
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008

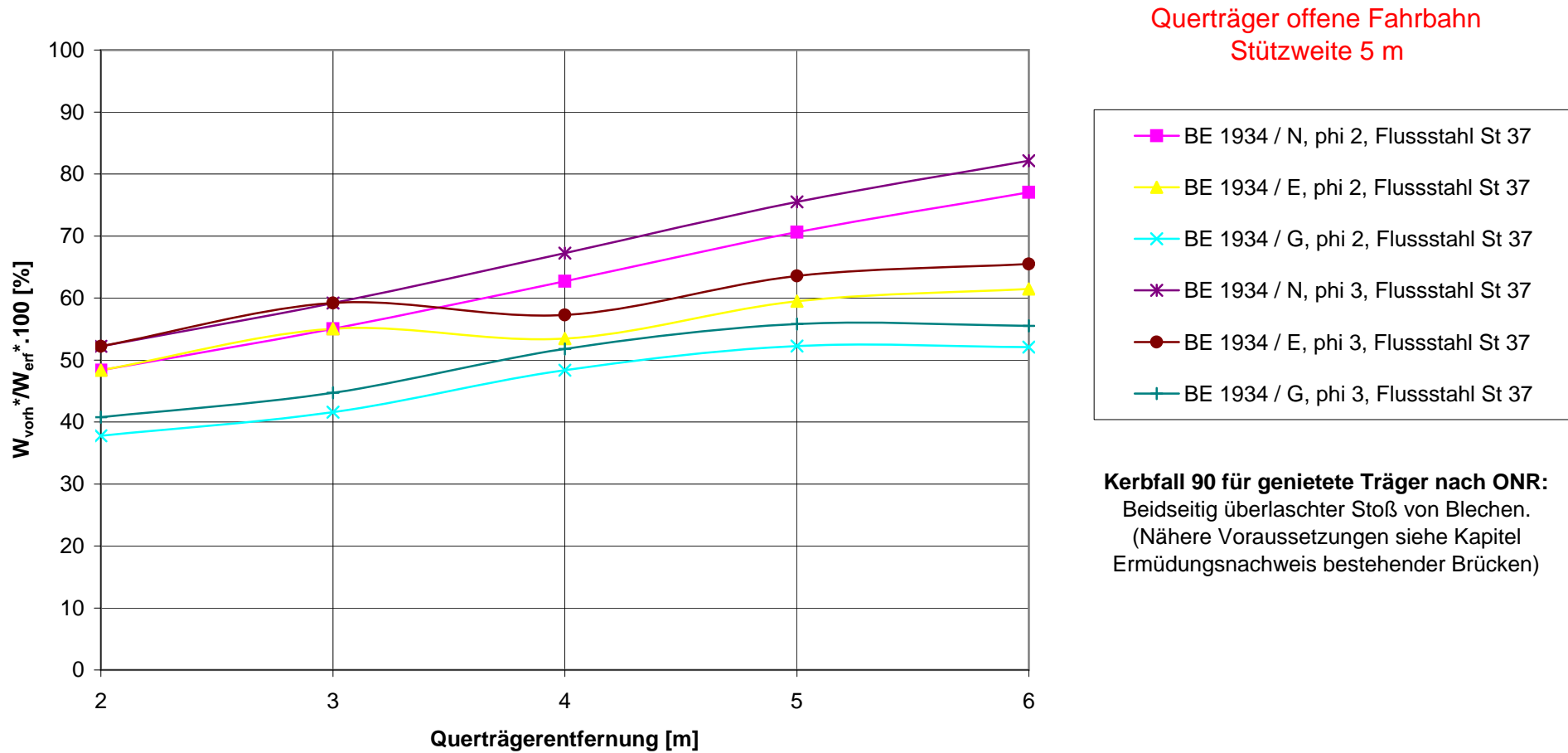


Querträger offene Fahrbahn
Stützweite 5 m

- ◆ 1904 / I, Schweißisen
- 1904 / I, Flusseisen
- ▲ 1904 / II, Schweißisen
- × 1904 / II, Flusseisen
- * Ö N-Zug / 1926, Schweißisen
- Ö N-Zug / 1926, Flußeisen

Kerbfall 90 für genietete Träger nach ONR:
 Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen.
 (Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), $\phi 2$
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008

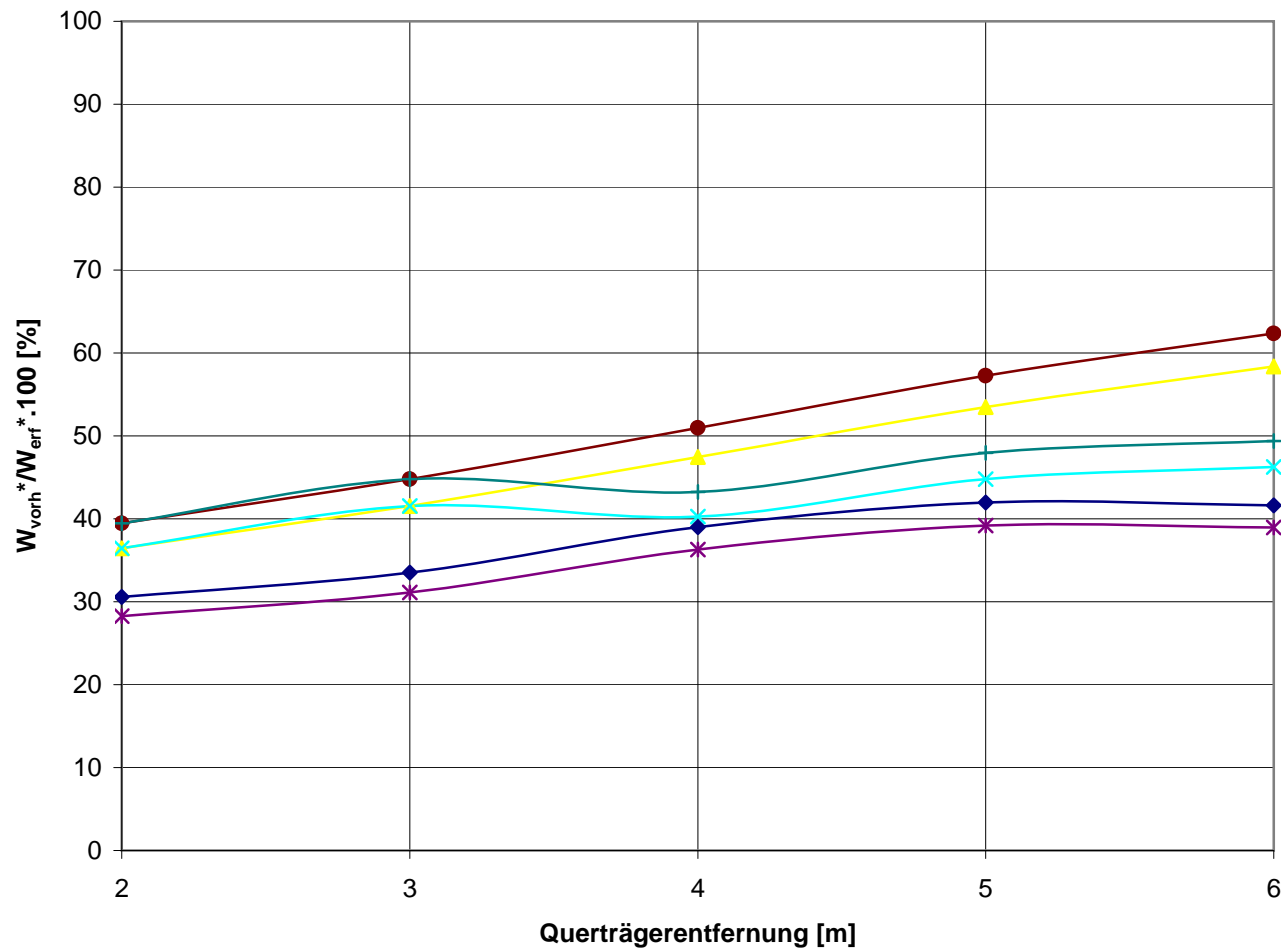


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten

Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2

Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



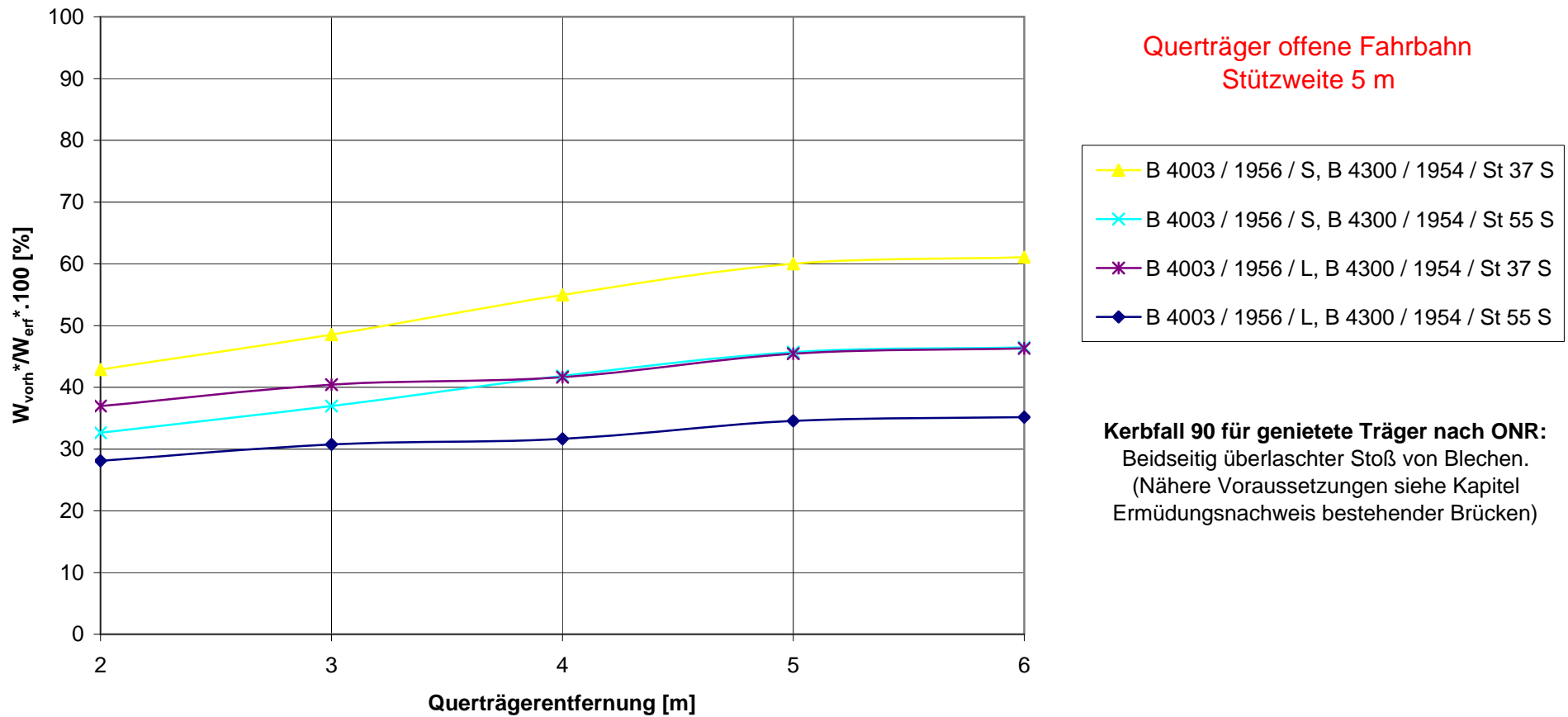
Querträger offene Fahrbahn
Stützweite 5 m

- ▲ BE 1934 / N, phi 2, Baustahl St 52
- × BE 1934 / E, phi 2, Baustahl St 52
- * BE 1934 / G, phi 2, Baustahl St 52
- BE 1934 / N, phi 3, Baustahl St 52
- + BE 1934 / E, phi 3, Baustahl St 52
- ◆ BE 1934 / G, phi 3, Baustahl St 52

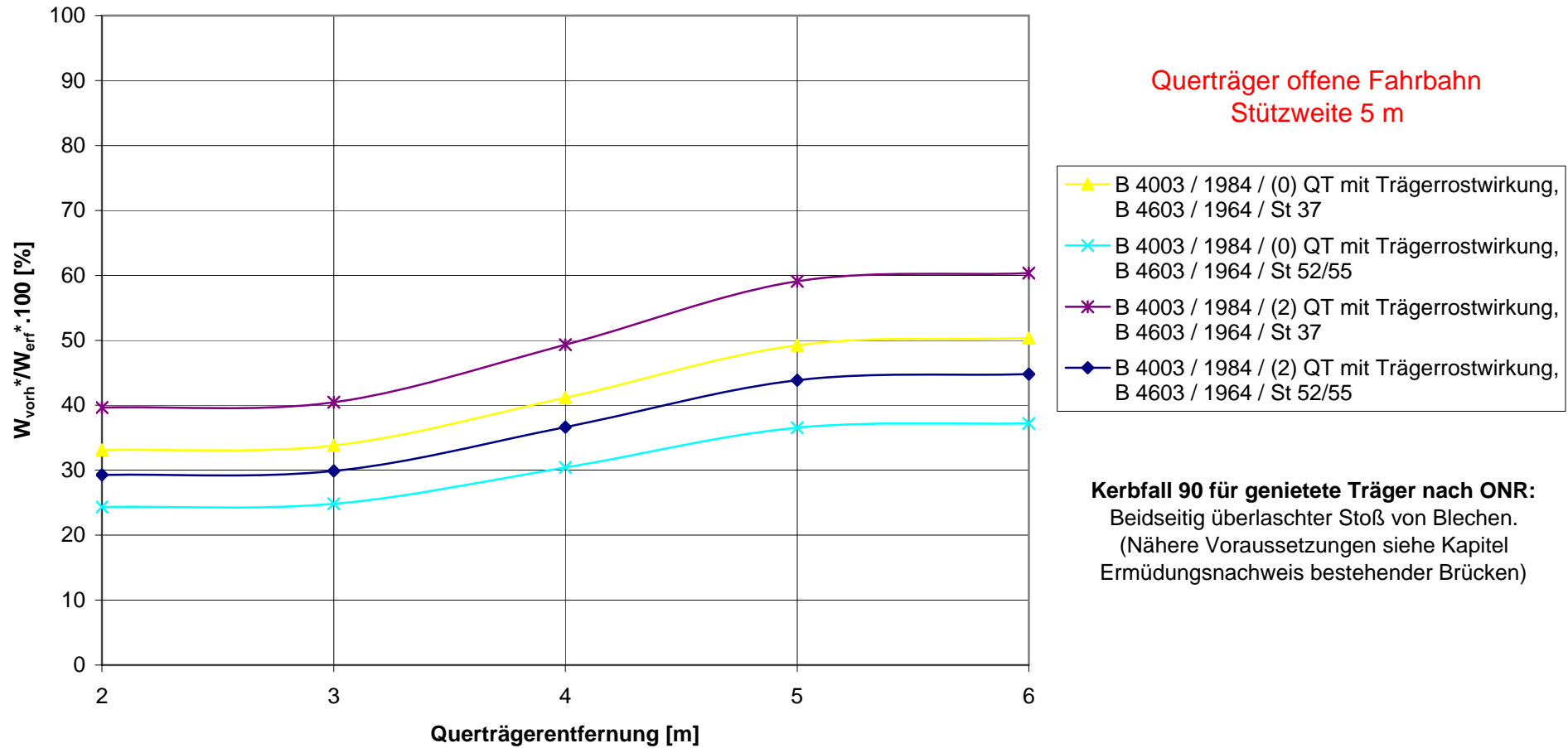
Kerbfall 90 für genietete Träger nach ONR:

Beidseitig überlaschter Stoß von Blechen.
(Nähere Voraussetzungen siehe Kapitel
Ermüdungsnachweis bestehender Brücken)

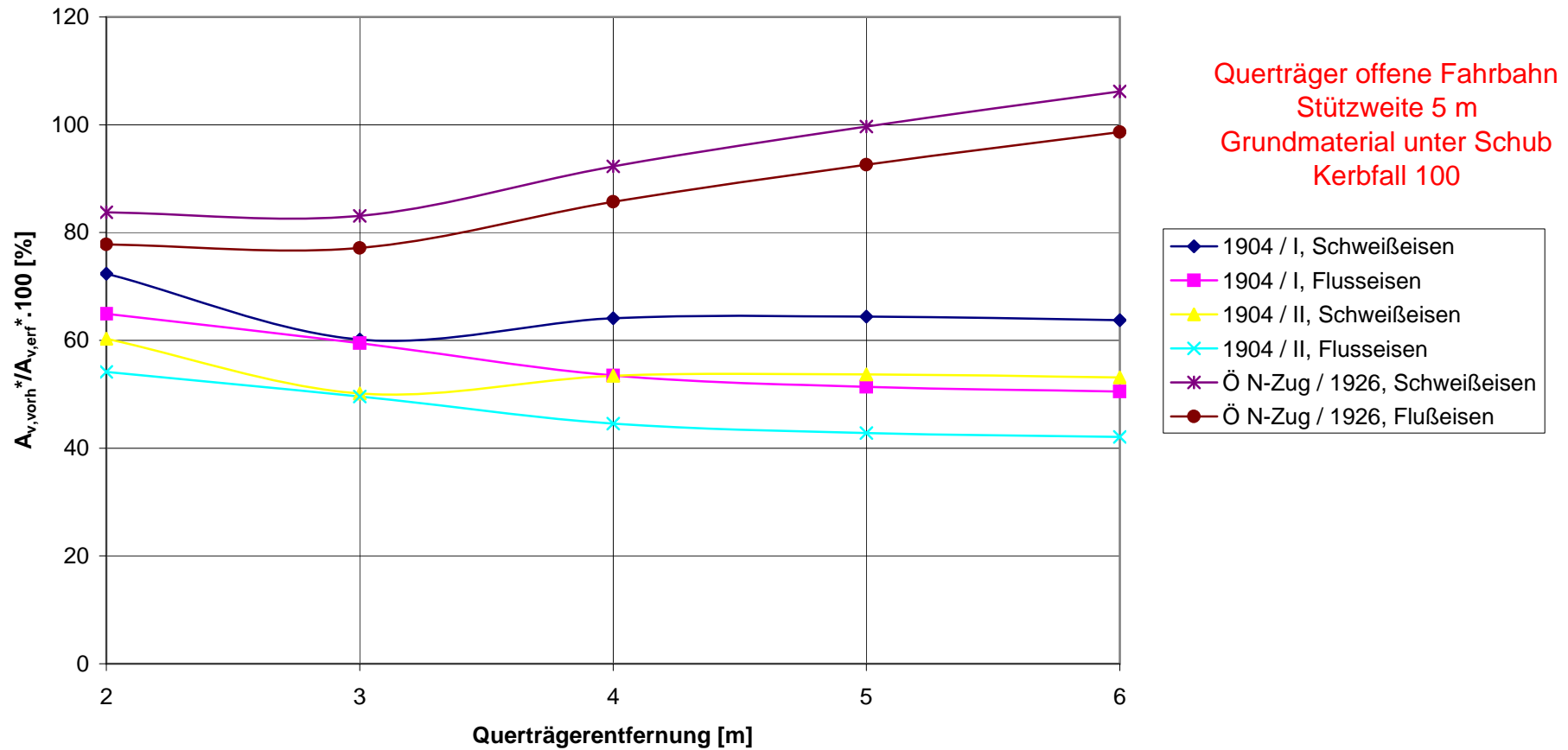
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



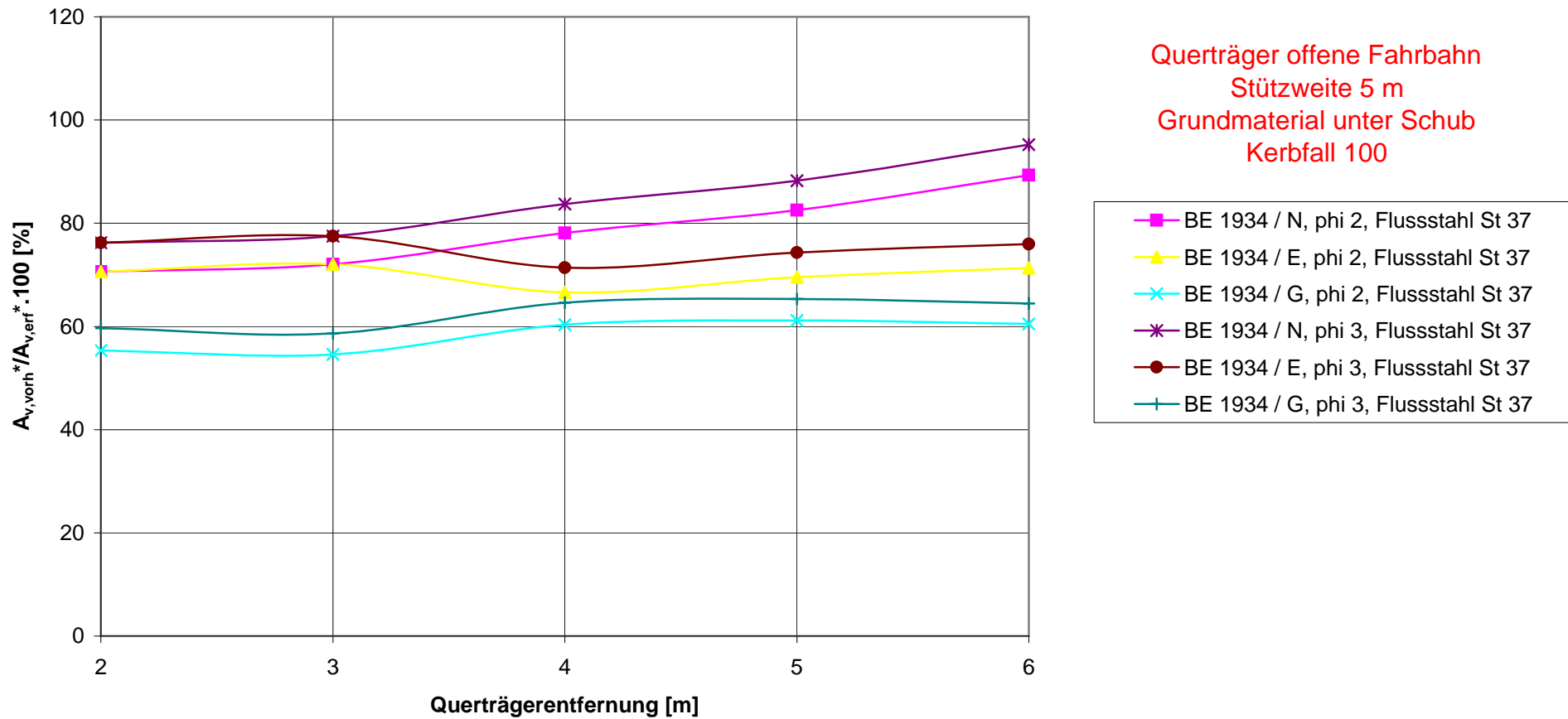
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Widerstandsmomenten
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
 Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
 Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008

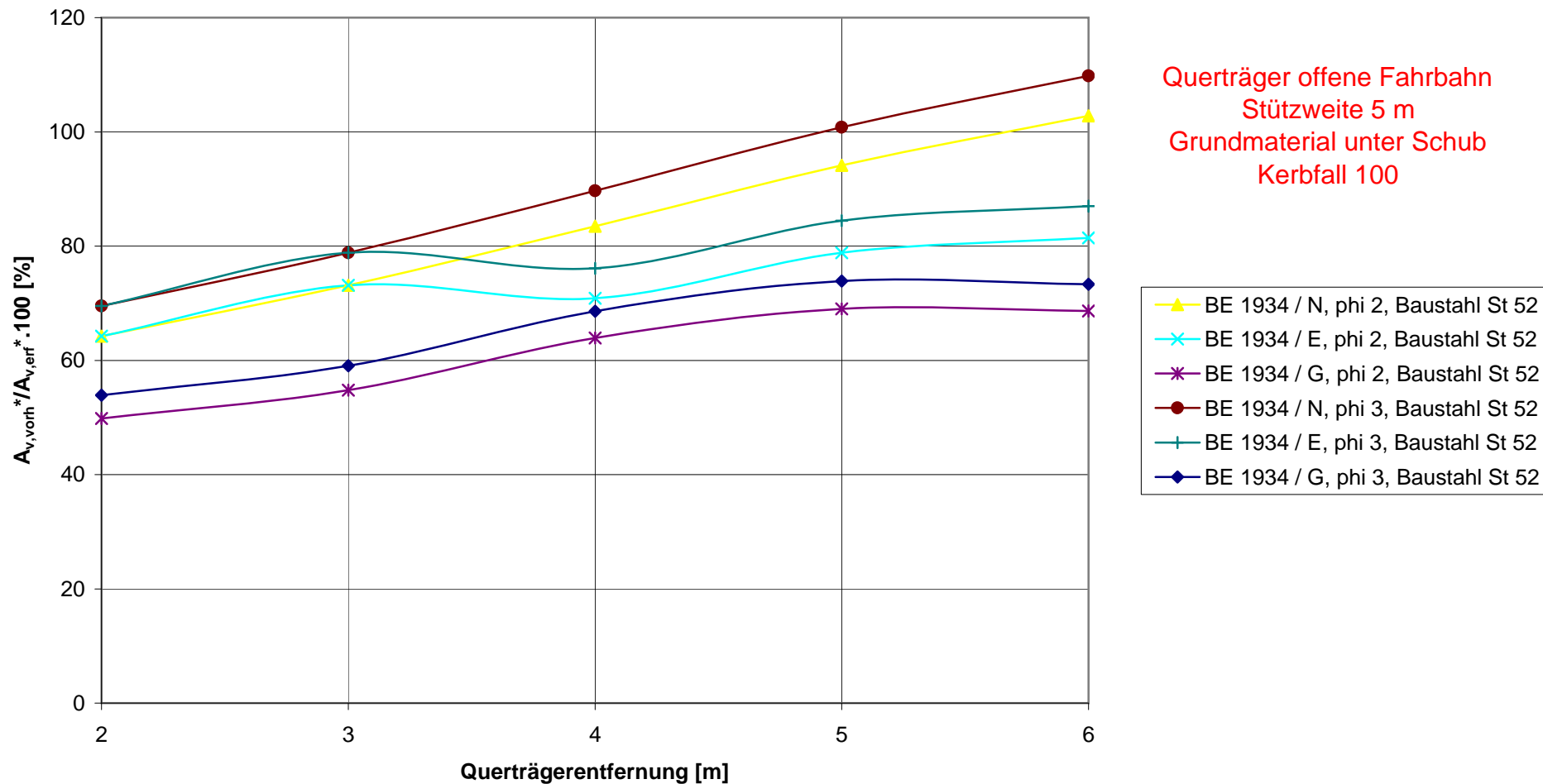


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen

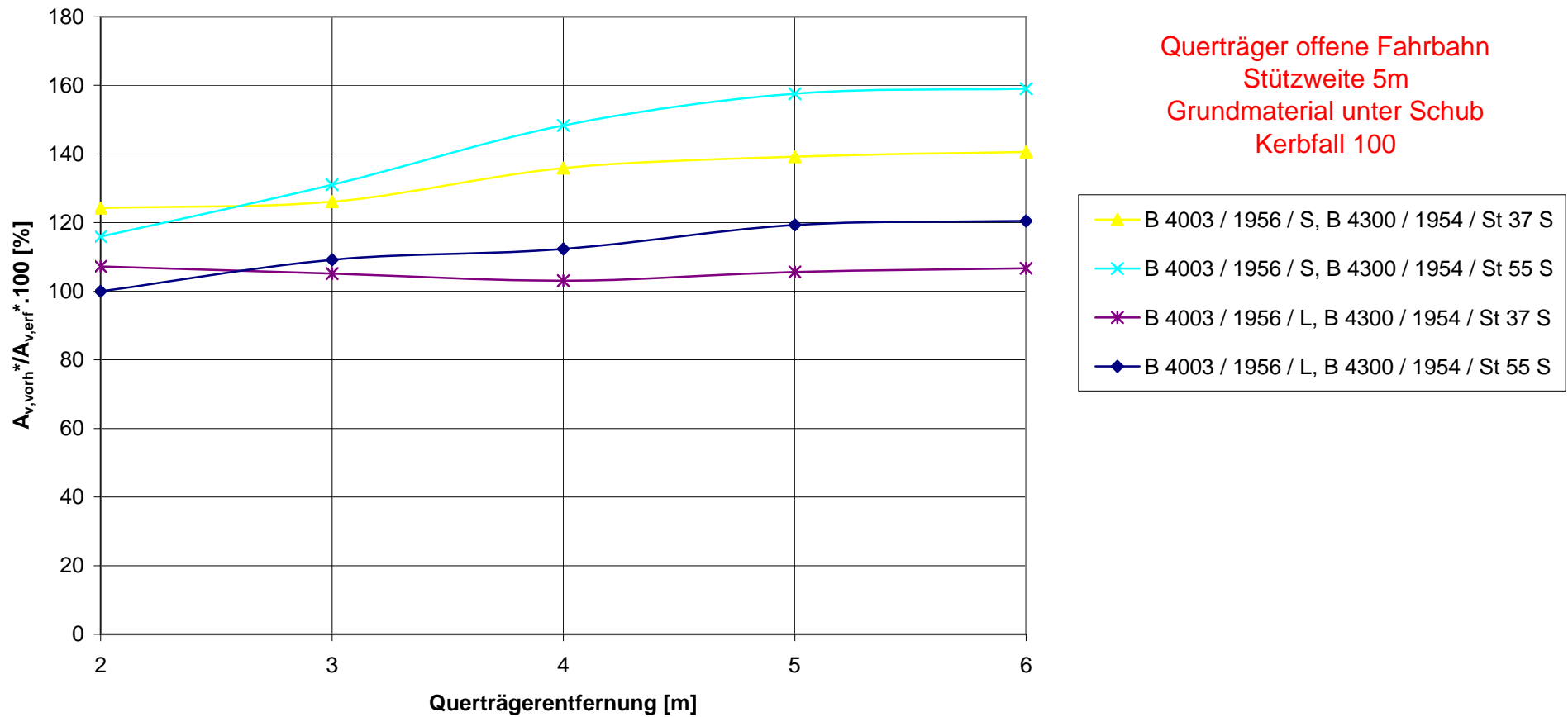
Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2

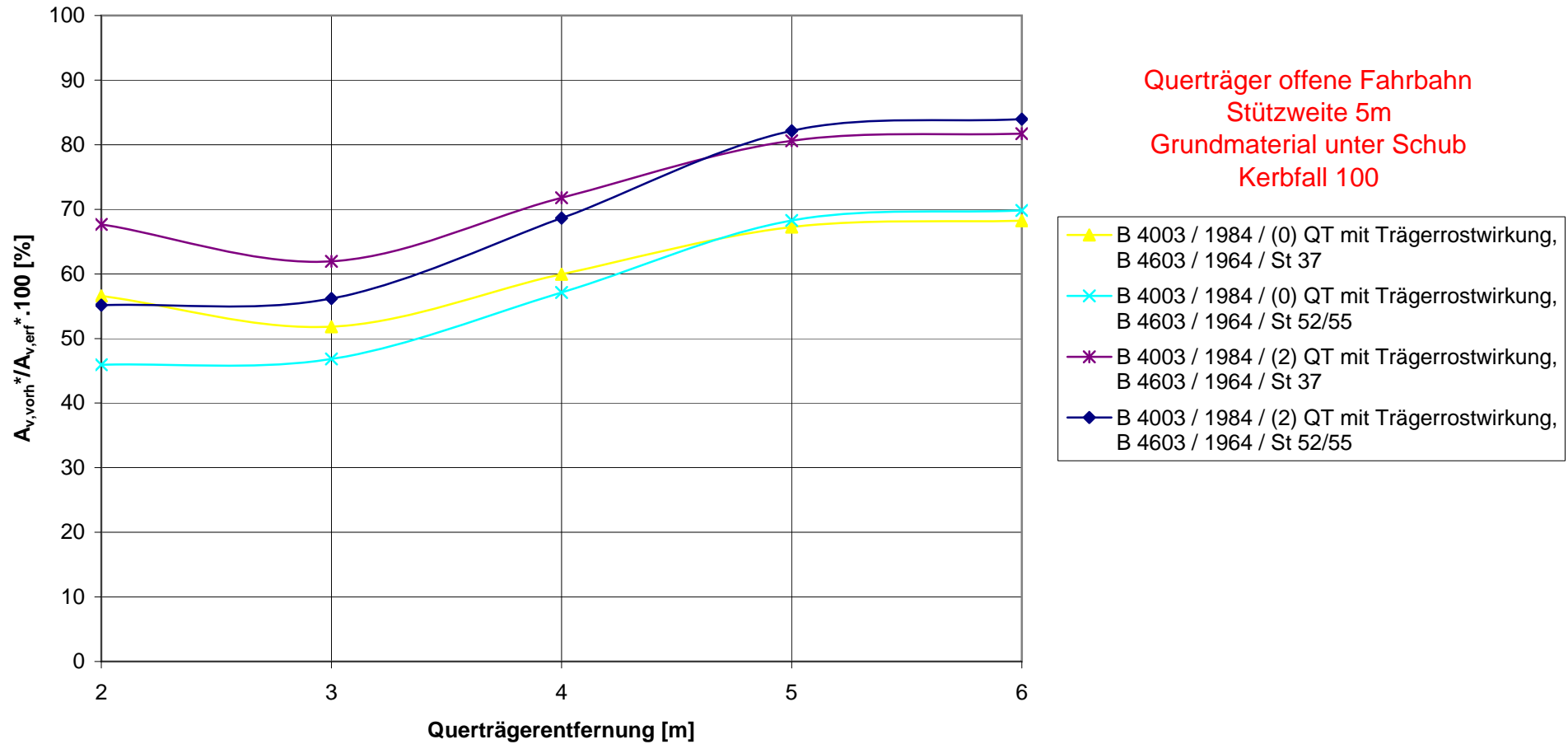
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



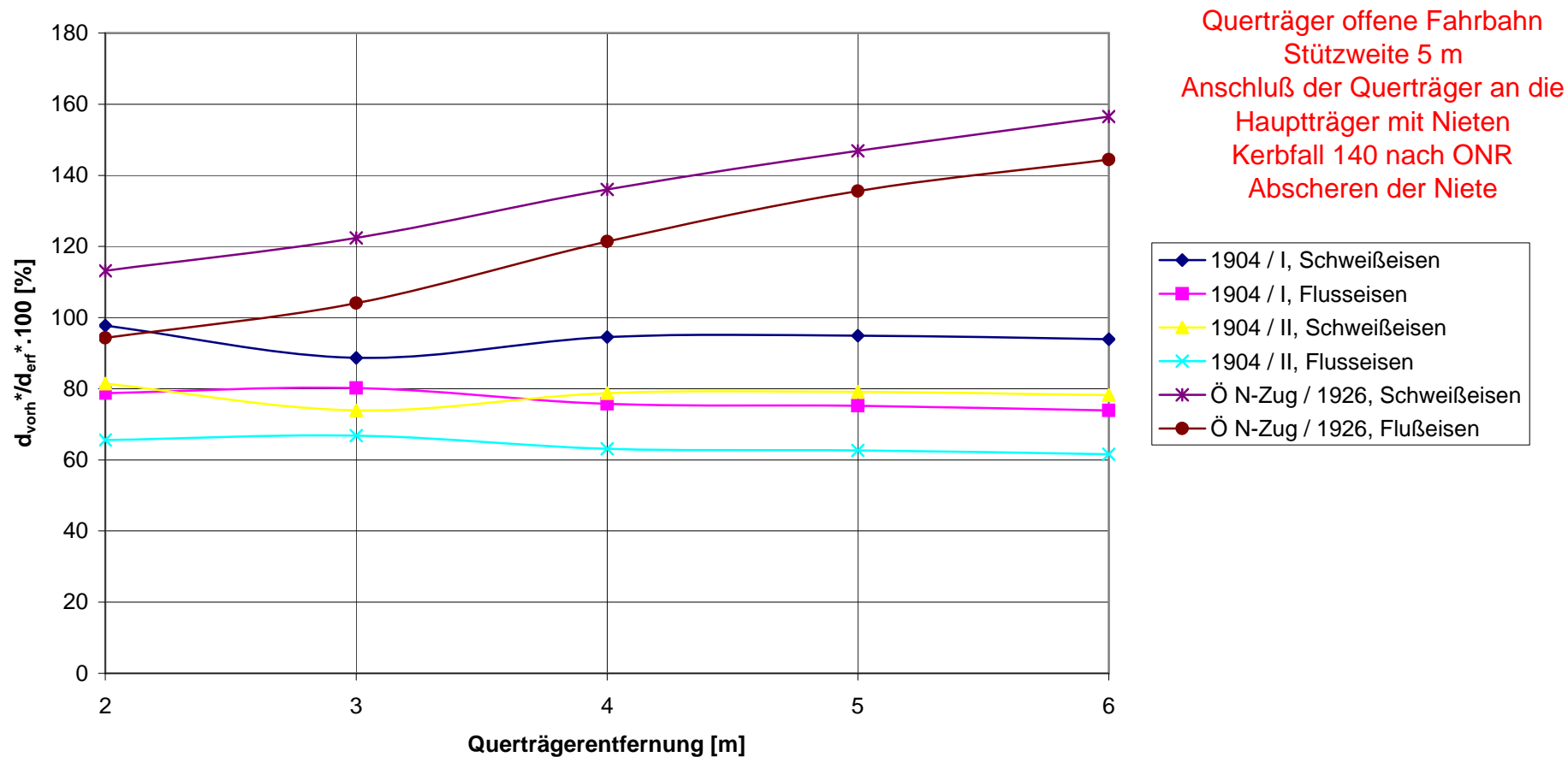
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008



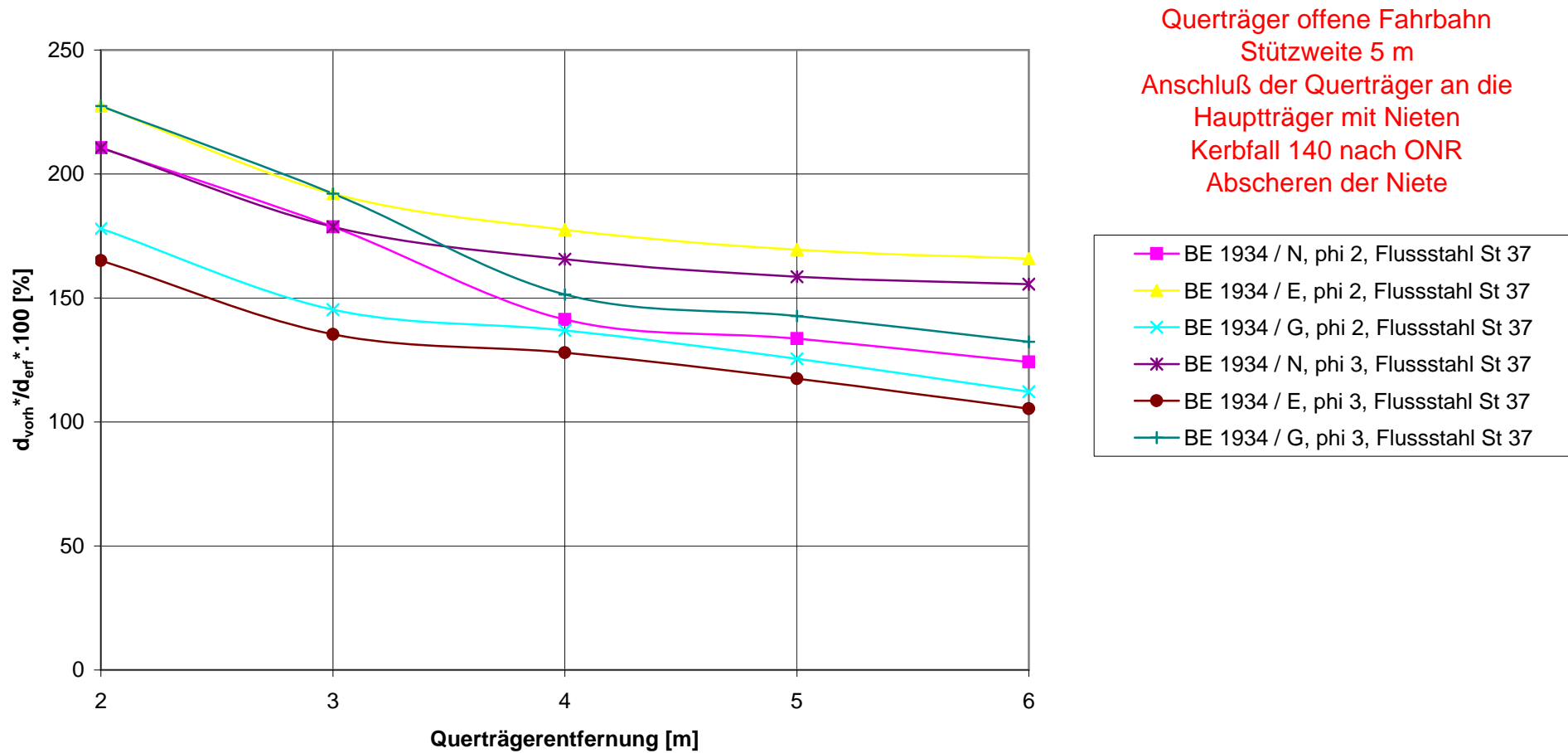
Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Schubflächen
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2005 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008

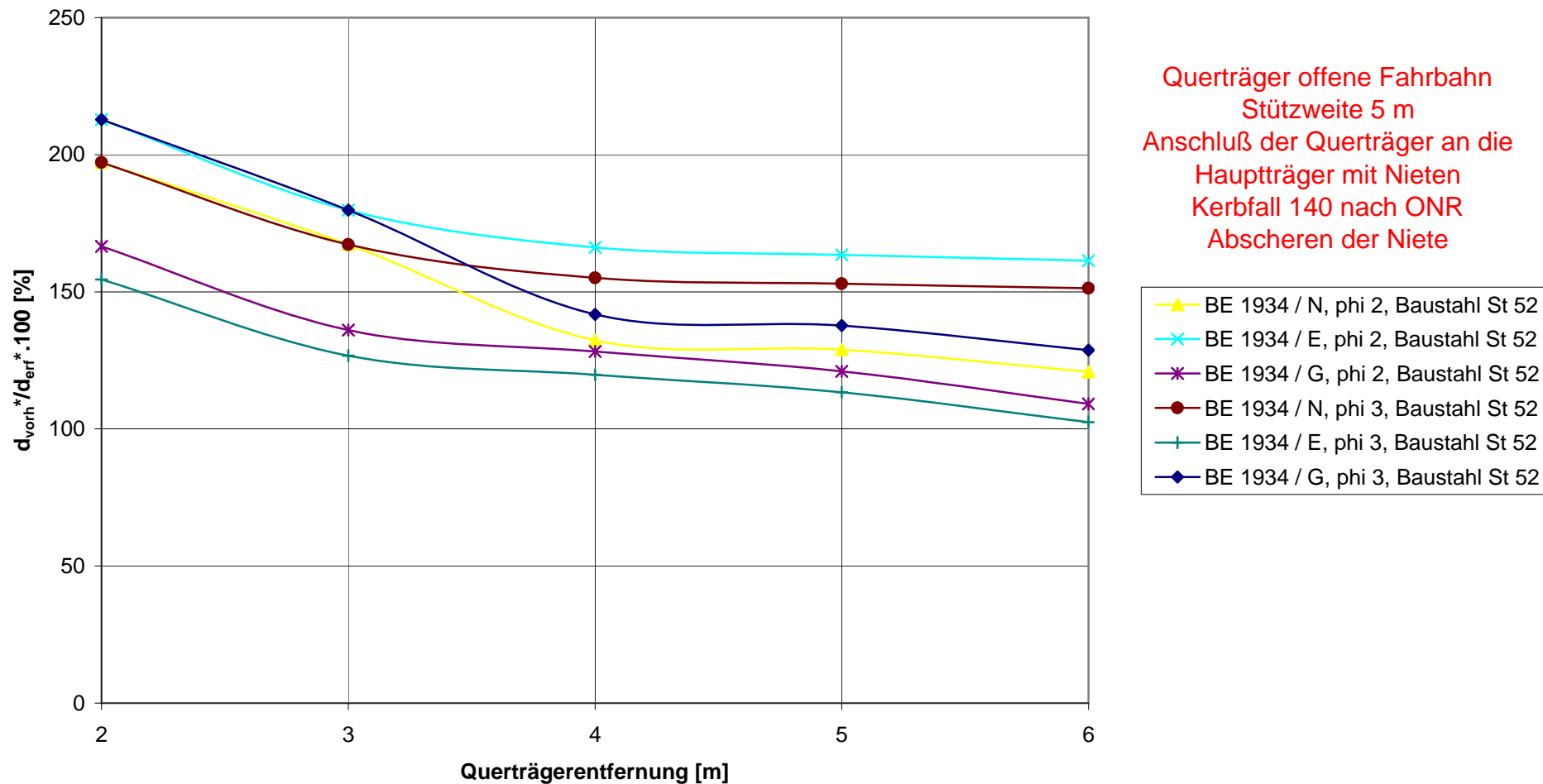


Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern

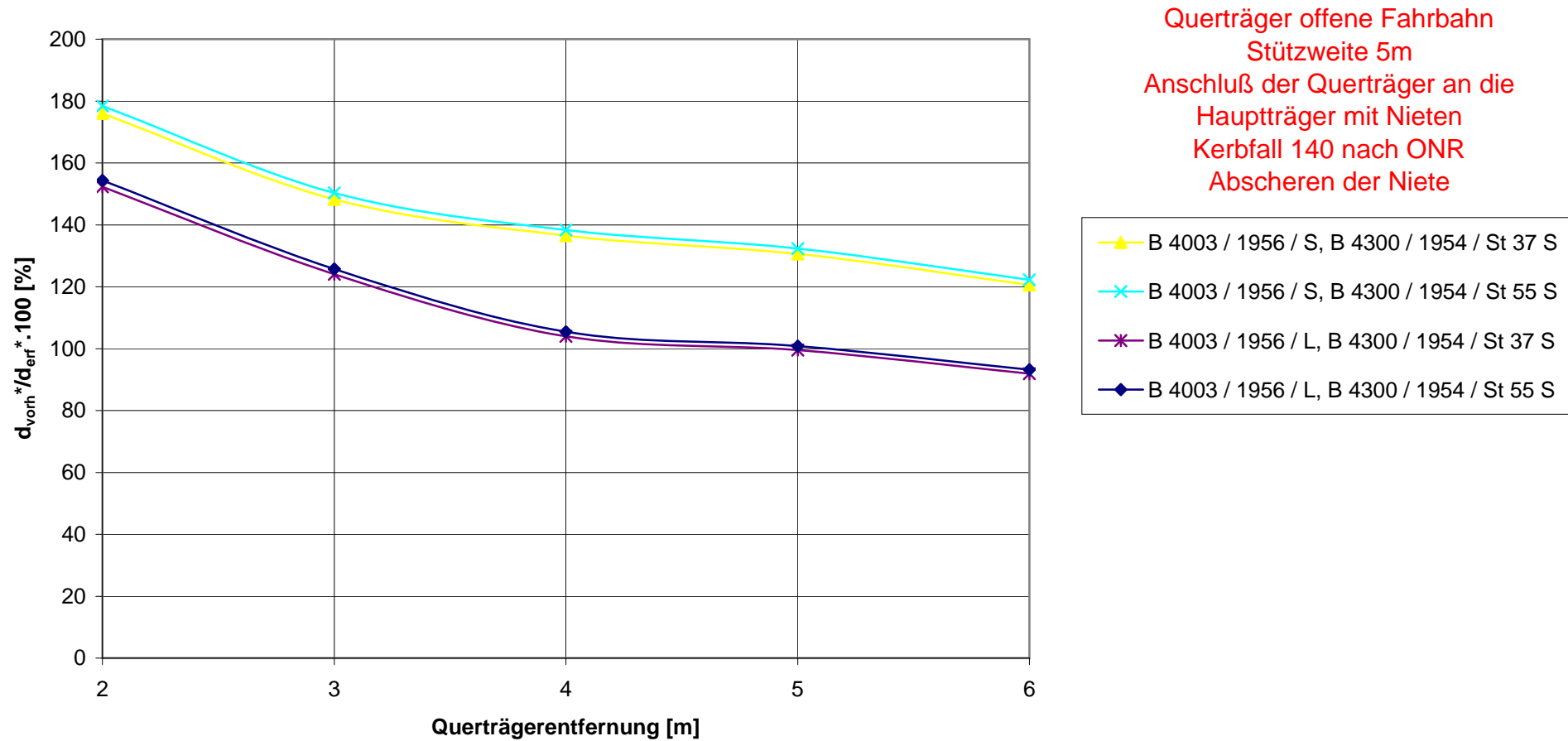
Maßgebender Fall aus ULS und FLS

Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, $\alpha=1,21$ (bzw $\alpha=1$ für FLS), ϕ 2

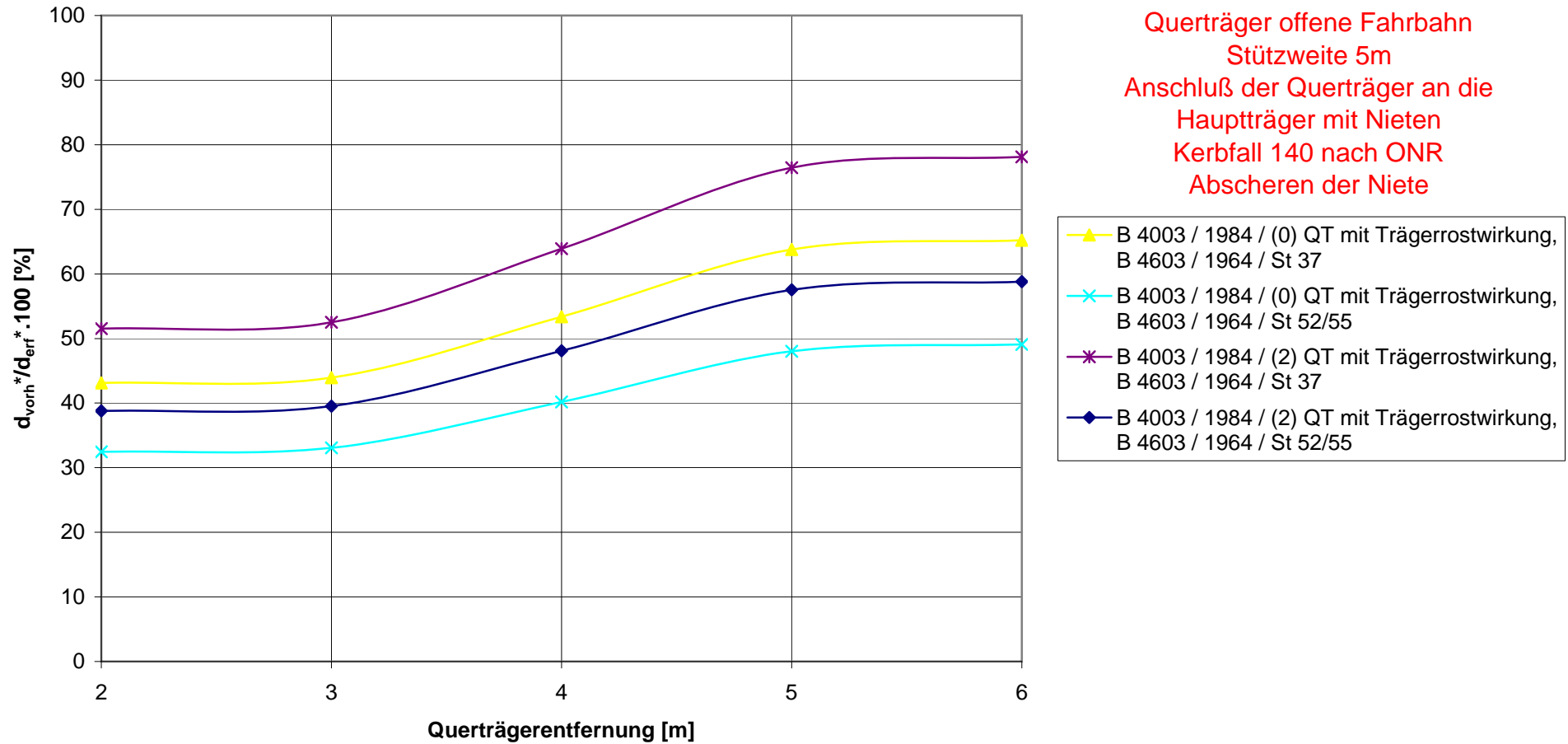
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Verhältnis der vorhandenen zu den erforderlichen Nietdurchmessern
Maßgebender Fall aus ULS und FLS
Bezogen auf Einwirkungen nach EN 1991-2 / 2004, alpha=1,21 (bzw alpha=1 für FLS), phi 2
Nachweis nach EN 1993-2 / 2007 und ONR 24008



Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Randfeld

1904 / I

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen
2	-2	50	50	48	42	40	12	9
3	8	50	50	50	48	46	18	16
4	12	50	50	50	50	48	22	19
5	7	50	50	50	47	44	17	14
6	9	50	50	50	48	45	19	15

1904 / II

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen
2	-28	50	16	13	6	4	-21	-23
3	-11	50	37	36	28	26	-3	-5
4	-12	50	36	34	27	24	-4	-6
5	-17	50	30	26	20	16	-10	-13
6	-22	50	22	18	12	8	-17	-20

1904 / Ö N-Zug 1926

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen	Schweißseile	Flusseisen
2	35	50	50	50	50	50	48	45
3	44	50	50	50	50	50	50	50
4	50	50	50	50	50	50	50	50
5	50	50	50	50	50	50	50	50
6	49	50	50	50	50	50	50	50

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Felmoment im Randfeld

BE 1934 / N, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	50	50	11	50	1	23	-25
3	50	46	50	8	49	-2	20	-27
4	50	48	50	9	50	-1	21	-26
5	50	50	50	14	50	4	26	-23
6	50	50	50	12	50	2	24	-24

BE 1934 / N, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	39	49	-3	40	-12	10	-33
3	50	35	47	-5	38	-13	7	-34
4	50	37	48	-3	40	-12	9	-33
5	50	42	50	2	45	-7	15	-30
6	50	40	50	1	43	-9	13	-31

Restnutzungsdauer einer genieteteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Felmoment im Randfeld

BE 1934 / E, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	50	50	11	50	1	23	-25
3	50	46	50	8	49	-2	20	-27
4	50	48	50	9	50	-1	21	-26
5	50	50	50	14	50	4	26	-23
6	50	49	50	11	50	1	24	-24

BE 1934 / E, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	39	49	-3	40	-12	10	-33
3	50	35	47	-5	38	-13	7	-34
4	50	37	48	-3	40	-12	9	-33
5	50	42	50	2	45	-7	15	-30
6	50	40	50	0	43	-9	13	-31

Restnutzungsdauer einer genieteteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Felmoment im Randfeld

BE 1934 / G, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	16	27	-22	17	-29	-13	-42
3	50	18	31	-19	22	-26	-9	-40
4	50	6	19	-27	9	-33	-19	-44
5	50	7	20	-27	10	-32	-18	-44
6	50	8	21	-26	11	-32	-17	-44

BE 1934 / G, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	2	13	-31	3	-36	-23	-45
3	50	5	19	-28	9	-33	-19	-44
4	46	-6	7	-34	-3	-38	-27	-47
5	47	-4	8	-33	-1	-37	-26	-46
6	48	-3	10	-32	0	-37	-25	-46

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Randfeld

B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	32	12	-9	-10	-25	-37	-18	-31	-40	-36	-43	-48
3	36	16	-6	-4	-20	-34	-12	-27	-38	-33	-41	-46
4	26	6	-15	-13	-27	-38	-21	-33	-42	-38	-44	-48
5	28	8	-13	-11	-26	-37	-19	-32	-41	-37	-43	-48
6	30	10	-11	-10	-25	-37	-18	-31	-40	-36	-43	-48

B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	21	1	-18	-19	-31	-41	-26	-36	-44	-40	-46	-49
3	25	5	-15	-14	-28	-39	-21	-33	-42	-38	-44	-48
4	14	-5	-23	-22	-34	-42	-28	-38	-45	-42	-46	-49
5	16	-3	-22	-20	-32	-41	-27	-37	-44	-41	-46	-49
6	19	-1	-20	-19	-31	-41	-26	-36	-44	-40	-46	-49

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Randfeld

B 4003 / 1956 / S, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	44	25	-1	2	-15	-32	-7	-23	-37	-30	-39	-46
3	47	29	3	9	-10	-29	-1	-18	-34	-26	-36	-45
4	38	19	-7	-2	-19	-35	-11	-26	-39	-32	-40	-47
5	40	21	-5	0	-17	-33	-9	-24	-38	-31	-40	-46
6	42	23	-3	2	-15	-32	-7	-23	-37	-30	-39	-46

B 4003 / 1956 / L, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	33	14	-11	-8	-24	-38	-17	-30	-41	-36	-43	-48
3	37	18	-8	-2	-19	-35	-11	-26	-39	-32	-41	-47
4	27	7	-17	-12	-27	-39	-20	-32	-42	-37	-44	-48
5	29	9	-15	-10	-25	-38	-18	-31	-42	-36	-43	-48
6	31	11	-13	-8	-24	-38	-16	-30	-41	-35	-43	-48

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Randfeld

B 4003 / 1984 / (0), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	50	50	50	50	46	24	50	37	14	21	6	-15
3	50	50	50	50	49	28	50	40	18	25	10	-12
4	50	50	49	48	34	11	39	25	1	8	-6	-24
5	50	50	47	45	32	8	37	22	-2	6	-8	-26
6	50	50	45	43	29	5	34	19	-4	3	-11	-28

B 4003 / 1984 / (2), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	50	50	50	50	50	50	50	50	45	50	38	15
3	50	50	50	50	50	50	50	50	48	50	41	19
4	50	50	50	50	50	42	50	50	33	40	26	2
5	50	50	50	50	50	40	50	50	30	37	23	-1
6	50	50	50	50	50	37	50	49	27	35	20	-3

Restnutzungsdauer einer genieteteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Innenfeld

1904 / I

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen
2	27	50	50	50	50	50	42	40
3	40	50	50	50	50	50	50	50
4	37	50	50	50	50	50	50	50
5	33	50	50	50	50	50	48	47
6	37	50	50	50	50	50	50	48

1904 / II

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen
2	-9	50	45	44	36	35	5	4
3	19	50	50	50	50	50	36	37
4	11	50	50	50	50	50	28	27
5	4	50	50	50	50	49	21	20
6	-1	50	50	50	45	42	15	12

1904 / Ö N-Zug 1926

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen
2	50	50	50	50	50	50	50	50
3	50	50	50	50	50	50	50	50
4	50	50	50	50	50	50	50	50
5	50	50	50	50	50	50	50	50
6	50	50	50	50	50	50	50	50

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Felmoment im Innenfeld

BE 1934 / N, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	50	50	25	46	16	16	-14
3	50	50	50	33	50	24	24	-7
4	50	50	50	26	46	16	17	-13
5	50	50	50	31	50	22	22	-9
6	50	50	50	30	50	20	21	-10

BE 1934 / N, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	50	42	12	33	2	2	-24
3	50	50	50	21	42	11	11	-17
4	50	49	44	14	35	4	5	-22
5	50	50	49	20	41	10	10	-18
6	50	50	49	19	40	9	9	-19

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Felmoment im Innenfeld

BE 1934 / E, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	50	50	25	46	16	16	-14
3	50	50	50	33	50	24	24	-7
4	50	50	50	26	46	16	17	-13
5	50	50	50	31	50	22	22	-9
6	50	50	50	30	49	20	20	-10

BE 1934 / E, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	50	42	12	33	2	2	-24
3	50	50	50	21	42	11	11	-17
4	50	49	44	14	35	4	5	-22
5	50	50	49	20	41	10	10	-18
6	50	50	48	19	40	9	9	-19

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Felmoment im Innenfeld

BE 1934 / G, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	28	19	-11	9	-19	-19	-37
3	50	39	35	4	25	-6	-5	-29
4	49	20	14	-15	4	-22	-22	-39
5	50	21	16	-14	6	-21	-21	-38
6	50	24	17	-13	7	-20	-20	-38

BE 1934 / G, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	45	15	6	-22	-4	-28	-28	-42
3	50	26	23	-8	13	-16	-16	-35
4	39	8	2	-24	-7	-30	-30	-43
5	40	9	4	-23	-5	-29	-29	-42
6	43	13	6	-21	-3	-28	-27	-41

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Innenfeld

B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	35	15	-6	-5	-21	-34	-13	-28	-38	-34	-41	-47
3	46	28	6	12	-7	-24	2	-15	-30	-23	-35	-43
4	30	10	-11	-6	-22	-35	-15	-29	-39	-35	-42	-47
5	32	12	-9	-4	-20	-34	-13	-27	-38	-33	-41	-47
6	36	17	-5	-1	-18	-32	-10	-25	-37	-32	-40	-46

B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	24	4	-16	-15	-29	-39	-22	-34	-42	-39	-45	-48
3	36	17	-5	1	-16	-31	-8	-24	-36	-30	-39	-45
4	19	-1	-20	-16	-29	-40	-23	-35	-43	-39	-45	-49
5	21	1	-18	-14	-28	-39	-21	-33	-42	-38	-44	-48
6	25	5	-15	-12	-26	-38	-19	-32	-41	-37	-44	-48

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Innenfeld

B 4003 / 1956 / S, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	47	28	2	7	-11	-30	-2	-19	-35	-27	-37	-45
3	50	40	14	25	5	-18	15	-4	-25	-14	-28	-40
4	42	23	-3	6	-13	-31	-4	-20	-36	-28	-38	-45
5	44	25	-1	8	-10	-29	-1	-18	-34	-26	-36	-45
6	48	30	3	11	-8	-27	1	-16	-33	-24	-35	-44

B 4003 / 1956 / L, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	36	17	-9	-4	-20	-35	-12	-27	-39	-33	-41	-47
3	47	29	3	14	-6	-26	4	-14	-32	-23	-34	-43
4	31	12	-13	-5	-21	-36	-14	-28	-40	-34	-42	-47
5	34	14	-11	-3	-19	-35	-12	-26	-39	-33	-41	-47
6	38	18	-7	0	-17	-34	-9	-24	-38	-31	-40	-46

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Felmoment im Innenfeld

B 4003 / 1984 / (0), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	50	50	50	50	43	23	44	34	13	14	3	-16
3	50	50	50	50	50	38	50	47	29	29	18	-2
4	50	50	49	44	34	13	35	24	3	4	-7	-23
5	50	50	46	42	31	11	32	21	1	1	-9	-25
6	50	50	46	40	29	9	30	19	-1	0	-11	-26

B 4003 / 1984 / (2), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	50	50	50	50	50	50	50	50	45	45	35	15
3	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	48	30
4	50	50	50	50	50	44	50	50	35	36	25	4
5	50	50	50	50	50	42	50	50	33	33	22	2
6	50	50	50	50	50	40	50	49	31	31	20	0

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Stützmoment

BE 1934 / N, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	-6	9	-35	-1	-39	-26	-47
3	35	-20	-7	-42	-16	-44	-35	-49
4	41	-15	-1	-39	-10	-43	-32	-49
5	50	1	18	-31	8	-36	-19	-45
6	50	6	24	-27	14	-33	-15	-44

BE 1934 / N, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	38	-18	-4	-41	-13	-44	-33	-49
3	22	-29	-18	-45	-25	-47	-40	-50
4	29	-24	-12	-43	-20	-45	-37	-50
5	46	-10	7	-36	-3	-40	-27	-47
6	50	-4	13	-33	3	-38	-23	-46

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Stützmoment

BE 1934 / E, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	50	-6	9	-35	-1	-39	-26	-47
3	35	-20	-7	-42	-16	-44	-35	-49
4	41	-15	-1	-39	-10	-43	-32	-49
5	50	1	18	-31	8	-36	-19	-45
6	50	6	24	-27	14	-33	-15	-44

BE 1934 / E, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	38	-18	-4	-41	-13	-44	-33	-49
3	22	-29	-18	-45	-25	-47	-40	-50
4	29	-24	-12	-43	-20	-45	-37	-50
5	46	-10	7	-36	-3	-40	-27	-47
6	50	-5	13	-34	3	-38	-23	-46

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Längsträger, Stützmoment

BE 1934 / G, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	14	-33	-24	-47	-30	-48	-43	-51
3	5	-37	-29	-48	-34	-49	-45	-51
4	-2	-40	-33	-49	-37	-50	-46	-52
5	12	-34	-24	-47	-30	-48	-43	-51
6	21	-29	-17	-45	-24	-47	-40	-50

BE 1934 / G, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	1	-39	-32	-49	-36	-50	-46	-52
3	-7	-42	-36	-49	-40	-50	-47	-52
4	-13	-43	-38	-50	-42	-51	-48	-52
5	1	-39	-31	-48	-36	-49	-45	-52
6	10	-35	-25	-47	-31	-48	-43	-51

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Stützmoment

B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	1	-16	-31	-32	-40	-46	-36	-43	-48	-46	-49	-51
3	-6	-22	-35	-35	-42	-47	-39	-45	-49	-47	-50	-51
4	-11	-26	-37	-37	-44	-48	-41	-46	-49	-48	-50	-51
5	3	-14	-30	-29	-39	-45	-34	-42	-47	-45	-48	-50
6	13	-6	-24	-23	-34	-43	-29	-38	-45	-42	-47	-50

B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-9	-25	-37	-37	-44	-48	-41	-46	-49	-48	-50	-51
3	-16	-29	-40	-40	-45	-49	-43	-47	-50	-49	-51	-52
4	-20	-32	-41	-41	-46	-49	-44	-48	-50	-49	-51	-52
5	-7	-23	-35	-35	-42	-47	-39	-45	-49	-47	-50	-51
6	2	-16	-31	-30	-39	-45	-35	-42	-47	-45	-48	-51

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Stützmoment

B 4003 / 1956 / S, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	14	-6	-26	-24	-35	-44	-30	-39	-46	-43	-47	-50
3	6	-12	-31	-29	-38	-46	-34	-42	-47	-45	-48	-51
4	1	-17	-33	-32	-40	-47	-36	-43	-48	-46	-49	-51
5	16	-3	-24	-21	-33	-43	-28	-37	-45	-41	-46	-50
6	26	6	-17	-13	-27	-40	-21	-33	-43	-38	-44	-49

B 4003 / 1956 / L, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	2	-15	-32	-31	-40	-46	-36	-43	-48	-45	-49	-51
3	-5	-21	-36	-35	-42	-48	-39	-45	-49	-47	-49	-51
4	-10	-25	-38	-37	-43	-48	-41	-46	-49	-48	-50	-52
5	5	-13	-31	-29	-38	-46	-34	-41	-47	-44	-48	-51
6	15	-5	-25	-22	-34	-43	-28	-38	-45	-42	-46	-50

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Längsträger, Stützmoment

B 4003 / 1984 / (0), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	50	48	30	18	7	-12	8	-3	-20	-20	-27	-37
3	49	39	19	8	-3	-20	-2	-12	-27	-26	-33	-41
4	39	29	8	-3	-12	-27	-11	-20	-33	-32	-37	-44
5	48	39	19	9	-2	-19	-1	-11	-26	-26	-32	-41
6	50	43	24	14	3	-15	4	-6	-23	-22	-29	-39

B 4003 / 1984 / (2), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	50	50	50	48	39	19	40	29	9	9	-2	-19
3	50	50	49	40	29	8	30	19	-1	-1	-11	-26
4	50	50	40	29	18	-2	19	8	-11	-11	-19	-32
5	50	50	49	40	30	9	31	20	-1	0	-10	-26
6	50	50	50	45	35	15	36	25	5	5	-6	-22

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Querträger, Feldmoment

1904 / I

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen
2	-48	-16	-29	-37	-34	-40	-45	-48
3	-50	-28	-37	-43	-41	-45	-48	-50
4	-49	-20	-32	-39	-36	-42	-46	-48
5	-49	-19	-32	-38	-36	-42	-46	-48
6	-49	-21	-33	-39	-37	-42	-46	-49

1904 / II

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen
2	-51	-34	-41	-45	-44	-47	-49	-51
3	-51	-39	-45	-47	-47	-49	-50	-51
4	-52	-45	-48	-50	-49	-51	-52	-52
5	-52	-46	-49	-51	-50	-51	-52	-52
6	-52	-47	-50	-51	-50	-51	-52	-52

1904 / Ö N-Zug 1926

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen	Schweißseise	Flusseisen
2	-38	22	3	-11	-6	-19	-29	-37
3	-37	25	6	-9	-4	-17	-28	-36
4	-27	44	25	10	15	0	-14	-25
5	-17	50	39	24	29	14	-2	-15
6	-8	50	49	35	40	26	10	-5

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Querträger, Feldmoment

BE 1934 / N, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	-7	-36	-32	-46	-36	-48	-46	-51
3	0	-32	-28	-45	-33	-47	-44	-50
4	13	-24	-18	-41	-25	-44	-40	-49
5	23	-18	-11	-38	-19	-41	-37	-48
6	36	-6	2	-31	-7	-36	-30	-46

BE 1934 / N, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	-18	-41	-38	-48	-41	-49	-48	-52
3	-12	-38	-35	-47	-39	-49	-47	-51
4	1	-32	-27	-44	-32	-46	-44	-50
5	11	-26	-20	-42	-27	-44	-41	-49
6	25	-16	-9	-37	-17	-40	-36	-48

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Querträger, Feldmoment

BE 1934 / E, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	-7	-36	-32	-46	-36	-48	-46	-51
3	0	-32	-28	-45	-33	-47	-44	-50
4	-14	-39	-35	-47	-39	-49	-47	-51
5	-7	-36	-32	-46	-37	-48	-46	-51
6	-4	-34	-30	-46	-35	-47	-45	-51

BE 1934 / E, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	-18	-41	-38	-48	-41	-49	-48	-52
3	-12	-38	-35	-47	-39	-49	-47	-51
4	-23	-43	-40	-49	-43	-50	-49	-52
5	-17	-41	-37	-48	-41	-49	-48	-51
6	-14	-39	-36	-48	-39	-49	-47	-51

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE] Querträger, Feldmoment

BE 1934 / G, phi 3

Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	-36	-48	-46	-51	-48	-52	-51	-52
3	-36	-48	-46	-51	-48	-51	-51	-52
4	-27	-44	-42	-50	-45	-51	-49	-52
5	-26	-44	-41	-50	-44	-50	-49	-52
6	-27	-45	-42	-50	-45	-51	-50	-52

BE 1934 / G, phi 2

mit Schwellen auf den Haupt oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII		ONR Kerbfall 90		ONR Kerbfall 85		ONR Kerbfall 71	
	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55	St 37	St 52/55
2	-41	-50	-49	-52	-50	-52	-52	-53
3	-41	-49	-48	-52	-49	-52	-52	-53
4	-34	-47	-45	-51	-47	-51	-51	-52
5	-32	-46	-45	-51	-47	-51	-50	-52
6	-33	-47	-45	-51	-47	-51	-51	-52

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Querträger, Feldmoment

B 4003 / 1956 / S, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-14	-28	-40	-45	-50	-52	-47	-51	-52	-51	-52	-53
3	-8	-24	-38	-44	-49	-52	-46	-50	-52	-50	-52	-53
4	4	-14	-31	-40	-47	-51	-43	-49	-52	-49	-51	-52
5	9	-10	-29	-38	-47	-51	-42	-48	-51	-48	-51	-52
6	10	-9	-28	-38	-46	-51	-41	-48	-51	-48	-51	-52

B 4003 / 1956 / L, B 4300 / 1954, Teil 2

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-32	-40	-47	-49	-50	-53	-50	-51	-53	-52	-52	-53
3	-31	-40	-47	-49	-49	-53	-50	-50	-53	-52	-52	-53
4	-33	-41	-47	-50	-47	-53	-50	-49	-53	-52	-51	-53
5	-31	-40	-46	-49	-47	-52	-50	-48	-53	-52	-51	-53
6	-25	-39	-46	-49	-46	-52	-50	-48	-53	-52	-51	-53

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Querträger, Feldmoment

B 4003 / 1956 / S, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-20	-25	-30	-48	-49	-50	-49	-50	-51	-51	-52	-52
3	-15	-20	-26	-49	-50	-51	-50	-51	-51	-52	-52	-52
4	-4	-9	-17	-45	-47	-48	-47	-48	-49	-51	-51	-51
5	0	-6	-14	-40	-42	-44	-43	-44	-46	-49	-49	-50
6	2	-4	-12	-39	-41	-44	-42	-44	-46	-48	-49	-50

B 4003 / 1956 / L, B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe WIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-36	-38	-42	-41	-43	-45	-44	-45	-47	-49	-50	-50
3	-35	-38	-41	-44	-46	-47	-46	-47	-49	-50	-51	-51
4	-37	-39	-42	-35	-38	-41	-39	-41	-44	-47	-48	-49
5	-35	-38	-41	-23	-27	-32	-29	-33	-37	-42	-44	-46
6	-34	-37	-41	-21	-26	-31	-28	-31	-36	-42	-43	-46

Restnutzungsdauer einer genieteten Verbindung [JAHRE]
Querträger, Feldmoment

B 4003 / 1984 / (0), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-40	-42	-45	-36	-43	-48	-39	-45	-49	-47	-50	-51
3	-44	-45	-47	-32	-41	-47	-37	-43	-48	-46	-49	-51
4	-34	-37	-40	-25	-36	-44	-31	-39	-46	-43	-47	-50
5	-22	-26	-32	-22	-33	-43	-28	-38	-45	-42	-46	-50
6	-20	-25	-30	-20	-33	-43	-27	-37	-45	-41	-46	-50

B 4003 / 1984 / (2), B 4600 / 1979, Teil 3

Stützweite [m]	Ril 805 Kerbgruppe VIII			ONR Kerbfall 90			ONR Kerbfall 85			ONR Kerbfall 71		
	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55	St 37	St 44/48	St 52/55
2	-24	-28	-33	-44	-48	-51	-46	-49	-51	-50	-51	-52
3	-31	-34	-38	-44	-48	-51	-46	-49	-51	-50	-51	-52
4	-13	-18	-24	-45	-48	-51	-47	-50	-51	-50	-52	-52
5	7	0	-8	-44	-48	-51	-46	-49	-51	-50	-51	-52
6	9	3	-6	-44	-48	-50	-46	-49	-51	-50	-51	-52

Biegemomente für Einfeldträgerbrücken mit einem Gleis aus Einwirkungen aus Eigengewicht [kNm]

Stützweite [m]	Herzog 1975 Stahlgewicht einer Brücke mit Schotterbett g [kN/m]	Herzog 1975 Stahlgewicht einer Brücke ohne Schotterbett g [kN/m]	Herzog 1975 Gesamteigen- gewicht einer Brücke mit Schotterbett M aus g [kNm] Einfeldträger	Herzog 1975 Gesamteigen- gewicht einer Brücke ohne Schotterbett M aus g [kNm] Einfeldträger	Herzog 1975 M aus Schotterbett [kNm] Einfeldträger
1	12	9	5	2	3
2	13	9	21	8	13
3	13	10	48	19	28
4	14	10	85	34	50
5	14	10	135	54	78
6	15	11	196	79	113
7	15	11	269	110	154
8	15	11	355	146	201
9	16	12	453	188	254
10	16	12	565	237	314
12	17	13	829	352	452
14	18	13	1.149	495	615
16	19	14	1.527	667	803
18	20	14	1.967	871	1.017
20	20	15	2.470	1.107	1.255
22	21	16	3.040	1.379	1.519
24	22	16	3.678	1.687	1.807
26	23	17	4.387	2.035	2.121
28	24	18	5.170	2.424	2.460
30	25	18	6.030	2.856	2.824
32	25	19	6.968	3.333	3.213
34	26	20	7.988	3.858	3.627
36	27	20	9.091	4.432	4.066
38	28	21	10.281	5.057	4.531
40	29	22	11.560	5.735	5.020
42	30	22	12.930	6.469	5.535
44	30	23	14.394	7.260	6.074
46	31	24	15.955	8.111	6.639
48	32	24	17.614	9.024	7.229
50	33	25	19.375	10.000	7.844
52	34	26	21.240	11.042	8.484
54	35	26	23.211	12.153	9.149
56	36	27	25.292	13.333	9.839
58	36	28	27.484	14.586	10.555
60	37	28	29.790	15.913	11.295
65	39	30	36.071	19.570	13.256
70	41	32	43.120	23.740	15.374
75	44	33	50.977	28.455	17.648
80	46	35	59.680	33.751	20.080
85	48	37	69.270	39.661	22.668
90	50	39	79.785	46.220	25.414
95	52	40	91.265	53.464	28.316
100	54	42	103.750	61.426	31.375

Auflagerkräfte für Einfeldträgerbrücken mit einem Gleis aus Einwirkungen aus Eigengewicht [kNm]

Stützweite [m]	Herzog 1975 Gesamteigengewicht einer Brücke mit Schotterbett A aus g [kN] Einfeldträger	Herzog 1975 Gesamteigengewicht einer Brücke ohne Schotterbett A aus g [kN] Einfeldträger	Herzog 1975 A aus Schotterbett [kN] Einfeldträger
1	21	8	13
2	42	16	25
3	63	25	38
4	85	34	50
5	108	43	63
6	131	53	75
7	154	63	88
8	177	73	100
9	202	84	113
10	226	95	126
12	276	117	151
14	328	141	176
16	382	167	201
18	437	193	226
20	494	221	251
22	553	251	276
24	613	281	301
26	675	313	326
28	739	346	351
30	804	381	377
32	871	417	402
34	940	454	427
36	1.010	492	452
38	1.082	532	477
40	1.156	573	502
42	1.231	616	527
44	1.309	660	552
46	1.387	705	577
48	1.468	752	602
50	1.550	800	628
52	1.634	849	653
54	1.719	900	678
56	1.807	952	703
58	1.895	1.006	728
60	1.986	1.061	753
65	2.220	1.204	816
70	2.464	1.357	879
75	2.719	1.518	941
80	2.984	1.688	1.004
85	3.260	1.866	1.067
90	3.546	2.054	1.130
95	3.843	2.251	1.192
100	4.150	2.457	1.255

Größte Biegemomente für Einfeldträgerbrücken mit einem Gleis aus Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr mit dynamischem Beiwert [kNm]

Stützweite [m]	I / 1904	II / 1904	Ö N-Zug / 1926	BE 1934 / N, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / N, $\varphi_2^{2)}$	BE 1934 / N, $\varphi_1^{3)}$	BE 1934 / N, $\varphi_0^{4)}$	BE 1934 / E, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / E, $\varphi_2^{2)}$
1	55	44	69	112	103	94	87	112	103
2	110	88	138	221	204	187	174	221	204
3	186	163	232	353	327	301	281	353	327
4	326	277	413	606	564	521	486	606	564
5	469	393	619	922	860	799	746	922	860
6	644	508	825	1235	1155	1078	1006	1233	1153
7	829	624	1169	1665	1570	1462	1365	1538	1451
8	1021	745	1513	2174	2054	1922	1794	1839	1738
9	1241	876	1856	2677	2532	2381	2222	2272	2149
10	1461	1012	2338	3254	3101	2910	2716	2746	2617
12	1901	1337	3300	4631	4423	4187	3906	3673	3508
14	2372	1698	4263	5986	5744	5462	5095	4590	4404
16	2952	2192	5363	7313	7047	6731	6276	5552	5350
18	3637	2770	6600	8962	8668	8312	7749	6671	6452
20	4391	3359	8113	10817	10497	10102	9416	7942	7707
22	5260	3978	9763	12844	12500	12071	11249	9332	9083
24	6181	4648	11579	15132	14766	14303	13327	10780	10519
26	7272	5369	13613	17632	17247	16755	15608	12209	11942
28	8363	6091	15813	20223	19822	19309	17984	13773	13500
30	9479	6926	18179	22934	22523	21993	20480	15648	15367
32	10666	7786	20763	25721	25303	24765	23056	17622	17336
34	11913	8699	23513	28614	28193	27652	25739	19577	19289
36	13266	9622	26400	31599	31178	30639	28515	21750	21460
38	14630	10594	29288	34588	34171	33642	31303	23963	23674
40	16049	11572	32285	37686	37274	36759	34197	26245	25959

Stützweite [m]	I / 1904	II / 1904	Ö N-Zug / 1926	BE 1934 / N, φ_3 ¹⁾	BE 1934 / N, φ_2 ²⁾	BE 1934 / N, φ_1 ³⁾	BE 1934 / N, φ_0 ⁴⁾	BE 1934 / E, φ_3 ¹⁾	BE 1934 / E, φ_2 ²⁾
42	17479	12595	35393	40891	40488	39990	37196	28655	28373
44	18953	13629	38500	44175	43782	43306	40273	31235	30958
46	20449	14685	41718	47581	47200	46750	43468	33942	33670
48	21956	15785	45045	51110	50741	50320	46779	36646	36381
50	23496	16885	48373	54761	54406	54016	50206	39348	39093
52	25058	18029	51810	58463	58123	57769	53684	42206	41960
54	26653	19206	55358	62288	61964	61647	57278	45175	44940
56	28270	20416	58905	66206	65900	65622	60960	48284	48060
58	29909	21637	62563	70135	69847	69611	64655	51476	51265
60	31581	22891	66330	74018	74018	74018	68464	54627	54627
65	35860	26180	75969	84539	84539	84539	78356	63383	63383
70	40315	29744	86048	95736	95736	95736	88938	72542	72542
75	44924	33495	96566	107835	107835	107835	100067	82514	82514
80	49676	37433	107635	120387	120387	120387	111612	93160	93160
85	54637	41558	119144	133495	133495	133495	123674	104511	104511
90	59741	45947	131093	147353	147353	147353	136438	116303	116303
95	64999	50600	143481	161736	161736	161736	149699	128649	128649
100	70422	55517	156310	176585	176585	176585	163407	141638	141638

- 1) φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_3 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Tabellenwerte

Stützweite [m]	BE 1934 / E, φ_1 ³⁾	BE 1934 / E, φ_0 ⁴⁾	BE 1934 / G, φ_3 ¹⁾	BE 1934 / G, φ_2 ²⁾	BE 1934 / G, φ_1 ³⁾	BE 1934 / G, φ_0 ⁴⁾	B 4003 / 1956 / S	B 4003 / 1956 / L	B 4003 / 1984 / (0)
1	94	87	89	82	75	70	98	79	104
2	187	174	177	163	149	139	193	154	229
3	301	281	295	273	252	235	307	257	396
4	521	486	467	435	402	375	525	450	618
5	799	746	695	648	602	562	796	666	875
6	1075	1004	947	885	826	771	1068	882	1146
7	1351	1261	1290	1216	1133	1057	1442	1095	1472
8	1626	1518	1656	1564	1464	1366	1885	1414	1817
9	2021	1886	2016	1908	1793	1673	2322	1741	2183
10	2457	2292	2372	2261	2122	1980	2755	2066	2569
12	3320	3097	3071	2933	2776	2590	3660	2745	3399
14	4188	3906	3964	3804	3617	3374	4971	3514	4309
16	5110	4765	4949	4770	4555	4248	5853	4392	5301
18	6187	5768	5917	5723	5488	5116	7075	5313	6371
20	7417	6914	7134	6923	6662	6210	8373	6275	7523
22	8771	8174	8455	8229	7946	7405	9797	7344	9363
24	10190	9494	9833	9596	9295	8661	11312	8478	10069
26	11602	10808	11240	10994	10680	9950	12986	9734	11463
28	13150	12248	12660	12409	12088	11258	14686	11015	12938
30	15006	13973	14140	13886	13560	12627	16710	12529	14493
32	16967	15796	15649	15395	15067	14028	18867	14150	16127
34	18919	17610	17395	17140	16810	15648	21159	15866	17842
36	21089	19627	19229	18973	18645	17352	23421	17569	19636
38	23307	21687	21062	20808	20486	19062	25988	19498	21510
40	25600	23816	22881	22631	22318	20763	28459	21344	23464

Tabellenwerte

Stützweite [m]	BE 1934 / E, φ_1 ³⁾	BE 1934 / E, φ_0 ⁴⁾	BE 1934 / G, φ_3 ¹⁾	BE 1934 / G, φ_2 ²⁾	BE 1934 / G, φ_1 ³⁾	BE 1934 / G, φ_0 ⁴⁾	B 4003 / 1956 / S	B 4003 / 1956 / L	B 4003 / 1984 / (0)
42	28024	26066	24803	24558	24256	22562	31271	23456	25497
44	30621	28477	26712	26474	26186	24353	34228	25674	27610
46	33348	31007	28695	28464	28193	26214	37034	27772	29803
48	36079	33540	30695	30473	30220	28093	40230	30169	32075
50	38813	36075	32684	32472	32239	29965	43238	32435	34426
52	41704	38755	34663	34461	34251	31829	46683	35009	36857
54	44710	41541	36717	36526	36339	33764	50245	37687	39366
56	47858	44458	38790	38610	38447	35716	53885	40417	41955
58	51092	47454	40938	40769	40632	37739	57616	43212	44623
60	54627	50529	43007	43007	43007	39780	60953	45718	47370
65	63383	58748	48397	48397	48397	44857	70782	53084	54577
70	72542	67391	54019	54019	54019	50184	79870	59906	62287
75	82514	76570	59992	59992	59992	55670	90589	67945	70477
80	93160	86370	66191	66191	66191	61367	101014	75764	79170
85	104511	96823	72723	72723	72723	67373	112669	84508	88341
90	116303	107688	79974	79974	79974	74050	123863	92900	98013
95	128649	119074	87452	87452	87452	80943	136463	102350	108163
100	141638	131068	95167	95167	95167	88065	148378	111290	118812

- 1) φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_3 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Tabellenwerte

Stützweite [m]	B 4003 / 1984 / (2)	B 4003 / 1994 / (0)	B 4003 / 1994 / (2)	B 4003 / 1994 / SW	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_2
1	126	104	126	31	104	125	126	151	31
2	277	210	254	125	210	252	254	305	125
3	479	341	413	282	341	409	413	494	282
4	748	567	686	486	567	676	686	817	486
5	1058	822	994	716	822	963	994	1166	716
6	1387	1070	1295	986	1070	1239	1295	1499	986
7	1782	1388	1679	1294	1388	1589	1679	1923	1294
8	2199	1719	2080	1641	1719	1951	2080	2360	1641
9	2642	2065	2499	2026	2065	2324	2499	2812	2026
10	3109	2428	2938	2449	2428	2713	2938	3282	2449
12	4113	3206	3879	3405	3206	3538	3879	4281	3405
14	5214	4055	4907	4508	4055	4430	4907	5360	4508
16	6414	4974	6019	5755	4974	5387	6019	6518	5755
18	7709	5967	7220	7145	5967	6414	7220	7761	7145
20	9103	7032	8508	8678	7032	7509	8508	9086	8678
22	11329	8167	9882	10352	8167	8671	9882	10492	10352
24	12184	9377	11346	12166	9377	9903	11346	11982	12166
26	13870	10658	12896	14098	10658	11203	12896	13556	14098
28	15655	12010	14532	16025	12010	12570	14532	15209	16025
30	17536	13442	16265	17930	13442	14013	16265	16956	17930
32	19514	14936	18073	19815	14936	15514	18073	18772	19815
34	21588	16502	19967	21683	16502	17083	19967	20670	21683
36	23759	18150	21962	23535	18150	18730	21962	22663	23535
38	26027	19859	24030	25375	19859	20434	24030	24725	25375
40	28391	21651	26198	27213	21651	22217	26198	26882	27213

Stützweite [m]	B 4003 / 1984 / (2)	B 4003 / 1994 / (0)	B 4003 / 1994 / (2)	B 4003 / 1994 / SW	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_2
42	30852	23520	28459	29128	23504	24056	28439	29107	29108
44	33408	25578	30949	31254	25428	25962	30768	31414	31071
46	36061	27731	33554	33460	27434	27946	33195	33814	33102
48	38810	29957	36247	35806	29501	29986	35696	36283	35261
50	41656	32277	39055	38112	31649	32104	38295	38845	37371
52	44596	34671	41952	41069	33858	34277	40969	41476	40106
54	47633	37149	44950	44212	36139	36518	43728	44187	43010
56	50766	39722	48063	47511	38500	38835	46585	46990	46050
58	53994	42368	51265	51188	40922	41208	49516	49862	49441
60	57317	45108	54581	55125	43425	43658	52545	52826	53069
65	66038	52311	63296	64969	49977	50056	60472	60567	62070
70	75367	60039	72647	74813	56970	57180	68934	69188	70988
75	85278	68292	82633	84656	65040	65040	78698	78698	80625
80	95795	77070	93255	94500	73400	73400	88814	88814	90000
85	106893	86373	104511	104344	82260	82260	99535	99535	99375
90	118596	96201	116403	114188	91620	91620	110860	110860	108750
95	130877	106554	128930	124031	101480	101480	122791	122791	118125
100	143763	117432	142093	133875	111840	111840	135326	135326	127500

- 1) φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_3 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Stützweite [m]	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_3 ⁵⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 alpha=1,21, Φ_2 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 alpha=1,21, Φ_3 ⁷⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_2 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_3 ⁷⁾	Vorschlag für das neue Lastbild / UIC 2000, Φ_{2000}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,3 x UIC 71, Φ_{Class}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,4 x UIC 71, Φ_2
1	38	126	151	31	38	144	161	146
2	150	254	305	125	150	319	311	294
3	338	413	494	282	338	523	488	478
4	579	686	817	486	579	756	814	794
5	839	994	1166	716	839	1018	1224	1150
6	1141	1295	1499	986	1141	1308	1637	1498
7	1482	1679	1923	1294	1482	1627	2166	1943
8	1862	2080	2360	1641	1862	1973	2728	2407
9	2280	2499	2812	2026	2280	2348	3320	2892
10	2736	2938	3282	2449	2736	2750	3947	3399
12	3758	3879	4281	3405	3758	3827	5307	4488
14	4924	4907	5360	4508	4924	5008	6809	5677
16	6232	6019	6518	5755	6232	6294	8450	6964
18	7681	7220	7761	7145	7681	7686	10236	8354
20	9267	8508	9086	8678	9267	9185	12166	9844
22	10990	9882	10492	10352	10990	10792	14238	11434
24	12848	11346	11982	12166	12848	12507	16456	13127
26	14819	12896	13556	14098	14819	14331	18818	14921
28	16772	14532	15209	16025	16772	16263	21321	16814
30	18692	16265	16956	17930	18692	18304	23985	18819
32	20582	18073	18772	19815	20582	20454	26774	20910
34	22446	19967	20670	21683	22446	22714	29708	23102
36	24288	21962	22663	23535	24288	25083	32807	25410
38	26109	24030	24725	25375	26109	27561	36032	27803
40	27924	26198	26882	27213	27924	30149	39421	30311

Stützweite [m]	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_3 ⁵⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 $\alpha=1,21$, Φ_2 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 $\alpha=1,21$, Φ_3 ⁷⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_2 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_3 ⁷⁾	Vorschlag für das neue Lastbild / UIC 2000, Φ_{2000}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,3 x UIC 71, Φ_{Class}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,4 x UIC 71, Φ_2
42	29791	28439	29107	29108	29791	32846	42937	32905
44	31723	30768	31414	31071	31723	35653	46597	35599
46	33720	33195	33814	33102	33720	38570	50422	38407
48	35842	35696	36283	35261	35842	41596	54374	41301
50	37908	38295	38845	37371	37908	44732	58490	44309
52	40603	40969	41476	40106	40603	47978	62732	47402
54	43461	43728	44187	43010	43461	51334	67120	50594
56	46451	46585	46990	46050	46451	54799	71672	53900
58	49787	49516	49862	49441	49787	58375	76351	57291
60	53353	52545	52826	53069	53353	62060	81194	60795
65	62168	60472	60567	62070	62168	71753	93911	69968
70	71250	68934	69188	70988	71250	82133	107537	79758
75	80625	78698	78698	80625	80625	93200	122072	91056
80	90000	88814	88814	90000	90000	104954	137517	102760
85	99375	99535	99535	99375	99375	117395	153872	115164
90	108750	110860	110860	108750	108750	130523	171137	128268
95	118125	122791	122791	118125	118125	144339	189311	142072
100	127500	135326	135326	127500	127500	158841	208395	156576

- 1) Φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) Φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) Φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) Φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_3 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Größte Auflagerkräfte für Einfeldträgerbrücken mit einem Gleis aus Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr mit dynamischem Beiwert [kN]

Stützweite [m]	I / 1904	II / 1904	Ö N-Zug / 1926	BE 1934 / N, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / N, $\varphi_2^{2)}$	BE 1934 / N, $\varphi_1^{3)}$	BE 1934 / N, $\varphi_0^{4)}$	BE 1934 / E, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / E, $\varphi_2^{2)}$
1	220	176	275	447	410	374	349	447	410
2	273	229	344	530	489	448	418	530	489
3	326	255	413	641	594	547	511	641	594
4	387	277	516	779	725	670	625	779	725
5	452	338	605	892	832	773	721	874	815
6	469	370	688	1020	954	890	831	938	878
7	528	392	786	1144	1079	1005	938	972	917
8	572	409	877	1254	1185	1109	1035	1066	1007
9	606	437	963	1387	1312	1233	1151	1158	1095
10	639	470	1059	1492	1422	1335	1245	1234	1176
12	714	546	1203	1698	1622	1535	1432	1346	1285
14	793	619	1355	1885	1809	1721	1605	1462	1403
16	857	678	1513	2070	1994	1905	1776	1591	1533
18	921	734	1673	2253	2179	2090	1948	1674	1619
20	1001	788	1843	2457	2384	2294	2139	1793	1740
22	1086	839	2013	2642	2572	2483	2314	1935	1883
24	1177	887	2165	2851	2782	2695	2511	2051	2001
26	1254	936	2322	3038	2972	2887	2689	2166	2119
28	1330	982	2480	3199	3135	3054	2845	2309	2263
30	1412	1027	2640	3359	3298	3221	2999	2395	2352
32	1487	1073	2806	3485	3429	3356	3124	2507	2466
34	1557	1118	2972	3640	3587	3518	3274	2618	2580
36	1622	1161	3128	3761	3711	3647	3394	2729	2693
38	1687	1206	3279	3913	3866	3806	3542	2840	2806
40	1748	1249	3420	4029	3985	3930	3656	2950	2918

Stützweite [m]	I / 1904	II / 1904	Ö N-Zug / 1926	BE 1934 / N, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / N, $\varphi_2^{2)}$	BE 1934 / N, $\varphi_1^{3)}$	BE 1934 / N, $\varphi_0^{4)}$	BE 1934 / E, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / E, $\varphi_2^{2)}$
42	1807	1291	3553	4142	4101	4050	3767	3060	3029
44	1865	1335	3684	4249	4212	4166	3874	3129	3101
46	1921	1377	3809	4396	4360	4319	4016	3237	3211
48	1975	1419	3927	4500	4468	4431	4119	3344	3320
50	2029	1462	4045	4643	4613	4580	4257	3450	3428
52	2082	1504	4158	4737	4709	4680	4349	3553	3532
54	2133	1546	4267	4828	4803	4778	4439	3655	3636
56	2185	1588	4376	4958	4935	4914	4565	3753	3736
58	2235	1626	4481	5040	5019	5003	4646	3851	3836
60	2284	1667	4583	5154	5154	5154	4767	3938	3938
65	2405	1776	4834	5411	5411	5411	5015	4225	4225
70	2524	1884	5074	5704	5704	5704	5299	4454	4454
75	2639	1991	5305	5951	5951	5951	5522	4692	4692
80	2754	2097	5533	6246	6246	6246	5791	4985	4985
85	2866	2203	5754	6472	6472	6472	5996	5215	5215
90	2977	2308	5970	6751	6751	6751	6251	5506	5506
95	3088	2412	6185	7026	7026	7026	6504	5730	5730
100	3197	2516	6395	7297	7297	7297	6753	5951	5951

- 1) φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_1 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Tabellenwerte

Stützweite [m]	BE 1934 / E, $\varphi_1^{3)}$	BE 1934 / E, $\varphi_0^{4)}$	BE 1934 / G, $\varphi_3^{1)}$	BE 1934 / G, $\varphi_2^{2)}$	BE 1934 / G, $\varphi_1^{3)}$	BE 1934 / G, $\varphi_0^{4)}$	B 4003 / 1956 / S	B 4003 / 1956 / L	B 4003 / 1984 / (0)
1	374	349	357	328	299	279	393	314	421
2	448	418	440	406	372	347	462	385	458
3	547	511	526	487	448	419	557	456	528
4	670	625	584	543	502	469	675	563	720
5	757	707	678	632	587	548	770	622	855
6	819	764	765	716	668	623	882	662	919
7	854	797	869	820	764	713	991	743	975
8	942	880	941	889	832	776	1088	816	1026
9	1030	961	996	943	886	827	1168	876	1075
10	1104	1030	1047	998	937	874	1245	934	1121
12	1217	1135	1186	1132	1072	1000	1390	1043	1210
14	1335	1245	1304	1251	1190	1110	1537	1153	1297
16	1464	1365	1437	1385	1323	1233	1679	1259	1382
18	1553	1448	1571	1520	1457	1358	1817	1363	1466
20	1674	1561	1682	1632	1571	1464	1951	1463	1549
22	1818	1694	1793	1745	1685	1570	2084	1563	1632
24	1939	1806	1851	1806	1749	1630	2211	1658	1715
26	2058	1918	1955	1912	1858	1731	2354	1766	1797
28	2204	2053	2086	2045	1992	1855	2479	1859	1879
30	2297	2139	2161	2122	2073	1930	2621	1966	1961
32	2414	2247	2262	2226	2178	2028	2762	2071	2042
34	2530	2355	2331	2297	2253	2097	2902	2177	2124
36	2646	2463	2430	2397	2356	2193	3020	2265	2205
38	2762	2570	2494	2463	2425	2257	3160	2370	2286
40	2877	2677	2590	2562	2526	2350	3275	2456	2367

Tabellenwerte

Stützweite [m]	BE 1934 / E, φ_1 ³⁾	BE 1934 / E, φ_0 ⁴⁾	BE 1934 / G, φ_3 ¹⁾	BE 1934 / G, φ_2 ²⁾	BE 1934 / G, φ_1 ³⁾	BE 1934 / G, φ_0 ⁴⁾	B 4003 / 1956 / S	B 4003 / 1956 / L	B 4003 / 1984 / (0)
42	2992	2783	2649	2623	2591	2410	3414	2560	2448
44	3068	2853	2743	2718	2689	2501	3551	2663	2529
46	3180	2957	2797	2775	2748	2555	3661	2746	2609
48	3293	3061	2849	2828	2805	2607	3799	2849	2690
50	3403	3163	2939	2920	2899	2695	3905	2929	2770
52	3510	3262	2982	2965	2947	2739	4037	3027	2851
54	3617	3361	3068	3052	3036	2821	4168	3126	2931
56	3720	3456	3104	3090	3077	2858	4295	3221	3011
58	3823	3551	3186	3173	3162	2937	4423	3317	3091
60	3938	3643	3209	3209	3209	2968	4512	3384	3171
65	4225	3916	3349	3349	3349	3104	4817	3613	3371
70	4454	4138	3477	3477	3477	3230	5036	3777	3571
75	4692	4354	3662	3662	3662	3398	5324	3993	3770
80	4985	4621	3784	3784	3784	3508	5564	4173	3968
85	5215	4831	3896	3896	3896	3609	5843	4382	4167
90	5506	5098	4064	4064	4064	3763	6069	4552	4365
95	5730	5304	4161	4161	4161	3852	6340	4755	4563
100	5951	5507	4322	4322	4322	3999	6556	4917	4760

- 1) φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_1 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Stützweite [m]	B 4003 / 1984 / (2)	B 4003 / 1994 / (0)	B 4003 / 1994 / (2)	B 4003 / 1994 / SW	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_2
1	509	420	508	125	420	503	508	609	125
2	554	501	606	251	501	600	606	726	251
3	639	620	751	376	620	743	751	899	376
4	872	729	882	486	729	869	882	1051	486
5	1034	794	961	573	794	931	961	1127	573
6	1112	878	1062	657	878	1016	1062	1229	657
7	1180	941	1139	740	941	1078	1139	1304	740
8	1242	997	1206	821	997	1131	1206	1368	821
9	1300	1047	1267	901	1047	1178	1267	1426	901
10	1356	1094	1323	980	1094	1222	1323	1479	980
12	1464	1181	1429	1135	1181	1303	1429	1577	1135
14	1569	1263	1529	1288	1263	1380	1529	1670	1288
16	1672	1343	1625	1439	1343	1454	1625	1760	1439
18	1774	1421	1719	1588	1421	1527	1719	1848	1588
20	1875	1498	1813	1736	1498	1600	1813	1936	1736
22	1975	1574	1905	1882	1574	1671	1905	2022	1882
24	2075	1649	1995	2028	1649	1742	1995	2107	2028
26	2175	1724	2086	2169	1724	1813	2086	2193	2169
28	2274	1799	2176	2289	1799	1883	2176	2278	2289
30	2373	1873	2267	2391	1873	1953	2267	2363	2391
32	2471	1947	2355	2477	1947	2022	2355	2447	2477
34	2570	2020	2444	2560	2020	2091	2444	2531	2560
36	2668	2094	2534	2651	2094	2161	2534	2614	2651
38	2766	2167	2623	2746	2167	2230	2623	2699	2746
40	2864	2240	2710	2847	2240	2299	2710	2781	2847

Tabellenwerte

Stützweite [m]	B 4003 / 1984 / (2)	B 4003 / 1994 / (0)	B 4003 / 1994 / (2)	B 4003 / 1994 / SW	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_2	EN 1991-2 / 2003 / alpha=1,21, Φ_3 ⁵⁾	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_2
42	2962	2315	2801	2953	2314	2368	2800	2865	2951
44	3060	2400	2904	3077	2386	2436	2887	2948	3059
46	3157	2485	3007	3203	2459	2505	2975	3031	3169
48	3255	2570	3110	3332	2531	2573	3063	3113	3281
50	3352	2655	3213	3463	2604	2641	3151	3196	3396
52	3449	2741	3316	3597	2676	2709	3238	3278	3512
54	3547	2826	3419	3732	2749	2778	3326	3361	3630
56	3644	2911	3522	3869	2821	2846	3414	3443	3750
58	3740	2995	3623	4005	2892	2913	3500	3524	3869
60	3837	3080	3726	4134	2965	2981	3587	3607	3980
65	4079	3291	3982	4422	3144	3149	3804	3810	4225
70	4320	3503	4238	4669	3324	3336	4022	4037	4430
75	4561	3714	4494	4883	3537	3537	4280	4280	4650
80	4802	3925	4749	5070	3738	3738	4523	4523	4828
85	5042	4136	5004	5235	3939	3939	4766	4766	4985
90	5281	4346	5259	5381	4139	4139	5008	5008	5125
95	5521	4557	5514	5513	4340	4340	5251	5251	5250
100	5760	4768	5769	5631	4541	4541	5495	5495	5363

- 1) φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_1 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll

Stützweite [m]	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_3 ⁵⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 alpha=1,21, Φ_1 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 alpha=1,21, Φ_2 ⁷⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_1 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_2 ⁷⁾	Vorschlag für das neue Lastbild / UIC 2000, Φ_{2000}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,3 x UIC 71, Φ_{Class}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,4 x UIC 71, Φ_2
1	150	438	508	108	125	577	649	588
2	300	523	606	216	251	638	741	701
3	450	647	751	324	376	698	887	869
4	579	770	882	424	486	756	1047	1021
5	672	850	961	507	573	815	1183	1112
6	761	950	1062	588	657	942	1343	1229
7	847	1029	1139	668	740	1046	1470	1318
8	931	1098	1206	747	821	1137	1581	1396
9	1013	1161	1267	825	901	1218	1683	1466
10	1094	1220	1323	903	980	1294	1778	1531
12	1253	1330	1429	1057	1135	1434	1955	1654
14	1407	1435	1529	1209	1288	1564	2121	1769
16	1558	1535	1625	1359	1439	1688	2281	1880
18	1707	1633	1719	1509	1588	1808	2438	1989
20	1853	1731	1813	1657	1736	1926	2593	2098
22	1998	1826	1905	1805	1882	2042	2744	2204
24	2141	1921	1995	1952	2028	2157	2894	2309
26	2280	2015	2086	2095	2169	2271	3045	2414
28	2396	2109	2176	2218	2289	2384	3193	2518
30	2492	2202	2267	2323	2391	2497	3342	2622
32	2573	2295	2355	2413	2477	2610	3490	2725
34	2651	2387	2444	2500	2560	2722	3637	2828
36	2735	2480	2534	2594	2651	2833	3785	2931
38	2826	2572	2623	2693	2746	2945	3933	3034
40	2921	2663	2710	2797	2847	3056	4079	3136

Stützweite [m]	EN 1991-2 / 2003 / SW 2, Φ_3 ⁵⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 $\alpha=1,21$, Φ_1 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 $\alpha=1,21$, Φ_2 ⁷⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_1 ⁶⁾	UIC – Kodex 776-1 E / 1994 / UIC 71 SW 2, Φ_2 ⁷⁾	Vorschlag für das neue Lastbild / UIC 2000, Φ_{2000}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,3 x UIC 71, Φ_{Class}	Vorschlag für das neue Lastbild / 1,4 x UIC 71, Φ_2
42	3020	2756	2800	2905	2951	3168	4227	3239
44	3123	2847	2887	3016	3059	3279	4373	3341
46	3228	2938	2975	3129	3169	3390	4519	3442
48	3335	3029	3063	3245	3281	3500	4666	3544
50	3445	3120	3151	3364	3396	3611	4812	3645
52	3556	3212	3238	3483	3512	3722	4959	3747
54	3668	3303	3326	3605	3630	3833	5105	3848
56	3782	3394	3414	3728	3750	3943	5252	3950
58	3896	3484	3500	3851	3869	4054	5397	4049
60	4001	3575	3587	3966	3980	4164	5543	4151
65	4231	3800	3804	4220	4225	4440	5908	4401
70	4446	4027	4022	4436	4430	4716	6274	4653
75	4650	4280	4280	4650	4650	4992	6639	4952
80	4828	4523	4523	4828	4828	5268	7003	5233
85	4985	4766	4766	4985	4985	5543	7368	5515
90	5125	5008	5008	5125	5125	5819	7731	5795
95	5250	5251	5251	5250	5250	6094	8096	6076
100	5363	5495	5495	5363	5363	6369	8461	6357

- 1) Φ_3 ... mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagsplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern
- 2) Φ_2 ... mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle 3, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 3) Φ_1 ... mit durchgehender Bettung und im Falle 2, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 4) Φ_0 ... mit durchgehender Bettung wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
- 5) Φ_3 ... bei Endquerträgern und bei der Berechnung der offenen Fahrbahn
- 6) Φ_1 ... Erhaltungszustand der Strecke anspruchsvoll
- 7) Φ_2 ... Erhaltungszustand der Strecke weniger anspruchsvoll