

Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt

Lehrstuhl für Verkehrswegebau

Theoretische und experimentelle Untersuchungen an Spannbetonschwellen

Franz Xaver Haban

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Rolf Moeckel

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr.techn. Günter Prager

Die Dissertation wurde am 03.05.2016 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt am 19.09.2016 angenommen.

Inhalt

1	Einführung.....	1
1.1	Die Entwicklung des Schotteroberbaus.....	1
1.1.1	Bergwerks- und Kohlebahnen.....	1
1.1.2	Die Eisenbahn als Verkehrsmittel	2
1.1.3	Steinschwellenoberbau	3
1.1.4	Holzlängsschwellenoberbau	3
1.1.5	Holzquerschwellenoberbau.....	4
1.1.6	Eisenschwellen	5
1.1.7	Betonschwellen.....	5
1.2	Situation im Oberbau heute	8
1.2.1	Anteil der Schwellenarten	8
1.2.2	Herstellverfahren von Betonschwellen in Deutschland	9
1.2.3	Verteilung der Schäden	10
1.3	Zielsetzung.....	13
2	Bemessungsverfahren	15
2.1	Definitionen	15
2.1.1	Biegemoment infolge normaler Betriebsbelastungen.....	16
2.1.2	Biegemoment für Biegeprüfung an Betonschwellen	16
2.1.3	Theoretisch aufnehmbare Biegemomente	17
2.1.4	Biegemoment zur Erzeugung des ersten Risses in der Betonschwelle ...	18
2.1.5	Festlegung der Bezeichnungen für weitere Betrachtungen	18
2.2	Grundsätze für Bemessung, Bauart und Zulassungsverfahren 1982.....	19
2.2.1	Statische Stützpunktkraft	19
2.2.2	Dynamische Stützpunktkraft	23
2.2.3	Charakteristisches Biegemoment	24
2.2.4	Statischer Nachweis	27
2.2.5	Bemessung B 70.....	28
2.2.6	Zulassungsprüfungen	33
2.2.7	Qualitätsprüfung.....	35

2.3	Normenreihe DIN EN 13230:2003, UIC-Kodex 713 und BN 918143:2005 ..	36
2.3.1	Normenreihe DIN EN 13230:2003	36
2.3.2	Berechnungsverfahren nach UIC-Kodex 713	38
2.3.3	Umsetzung in BN 918143:2005	41
2.3.4	Schlussfolgerungen zur DIN EN 13230:2003 und UIC-Kodex 713	45
2.4	prEN 13230-6:2015.....	46
2.4.1	Dynamische Stützpunktkraft	48
2.4.2	Charakteristische Momente	50
2.4.3	Statischer Nachweis	56
2.4.4	Biegeprüfungen.....	57
2.5	Vergleich Prüfanforderungen	61
3	Prüfung der Tragfähigkeit an Spannbetonschwellen aus Betriebsgleisen.....	64
3.1	Ziel der Prüfungen.....	64
3.2	Prüfungen an Spannbetonschwellen B 55	64
3.2.1	Prüfung einer über 26 Jahre alten Spannbetonschwelle B 55	65
3.2.2	Prüfungen an über 35 Jahre alten Spannbetonschwellen B 55	66
3.3	Prüfungen an Spannbetonschwellen B 70	67
3.3.1	Prüfungen an 20 Jahre alten Spannbetonschwellen B 70	67
3.3.2	Prüfungen an 26 Jahre alten Spannbetonschwellen B 70	71
3.3.3	Prüfungen an 34 Jahre alten Spannbetonschwellen B 70	74
3.3.4	Prüfungen an neuen Spannbetonschwellen B70	76
3.4	Ergebnisse der Prüfungen an Spannbetonschwellen aus Betriebsgleisen ..	77
4	Bestimmung der Vorspannkraftverluste	79
4.1	Ziel der Prüfungen.....	79
4.2	Prüfprogramm	79
4.3	Schwellen mit glatten Spannstählen und Endverankerung	81
4.3.1	Prüfswellen	81
4.3.2	Messungen der Vorspannkraft.....	83
4.3.3	Schwellenprüfungen	85

4.4	Schwellen mit profilierten Spannstählen	88
4.4.1	Prüfswellen	88
4.4.2	Schwelle ohne Zusatzbewehrung	89
4.4.3	Schwellen mit Scheiben als Endverankerung	92
4.4.4	Schwelle mit Bügelbewehrung	93
4.4.5	Schwelle mit Scheiben und Bügelbewehrung	94
4.5	Zusammenfassung der Untersuchungen hinsichtlich der Vorspannkraft	95
5	Bestimmung der Biegezugfestigkeit des Betons an Schwellen	97
5.1	Ziel der Prüfungen	97
5.2	Theoretische Betrachtungen der Biegezugfestigkeiten	98
5.3	Ermittlung der Biegezugfestigkeit an 28 Tage alten Schwellen	105
5.4	Theoretische Betrachtungen zur Dauerbiegezugfestigkeit	108
5.5	Ermittlung der Dauerbiegezugfestigkeit an Schwellen	110
5.6	Ermittlung der Biegezugfestigkeit an 180 Tage alten Schwellen	113
5.7	Zusammenfassung Biegezugfestigkeiten	114
6	Empfehlungen für Schwellenbemessung	117
6.1	Prüfkriterien für Standardschwelle B 70	117
6.2	Optimierte Spannbetonschwelle	118
7	Zusammenfassung	121

1 EINFÜHRUNG

1.1 Die Entwicklung des Schotteroberbaus

1.1.1 Bergwerks- und Kohlebahnen

Als Vorläufer unserer heutigen Eisenbahnen kann man die ab dem 16. Jahrhundert in Deutschland vorhandenen spurgeführten Bergwerksbahnen ansehen. Die Förderwagen wurden dabei von Hand auf hölzernen Spurbahnen geschoben. Zur Schonung der Holzbohlen und einer damit erzielten längeren Nutzungsdauer wurden die stark beanspruchten Holzbohlen mit eisernen Schutzschienen benagelt. Von Deutschland aus kam die Idee dieser Bohlenbahn mit deutschen Bergleuten nach England und wurde auch hier im Bergwerksbau verwendet [1].



Abbildung 1: Holzbahn aus dem 16. Jh.,
Deutsches Technik Museum Berlin

Die Kohle wurde zu dieser Zeit noch direkt von Pferden vom Bergwerk abtransportiert, später spannte man die Pferde dann vor einfache einachsige Karren. Diese Transportkarren versetzten die Wege allerdings in einen nahezu unpassierbaren Zustand. So kam man in England ab ca. 1620 auf die Idee, die Bohlenbahn, wie sie in Bergwerken verwendet wird, auch auf der Straße zu verwenden. Dazu wurden die von den Rädern ausgefahrenen Spurrinnen mit Holzbohlen ausgelegt und einachsige wurden durch zweiachsige Wagen ersetzt. Zur Stabilisierung der Längsbohlen wurden auf Anregung eines Kohlengrubenbesitzers namens Beaumont ab ca. 1630 Querhölzer angenagelt und so ein zusammenhängender Fahrweg geschaffen, aber es handelte sich noch immer um reine Holzbahnen. Mit diesen Maßnahmen wurde gegenüber dem direkten Transport mit Pferden eine Steigerung der Transportkapazität von ursprünglich 150 kg auf ca. 500 bis 750 kg mit den einachsigen Karren und auf ca. 2000 bis 3000 kg mit den zweiachsigen Pferdefuhrwerken erreicht. Damit konnte auf diesen Holzbahnen eine bis zu viermal so große Last transportiert werden, wie es auf den damals üblichen Straßen möglich war. Aber auch die Bohlen der Holzbahnen wurden bald an stark beanspruchten Stellen mit Eisenbändern beschlagen, um einen langlebigeren Fahrweg zu erhalten. Um die Fahreigenschaften weiter zu verbessern und Entgleisungen zu vermeiden, wurden zur Führung der Wagen an den Außenseiten der Holzbohlen Bandeisen festgenagelt. All diese Maßnahmen erwiesen sich aber nicht als dauerhaft genug, da die Befestigung der Bandeisen mit Nägeln der Belastung und Erschütterung nicht lange standhielt.

Daraufhin wurden ab 1738 gusseiserne Beläge verwendet, die jedoch aufgrund der unzureichenden Dimensionierung schnell brachen. Der Durchbruch gelang dem Eisenwerkbesitzer Reynolds 1767, als er die Bandeisen durch 1,25 Zoll (31,75 mm) dicke Gussplatten ersetzte [1].

In einem Bergwerk bei Sheffield wurden dann ab 1776 die ersten von John Curr entwickelten gusseisernen Winkelschienen verwendet, die auf Langhölzern gelagert waren. Zur Sanierung dieses Längsschwellenoberbaus wurden an den schadhaften Stellen Steinblöcke oder Querhölzer untergeschoben. Hier wurden bereits die ersten Erfahrungen gemacht, dass auch der Querschwellenoberbau in der Lage ist, die Beanspruchungen aus dem Betrieb aufzunehmen [1].

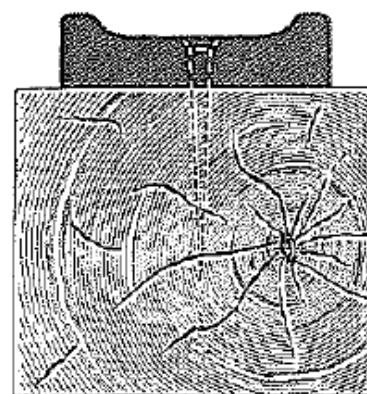


Abbildung 2: Reynolds-Schiene

Die Winkelschienen wurden schließlich auch außerhalb der Bergwerke eingesetzt, so z.B. auf der im Jahr 1800 eröffneten, zunächst noch mit Pferden betriebenen Eisenbahn von Merthyr-Tydfil nach Aberdare-Junction. Die Winkelschienen waren dabei auf Steinschwellen befestigt. Auf dieser Strecke führte Trevithick 1804 bereits die ersten Versuche mit einer Dampflokomotive durch. 1819 schließlich wurde die Hatton-Kohlenbahn mit Stephenson-Dampflokomotiven in Betrieb genommen. Von England aus kam die Verwendung der Eisenbahn als Transportmittel nach Deutschland und ab den 1830er Jahren



Abbildung 3: Bauart Curr, Deutsches Technik Museum Berlin

wurden in mehreren Kohlengruben mit Pferden betriebene Eisenbahnen versehen, so z.B. die Zeche Nachtigall in Witten mit der 6 km langen Muttenthalbahn [1].

1.1.2 Die Eisenbahn als Verkehrsmittel

Ab Ende des 18. Jahrhunderts gab es erste Bemühungen, die Vorteile des Schienenwegs auch für die Beförderung von Personen zu nutzen. So wurde die erste, noch von Pferden betriebene, Eisenbahn im Jahr 1794 auf der Strecke von Cardiff nach Merthyr-Tydfil für die Allgemeinheit in Betrieb genommen. Als Oberbau kam der bekannte Steinschwellenoberbau zum Einsatz, der bereits für die 1825 mit Dampflokomotiven betriebenen Strecke Stockton-Darlington oder der 1829 eröffneten Strecke Liverpool-Manchester Verwendung fand. 1835 wurde schließlich die Bayerische Ludwigsbahn von Nürnberg nach Fürth in Betrieb genommen, und dies ebenfalls mit Steinschwellenoberbau und Pilzschienen. Es gab zwar Bestrebungen, anstelle des Steinschwellenoberbaus den zu der Zeit in Amerika üblichen Holzlangschwellenoberbau zu verwenden, der englische Einfluss war jedoch so groß, dass die Strecke mit dem aus England bekannten Oberbau errichtet wurde [1].



Abbildung 4: Originaloberbau Bayer. Ludwigsbahn, DB Museum Nürnberg

1.1.3 Steinschwellenoberbau

Zu Beginn des spurgeführten Verkehrs hielt man Holz „auf keinen Fall für fähig, die zu einer guten Bahn unerlässlich nothwendige Genauigkeit der Schienenlage zu erhalten, selbst wenn sie anfänglich vollkommen hergestellt wäre“ (Henschel, 1844). Ferner führte die immer größer werdende Nachfrage nach Eisenbahnen zu Lieferengpässen für geeignete Holzschwellen, da noch keine Mittel zur Schwellenkonservierung verfügbar waren und so hauptsächlich Eichenholz verwendet wurde. Dadurch sind v.a. die englischen Ingenieure sehr früh dazu übergegangen, Einzelschwellen aus Stein als Unterlage für die Schienen zu verwenden. Hierfür wurden größtenteils quadratische Steinblöcke mit Seitenlängen von 50 bis 70 cm und Höhen von 2,5 bis 4 cm verwendet. Der Verlegeabstand schwankte je nach verwendeter Schiene zwischen 0,91 und 1,22 m. Diese Oberbauart verbreitete sich von England aus auch sehr schnell nach Deutschland. So wurden bis 1869 allein bei der Bayrischen Staatsbahn 396 km Gleis mit Steinschwellenoberbau gebaut. Allerdings war man sich damals noch nicht darüber im Klaren, welchen Einfluss der Betrieb auf den Verschleiß und die Instandhaltung des Oberbaus hat. So wurde diese Oberbauform in England als „permanent way“ bezeichnet und die Nutzungsdauer als unbegrenzt angesehen [2].

Anfangs glaubte man noch, durch die Verwendung des Steinschwellenoberbaus auf Spurhaltungsmaßnahmen verzichten zu können. Jedoch zeigte sich auch hier, dass die beiden Schienenstränge bei der fortwährenden Beanspruchung verbunden werden mussten. Zunächst wurden dafür steinerne Querschwellen verwendet, diese wurden aber wegen ihrer hohen Zerbrechlichkeit nach und nach durch hölzerne ersetzt. Aber insbesondere in Kurven wurden auch Querverbindungen aus Winkeleisen eingesetzt. Sehr schnell zeigten sich die mit der unzureichenden Lagegenauigkeit einhergehenden Nachteile, und es wurden die ersten Auswirkungen einer Abhebewelle beobachtet. So lockerte sich entweder die Befestigung der Schiene auf der Steinschwelle, was zu Schienenbrüchen führte, oder die Steinschwelle wurde von der entlasteten Schiene hochgehoben und wieder in die Bettung geschlagen, wodurch die Bettung immer mehr geschädigt wird. So fand der Steinschwellenoberbau ab ca. 1840 in England und in Deutschland ab ca. 1850 kaum noch Verwendung [1].

1.1.4 Holzlängsschwellenoberbau

Bei den ersten Bergwerksbahnen handelte es sich noch um reine Holzbahnen, bei denen die Holzbohlen die tragende Wirkung übernahmen. Nach und nach wurden die Holzbohlen mit immer stärker werden Eisenbeschlägen bis hin zu Schienen ausgerüstet, die selbst eine tragende Funktion übernahmen. Dadurch wurden diese Holzbohlen immer mehr zu Längsschwellen. Aufgrund des niedrigen Holzpreises, des hohen Eisenpreises und der noch qualitativ unzureichenden Eisenbeschläge fanden Holzlangschwellen eine große Verbreitung. V.a. in den USA war diese Oberbauart gang und gäbe, wodurch der Holzlängsschwellenoberbau häufig als amerikanische Bauweise bezeichnet wird. In Europa wurden im Allgemeinen etwa 20 Fuß (6,1 m) lange Holzschwellen mit Querschnittsabmessungen von etwa 7 bis 8 Zoll (17,8 bis 20,3 cm) Breite und 6 Zoll (15,2 cm) Höhe verwendet. Die schlechte Entwässerung und die

damit einhergehende rasche Verrottung des Holzes erwiesen sich als ein Nachteil des Längsschwellenoberbaus, was teilweise zum Austausch der Längsschwellen bereits nach 4 Jahren führte. Ein weiterer Nachteil war das Auftreten von Längsverwerfungen infolge des Temperatureinflusses, was zu kritischen Lageveränderungen führte. Vor allem aber die Probleme, die aus der mangelhaften Entwässerung herrührten, führten zu der Erkenntnis, dass eine durchlässige Bettung der Schwellen von entscheidender Bedeutung ist. Unter den Schienen wurden im Sanierungsfall Holzquerschwellen eingesetzt und man kam zu der Einsicht, dass die Querschwellen in Verbindung mit der „selbsttragenden“ Schiene ebenfalls in der Lage waren, die Belastungen aufzunehmen. So wurde der Längsschwellenoberbau ca. ab 1850 durch den Holzquerschwellenoberbau abgelöst.

1.1.5 Holzquerschwellenoberbau

Zwar gab es bereits ab 1797 vereinzelt Bahnen, die auf die Holzquerschwellen mit Winkelschienen zurückgriffen, vermehrt Anwendung fanden sie aber erst ab den 1830er Jahren mit Einführung der Pilzschienen. Die Holzquerschwellen für die Winkelschienen wiesen einen Querschnitt von 4,5 bis 5 Zoll (11,4 bis 12,7 cm) Breite und etwa 2,5 Zoll (6,4 cm) Höhe auf. Aufgrund der Probleme mit Steinschwellen und Holzlängsschwellen sowie der immer belastbar werdenden Schienen setzte sich ab ca. 1850 der Querschwellenoberbau im Eisenbahnbau dann endgültig durch. So wurde bereits 1866 [3] festgelegt, dass „die besten bisher angewandten Unterlagen ... diejenigen aus Holz, welches von einer Substanz durchdrungen ist, die es gegen Fäulnis schützt“ (§25) und „das System der Querschwellen dem der Langschwellen unbedingt vorzuziehen.“ (§25) sind. Langschwellen durften nur noch in Ausnahmefällen verwendet werden, allerdings wurde ausdrücklich auf die Notwendigkeit verwiesen, „mit einander verbunden (zu) werden, dass ihre gegenseitige Entfernung sich nicht verändern kann“ (§29). Auch der Einsatz von Steinschwellen wurde dahingehend beschränkt, dass sie nur noch dort verwendet werden dürfen, wo „bei neuen Bahnen ... ihr Bettungsmaterial den gewachsenen Boden erreicht“ (§30) bzw. „bei älteren Bahnen ..., wenn sich die Dämme vollkommen konsolidiert haben“ (§31). Interessant bei diesen Technischen Vereinbarungen ist auch, dass bereits die Wichtigkeit der Bettung berücksichtigt wurde. So wurde großer Wert auf die Frostbeständigkeit (§ 33) und eine „vollständige Entwässerung nach den Seiten des Planums“ (§34) gelegt und die Dicke des Bettungsmaterials auf mindestens 20 cm (§35) festgelegt.

Die Schwellenlänge variierte anfangs hierbei zwischen 2,13 m und 3,1 m und die Höhe zwischen 11,4 und 15,2 cm. Bei der Schwellenbreite wurde zwischen Mittelschwellen mit Breiten von ca. 18,8 cm bis 27,9 cm und Stoßschwellen für den Schienenstoß mit Breiten von ca. 28,2 bis 36,6 cm unterschieden. Ab 1886 wurde bei den Preußischen Staatsbahnen eine Länge von 2,5 m, eine Breite von 25 cm und eine Höhe von 16 cm vorgeschrieben [4]. Diese Querschnittsabmessungen der Holzschwellen gelten unverändert bis zum heutigen Tag [5] und auch der grundsätzliche Aufbau auf Planum und Schotterbett blieb weitestgehend identisch. Während anfangs ausschließlich

Eichenholz verwendet wurde, musste aufgrund der rückgängigen Holzbestände nach und nach auf andere Holzarten zurückgegriffen werden. Hauptsächlich das Holz von Kiefer, Fichte, Tanne und Lärche fand Verwendung. Buchenholz wurde erst mit dem Aufkommen eines verbesserten Holzschutzes durch Tränkungsverfahren verwendet. Ohne Tränkung ging man bei Schwellen aus Eichenholz von einer Lebensdauer von 15 Jahren, bei Fichten oder Kiefern von 5 bis 7 Jahren und bei Buchen von 3 Jahren aus [1].

1.1.6 Eisenschwellen

Parallel zur Entwicklung vom Längsschwellenoberbau zum Querschwellenoberbau aus Holz wurden in schottischen Kohlenbahnen bereits 1800 erste Versuche unternommen, die Schienen mit gusseisernen Platten zu stützen. Aufgrund der gewählten Höhen von etwa 2,5 Zoll (6,4 cm) und der noch nicht allzu ausgereiften Hüttentechnik erwiesen sich diese ersten Eisenschwellen jedoch als nicht widerstandsfähig genug.

Ab den 1840er Jahren gab es dann vermehrt Bestrebungen, auch Schwellen aus Eisen herzustellen. So wurden Einzelschwellen aus Gusseisen hergestellt, die in ihrer Form den Steinschwellen nachempfunden wurden. Allerdings zeigten sich ähnliche Probleme wie mit den Steineinzelschwellen, nämlich mangelnde Gleisstabilität, Zerbrechlichkeit und große Unterhaltskosten.

Die ersten geschweißten Querschwellen wurden ab 1850 eingesetzt. Die Eisenschwelle fand daraufhin eine große Verbreitung, da man bereits 1876 erkannte, dass „auf der ganzen Welt wächst nur ein Bruchtheil vom dem Eichenholze hinzu, welches alljährlich unter unseren Schienen gebettet wird, um dort, trotz aller Präparierung, in wenigen Jahrzehnten zu verfaulen“. So wurden bis in das Jahr 1890 weltweit ca. 40000 km mit Eisenschwellen ausgerüstet, was einem Anteil von etwa 7% entspricht [1].

1.1.7 Betonschwellen

Aufgrund steigender Eisenpreise und rückläufiger Holzvorkommen wurde 1884 von Monier die erste schlaff bewehrte Betonschwelle entworfen. Diese Eisenbetonschwellen konnten jedoch den Anforderungen, die an den Gleisbau gestellt wurden, bei Weitem noch nicht genügen. Sie führten aber zu Weiterentwicklungen in anderen Ländern. So wurde in Deutschland wurde 1906 auf der Strecke Nürnberg-Bamberg die erste schlaff bewehrte Betonschwelle der Firma Dyckerhoff & Widmann eingebaut [6]. Diese schlaff bewehrten Betonschwellen stellten aufgrund unzureichender Festigkeit zu dieser Zeit noch keine konkurrenzfähige Alternative zur Holzschwelle dar. Ein Durchbruch für die Verwendung der Betonschwelle stellte die Entwicklung des Spannbetons in den 1930er und 1940er Jahren dar. Diese Bauweise glich die geringe Zugfestigkeit des Betons aus und konnte die technischen Anforderungen auf wirtschaftliche Weise erfüllen. So wurde 1940 von den Heidelberger Portlandzementwerken die erste Spannbetonschwelle für die Deutsche Reichsbahn

hergestellt. Die daraus weiterentwickelte Spannbetonschwelle B 2 konnte über einen Zeitraum von 14 Jahren in Versuchsstrecken erprobt werden [7]. Begünstigend für die Entwicklung und Verbreitung der Betonschwelle waren die Holzknappheit und die große Anzahl der zerstörten Gleise nach dem 2. Weltkrieg. Außerdem wurde es aufgrund der Einführung des lückenlos verschweißten Gleises notwendig, einen schweren und steifen Gleisrost zu haben. Hierfür erwies sich die deutlich schwerere Betonschwelle geeigneter als die Holzschwelle [8]. Als weitere Vorteile wurden die gute Witterungsbeständigkeit, die längere Lebensdauer, die hohe Druckfestigkeit und infolge der Vorspannkraft die hohe Zugfestigkeit erkannt.

Allerdings wurde hinsichtlich der Formgebung und der verwendeten Spannstähle und des Spannverfahrens sehr viel experimentiert, so dass es anfangs sehr viele unterschiedliche Spannbetonschwellen gab. So wurden Schwellen mit unterschiedlichen Stäben, mit oder ohne Verbund und mit unterschiedlichem Mittelteil hergestellt [9], wie z.B. die B 6 (Herstelljahr 1948-50), die in der oberen Lage 2 Spannstäben \varnothing 10 mm und in der unteren Lage 2 Spannstäbe \varnothing 18 mm jeweils mit Verbund hergestellt wurde.

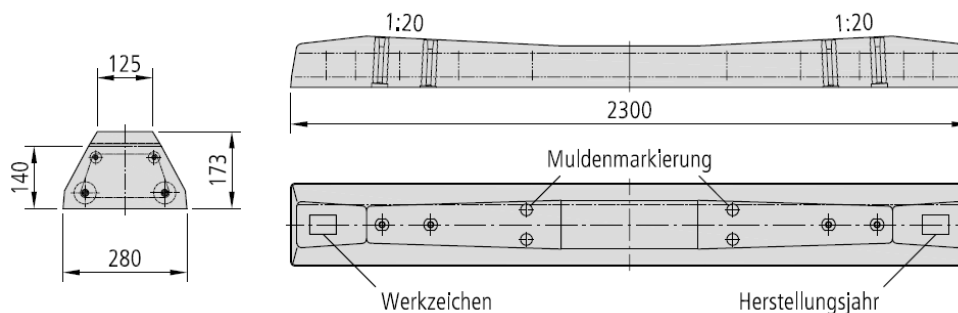


Abbildung 5: Spannbetonschwelle B 6 [9]

Um eine Reduzierung der Beanspruchung in Schwellenmitte zu erreichen, wurden die B 9 (Herstellzeitraum 1949-50) und die B 12 (Herstellzeitraum 1951-54), welche jeweils mit 2 Spannstäben \varnothing 18,6 mm ohne Verbund und Endverankerung hergestellt wurden, entwickelt. Hier sollte die Auflagerung im Schotter in Schwellenmitte durch eine angepasste Formgebung erreicht werden.

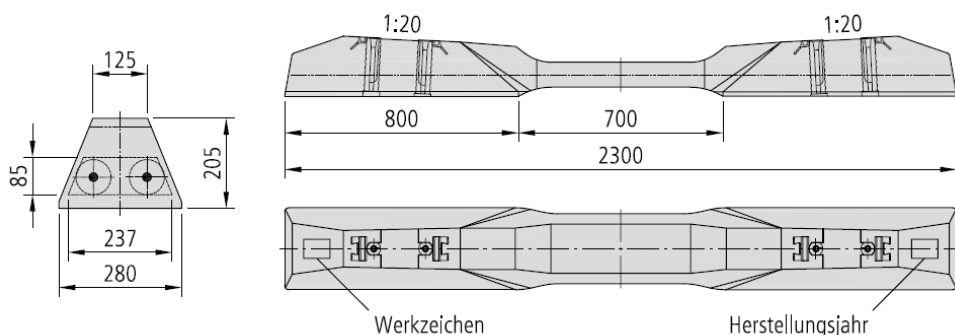


Abbildung 6: Spannbetonschwelle B 12 [9]

Die B 53 (Herstellzeitraum 1953-59) wurde in den Varianten mit 8 Spannstäben \varnothing 6,7 mm bzw. 4 Spannstäben \varnothing 9,7 mm im Verbund und ohne Verbund mit 2 Spannstäben

Ø 18,6 mm hergestellt, die Einleitung der Vorspannkraft erfolgte über Endverankerungen. Die aufgebrachte Vorspannkraft bei all diesen Typen lag bei ca. 260 kN.

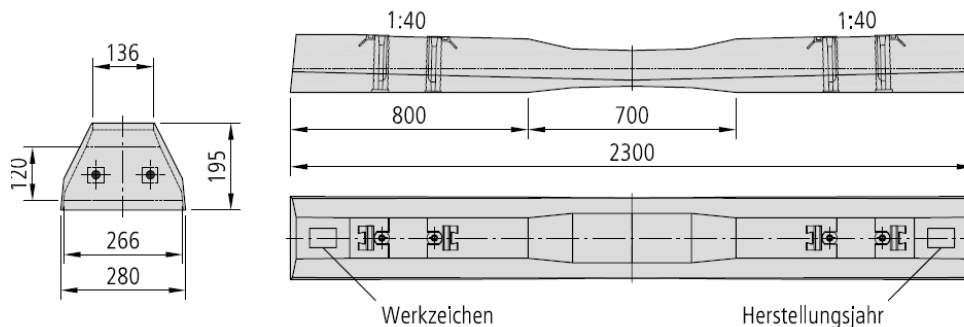


Abbildung 7: Spannbetonschwelle B 53 [9]

Schwellen ohne Verbund wurden zunächst teilvorgespannt um dann nach 28 Tagen voll vorgespannt zu werden.

Nach und nach kristallisierte sich aber ein Vorteil in der Verwendung von Schwellen mit Verbund heraus und es wurde auf die verringerte Höhe in Schwellenmitte verzichtet. So kam es letztendlich zur Entwicklung der 2,4 m langen Spannbetonschwelle B 58, die dann 12 Jahre lang die Standardschwelle bei der Bundesbahn war und auch noch heute in Neben- und S-Bahnen im Einsatz ist. Auch hier gab es anfangs sehr große Unterschiede hinsichtlich der Einleitung der Vorspannkraft, angefangen von 4 gerippten Spannstäben mit Ø 14,5 mm, Ø 12,0 mm und Ø 10,0 mm über 4 glatte Spannstäben Ø 9,7 mm mit Endverankerung bis 8 glatten Spannstählen Ø 6,9 mm, aber jeweils mit ca. 320 kN und einer vollständigen Einleitung der Vorspannkraft nach der Aushärtezeit von etwa 24 bis 48 Stunden.

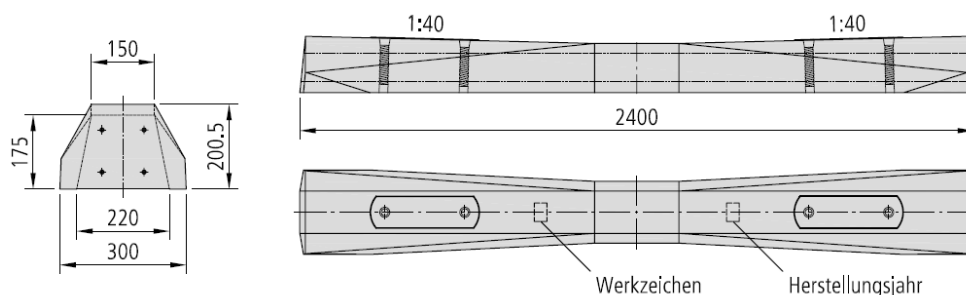


Abbildung 8: Spannbetonschwelle B 58 K für Rippenplattenbefestigung [9]

Eine gravierende Änderung in der Schwellengeometrie brachte die Einführung der W-Befestigung mit sich, die die bis dahin übliche K-Befestigung mit Rippenplatte ablöste. So wurde an der ab 1970 eingeführten Spannbetonschwelle B 70 das Schienenaufleger zur Aufnahme dieser Befestigung angepasst, wodurch sich die Höhe im Auflager vergrößerte. Die Vorspannkraft und auch die Geometrie in der Schwellenmitte blieben gegenüber der B 58 aber unverändert. Der zweite große Unterschied war die Verlängerung der Schwelle von 2,4 m auf 2,6 m, um eine bessere Lastverteilung in den Schotter und eine Reduzierung des Schienenauflagermoments zu

erreichen. Diese Schwelle ist in ihrer äußeren Geometrie und Vorspannkraft bis heute die Standardschwelle bei der Deutschen Bahn. Es gibt die B 70 entsprechend der Schwellenlänge der B 58 auch in der Variante mit der Länge 2,4 m.

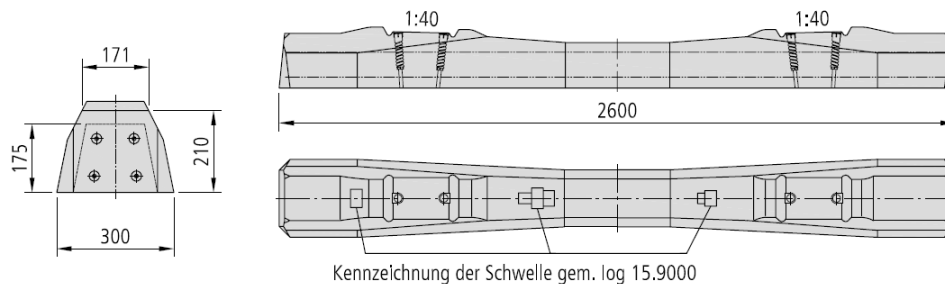


Abbildung 9: Spannbetonschwelle B 70 W [9]

1.2 Situation im Oberbau heute

1.2.1 Anteil der Schwellenarten

Laut Schätzungen beträgt die gesamte Gleislänge weltweit ca. 1,8 Mio. km [10], [11], [12], dies entspricht damit einem Volumen von ca. 3 Mrd. Schwellen, wovon der Anteil an Betonschwellen ca. 20% beträgt. In den meisten Ländern Europas werden im Zuge von Gleiserneuerungen und bei Neubaustrecken inzwischen hauptsächlich Betonschwellen verwendet, aber in Flächenstaaten wie z.B. den USA, Brasilien oder Australien, in denen der Schienenverkehr meist nur dem Güterverkehr dient, überwiegt nach wie vor die Holzschwelle. So liegen z.B. in den USA und Australien zusammen ca. 1,2 Mrd. Schwellen, wovon aber nur etwa 1/5 Betonschwellen sind. Zudem werden in den USA noch immer jährlich 13 Mio. Holzschwellen eingebaut, während die Anzahl der eingebauten Betonschwellen mit ca. 1 Mio. sehr gering ist [13].

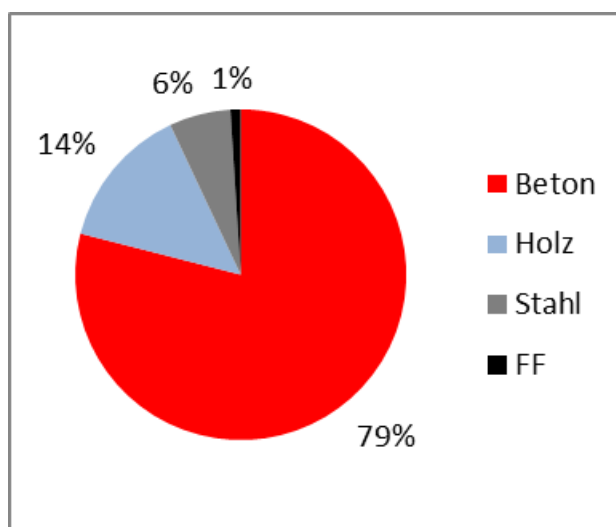


Diagramm 1: Verteilung der Gleisschwellen im Netz der DB AG [14]

Von den ca. 61153 km [15] Gleis der DB AG sind ca. 46800 km mit Betonschwellen ausgerüstet, wobei auf ca. 32400 km der Typ B 70 verwendet wird. Dies entspricht in

etwa 54 Mio. B 70 bei insgesamt 78 Mio. Betonschwellen. Dabei werden jährlich etwa 2,5 Mio. neue Schwellen im Gleis der DB AG verbaut. Von diesen im Netz liegenden Betonschwellen weisen ca. 110500 Schwellen Schäden auf, die den Schadstufen 1 und 2 zuzuordnen sind, d.h. dass die Schwellen soweit geschädigt sind, dass diese innerhalb von maximal 12 Monaten ausgetauscht werden müssen. Weitere ca. 382900 Schwellen weisen Schäden der Schadstufe 3 auf, d.h. die Liegedauer ist beeinträchtigt und es ist mit einer mittelfristigen Auswechslung zu rechnen [14].

1.2.2 Herstellverfahren von Betonschwellen in Deutschland

Während der letzten Jahre kristallisierten sich v.a. in Deutschland 3 unterschiedliche Spannverfahren heraus, welche den Hauptanteil der in Deutschland eingebauten Betonschwellen ausmachen:

- Sofortentschalverfahren mit nachträglichem Verbund

Bei diesem von der Firma Dyckerhoff & Widmann entwickelten System, oft auch DSA-Verfahren für Dyckerhoff-Spann-Anker genannt, wird der Beton in eine Schalung Form gegossen, sofort wieder ausgeschalt und der Beton härtet noch ohne Spannstahl aus. Durch Matrizen in der Form, die nach dem Betonieren herausgezogen werden, entstehen die Kanäle, in denen die Spannstähle später eingeführt werden. Hier werden glatte, gebogene Spannstähle Ø 9,5 mm, sogenannte Haarnadeln, verwendet. Nach Erreichen der notwendigen Umspannfestigkeit werden die Spannstähle in die Spannkanäle eingeführt und die Schwelle nachträglich vorgespannt. Auf der Spannseite wird die Vorspannkraft über Glocken eingeleitet, die in der Schwelle miteinbetoniert sind. Nach dem Vorspannvorgang wird der Zwischenraum zwischen Schwelle und Spannstahl mit einem Mörtel verfüllt.

- Spätentschalverfahren mit sofortigem Verbund ohne Endverankerung

Hierbei werden zunächst 4 profilierte Spannstähle Ø 9,5 mm gegen die Schwellenform vorgespannt und dann der Beton eingefüllt. Die Schwellen härten anschließend aus und nach Erreichen der notwendigen Umspannfestigkeit des Betons werden die Spannstähle vom Widerlager gelöst und die Vorspannkraft wird über Formschluss durch die Profilierung/Rippung der Spannstähle auf den Beton übertragen.

- Spätentschalverfahren mit sofortigem Verbund und Endverankerung

Hierbei werden 8 glatte Spannstähle, meist Ø 6,9 mm, köpfchengestaucht und über Ankerplatten gegen die Schwellenform vorgespannt. Nach dem Aushärten des Betons werden die Verschraubungen der Ankerplatten gelöst und die Vorspannkraft über die Ankerplatten auf den Beton übertragen.

1.2.3 Verteilung der Schäden

In den letzten Jahren kam es vermehrt zu Schäden an Spannbetonschwellen, deren Nutzungsdauer teils deutlich unter der angestrebten Nutzungsdauer lag. Dies waren z.B. Längs- und Querrisse, Einleitungsrisse oder Abplatzungen.

Im Rahmen von Untersuchungen der Gesellschaft zur Förderung der Spannbetonschwelle e.V. (GFS) wurden die Aufzeichnungen aus dem Qualitätsmanagementsystem der Schwellenhersteller ausgewertet, um einen eventuellen Zusammenhang zwischen den auftretenden Schäden und den Herstellverfahren ableiten zu können. Daher wurden in einem ersten Schritt der Zeitpunkt des Auftretens des Schadens und ein möglicher Zusammenhang mit dem Herstelljahr betrachtet [16]. Dabei handelt es sich allerdings nur um die Daten, die den Herstellern vorlagen. Dies bedeutet, dass größtenteils nur die Schäden erfasst werden konnten, die innerhalb der Gewährleistungsfrist von 5 Jahren an die Hersteller herangetragen wurden. Danach wurden innerhalb der Gewährleistungsfrist ca. 175000 Schadschwellen gemeldet. Weit mehr Meldungen betrafen Schwellen deren Gewährleistungsfrist bereits abgelaufen war. Aus diesem Umstand erklärt sich der große Unterschied zu den ca. 500000 Schadschwellen, von denen die DB AG ausgeht [14].

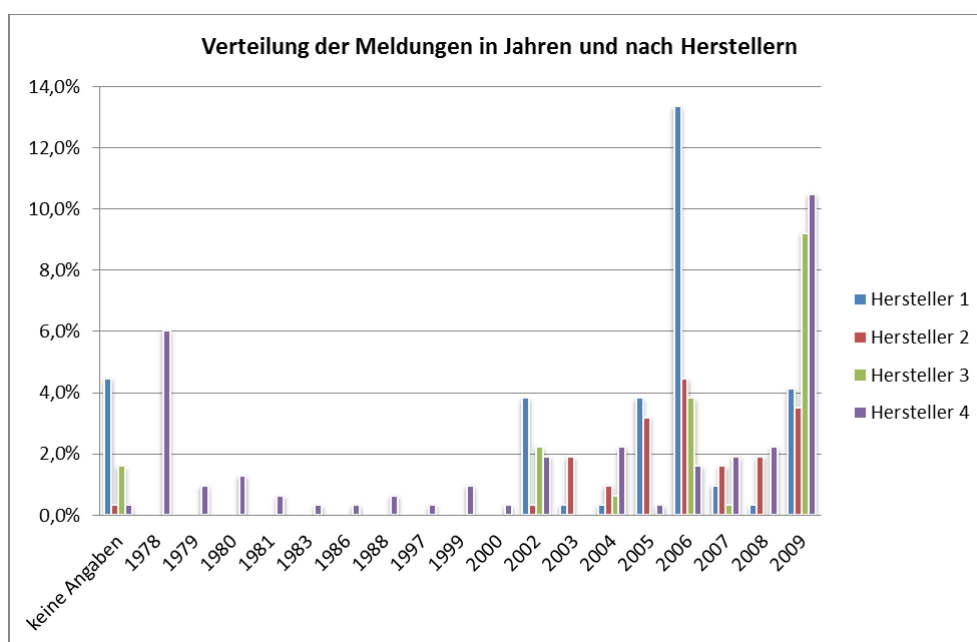
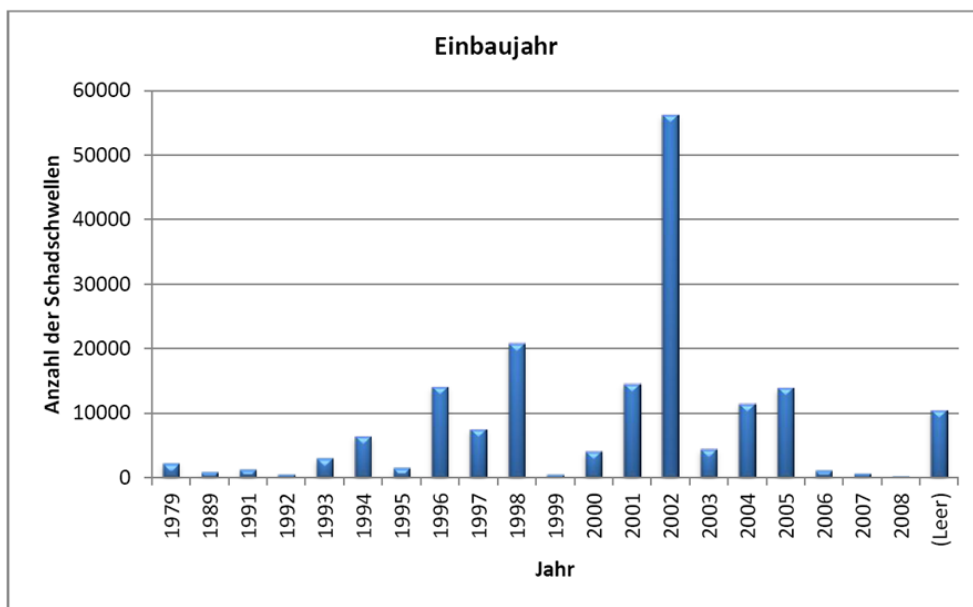


Diagramm 2: Zeitpunkt der Schadensmeldung [16]

Durch die Häufung der Schäden ab dem Jahr 2001 wurde ein Handlungsbedarf erkannt. Erst seit diesem Zeitpunkt wurden Schadschwellen systematisch erfasst und die zugehörigen Daten erhoben. Aus dem Zeitraum vor dem Jahr 2002 lagen deshalb nur von einem Hersteller Daten vor, wodurch man keine herstellerübergreifenden Schlüsse über das Auftreten der Schäden aus früheren Jahren ziehen kann. Dazu kommt, dass die Häufung schadhafter Schwellen zu einer Sensibilisierung der Anlagenverantwortlichen geführt hat, wodurch die Anzahl der Schadensmeldungen zunimmt und Schwellen gemeldet wurden, die vor dem infrage stehenden Zeitpunkt

nicht gemeldet wurden. Die beiden Diagramme zeigen anschaulich den zeitlichen Versatz zwischen dem Einbaujahr und dem Jahr der Meldung, da vor Ablauf der Gewährleistung gewöhnlich eine Gleisbegehung stattfindet. Die hierbei erkannten Schäden werden umgehend gemeldet. Unter den zuvor geschilderten Gegebenheiten lässt sich allerdings nicht ableiten, dass die Anzahl der Schäden zugenommen hat oder dass die Schwellen früher „besser“ waren.



5

Diagramm 3: Einbaujahr der gemeldeten Schadensschwellen [16]

Mit Beginn der systematischen Meldungen mussten die erkannten Schäden außerdem kategorisiert werden. Dabei wurde festgestellt, dass der häufigste Grund für eine Schadensmeldung Längs- und Sickenrisse waren. Eine genaue Unterscheidung der Risse stellte sich als notwendig heraus, da die Kategorie Längsrisse sowohl Risse, die vom Spannstahl als auch vom Dübel aus längs der Schwelle verlaufen, beinhaltet. Inzwischen versucht man die Längsrisse den Kategorien Einleitungsrisse und Dübelrisse zuzuordnen.



Abbildung 10: Längs- und Sickenriss [16]

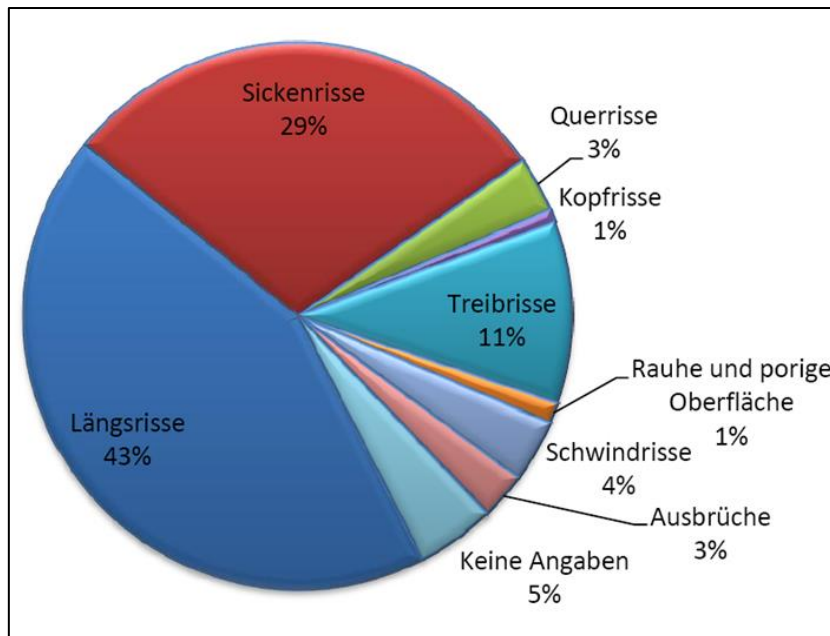


Diagramm 4: Verteilung der Meldungen nach Schadensart [16]

Diese kategorisierten Schadensmeldungen wurden nun den insgesamt 11 Schwellenwerken, aus denen die Schadschwellen stammten, zugeordnet (Diagramm 5). Dabei wurden auch Werke erfasst, die inzwischen stillgelegt worden waren. Hierbei ist allerdings zu bedenken, dass sich die Verteilung aus den absolut gemeldeten Schäden ergibt. Da die Anzahl der in diesen Werken insgesamt produzierten Schwellen nicht vorliegen, kann daraus keine herstellwerksbezogene Schadenshäufigkeit ausgewiesen werden. Darüber hinaus wurden die Schadensmeldungen nach der Art des Herstellverfahrens kategorisiert. Hierbei verhält es sich aber wie bei der Verteilung nach den Werken und es liegen keine Daten vor, wie viele Schwellen des jeweiligen Herstellverfahrens im Netz der DB AG verbaut wurden.

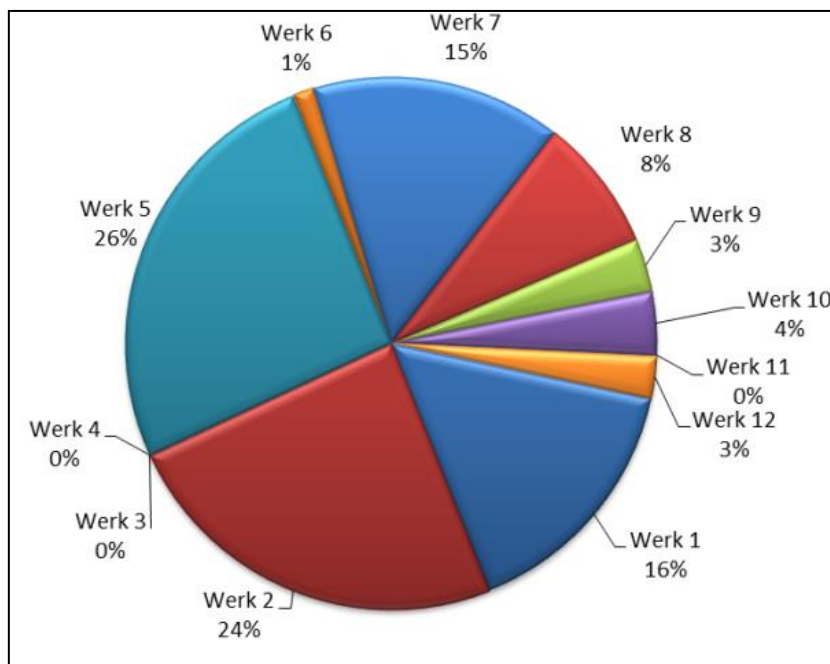


Diagramm 5: Verteilung der Schadensmeldung nach [16]

In Diagramm 6 wird die Verteilung der Schadschwellen in Abhängigkeit des Herstellverfahrens bezogen auf die Gesamtheit der gemeldeten Schwellen veranschaulicht. Hierbei nehmen Schwellen, die mit dem Sofortentschalverfahren produziert wurden, mit 29% noch einen sehr großen Anteil ein. Allerdings beinhalten diese Schadensmeldung oft auch Schadensmeldungen, welche die Oberflächenbeschaffenheit betreffen und die Dauerhaftigkeit nicht beeinflussen. Aus dieser Relation kann nicht abgeleitet werden, dass mehr als doppelt so viele Schäden im Gleis bei spätentschalteten Schwellen auftreten als bei Schwellen im Sofortentschalverfahren, da der Anteil der Spätentschaler deutlich höher ist.

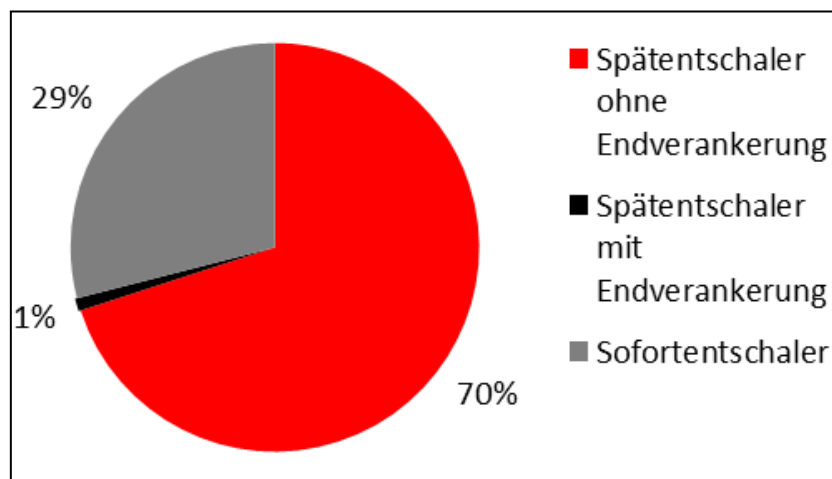


Diagramm 6: Verteilung der Schadensmeldung nach Werken und Herstellverfahren [16]

1.3 Zielsetzung

Betonschwellen sollen sich unter anderem durch eine lange Nutzungsdauer auszeichnen. Diese soll gegenüber der von Holzschwellen deutlich länger sein. Allerdings zeigt die Praxis, dass die Schadenshäufigkeit an Betonschwellen in den letzten Jahren deutlich zugenommen hat. Es gibt jedoch keine konkreten Erkenntnisse, woran diese Häufung der Schäden begründet liegt. So wurden zahlreiche Maßnahmen getroffen, um die Schäden an Schwellen kurz- und mittelfristig zu reduzieren, ohne die Wahl dieser Maßnahmen immer wissenschaftlich begründen zu können. So wurden z.B. Änderungen im Produktionsprozess vorgenommen und die Aushärtezeit der Schwellen in der Schalung erhöht, um größere Betonfestigkeiten zum Zeitpunkt des Vorspannens zu erreichen. Diese herstellungsbedingten Einflüsse spiegeln nur die eine Seite der Medaille wieder. Daher liegt der Schwerpunkt der Arbeit auf ausgewählten Einflüssen aus der Bemessung auf die Schadenshäufigkeit von Spannbetonschwellen.

Ziel ist es, die Eingangswerte für die Bemessung von Spannbetonschwellen zu untersuchen, um eventuelle Schadensursachen ausschließen zu können und damit eine Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Spannbetonschwellen zu erreichen.

Daher wird zunächst einmal das Bemessungsverfahren, das für die Spannbetonschwellen anzuwenden ist, genauer betrachtet werden. Im Besonderen soll dabei ein Augenmerk auf die Annahmen geworfen werden, welche für die

Schwellenbemessung maßgebend sind, wie z.B. die Lastannahmen oder die Betonkennwerte. Speziell bei diesen Parametern waren in den letzten Jahren infolge des zunehmenden Verkehrs und der verbesserten Betontechnologie deutliche Veränderungen der normativen Vorgaben festzustellen.

Im Anschluss an die theoretischen Betrachtungen und Berechnungen sollen die hier erzielten Ergebnisse durch Versuche verifiziert werden, um auf die tatsächlich vorhandenen Materialkennwerte rückschließen zu können. Dazu werden an Schwellen unterschiedlichen Alters Tragfähigkeitsversuche durchgeführt, um sowohl Aussagen hinsichtlich der Vorspannkraft als auch der Biegezugfestigkeit des Betons treffen zu können.

2 BEMESSUNGSVERFAHREN

2.1 Definitionen

In der Entwicklung der Spannbetonschwellen haben sich Bezeichnungen, Indizes und Begriffe bis zum heutigen Tag unzählige Male bspw. durch normative Anpassungen geändert. Deshalb ist ein direkter Vergleich der Bemessungsverfahren oft nicht möglich. Ein Beispiel dafür sind die oft unterschiedlich verwendeten Bezeichnungen für die verschiedenen Momente. Hierbei wurden oft verschiedene Bezeichnungen gewählt, obwohl sie dasselbe Moment beschrieben, andererseits wurden aber oft auch die gleichen Bezeichnungen gewählt, obwohl sie gänzlich andere Momente beschrieben. Dies führte und führt zu großen Verständnisschwierigkeiten, wenn man die Anforderungen an nahezu baugleiche Schwellen aus den unterschiedlichen Bemessungsverfahren vergleichen.

Daher werden zunächst die Bezeichnungen der verschiedenen Bemessungsverfahren erläutert, um für die weiteren Untersuchungen auf einheitliche Bezeichnungen zurückzugreifen. Auf die Berechnung der einzelnen Biegemomente und die zu treffenden Annahmen wird dann in den weiteren Kapiteln eingegangen.

Die maßgebenden Querschnitte für die Bemessung einer Spannbetonschwelle sind im Schienenaufleger an der Unterseite, dem positiven Biegemoment, und in Schwellenmitte an der Oberseite, dem negativen Biegemoment. Diese Bezeichnungen basieren auf der in der Statik üblichen Vorzeichendefinition.

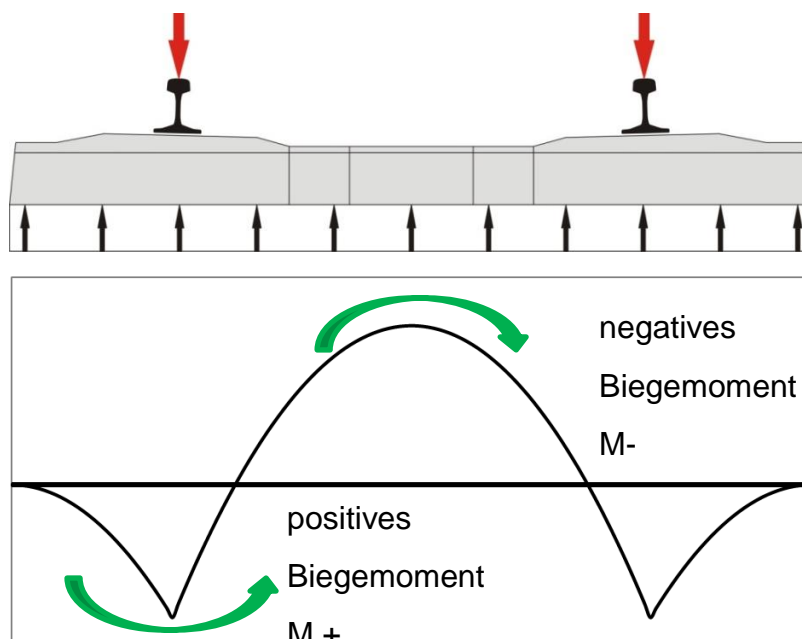


Abbildung 11: Schematischer Momentenverlauf

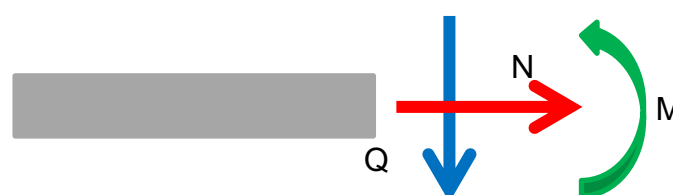


Abbildung 12: Vorzeichendefinition

2.1.1 Biegemoment infolge normaler Betriebsbelastungen

Im Folgenden werden zunächst diejenigen wesentlichen Bezeichnungen sowie die maßgebenden Schnittgrößenverläufe und die daraus resultierenden Nachweisorte anhand von Skizzen und normativen Festlegungen beschrieben.

In der im Entwurf vorliegenden europäischen Bemessungsnorm für Betonschwellen prEN 13230-6:2015 [17] wird das Biegemoment, welches infolge der dynamischen Stützpunktlast P_k unter normalen Betriebsbedingungen auftritt, als charakteristisches Moment M_k bezeichnet. Die Betonschwelle muss in der Lage sein, dieses Biegemoment über die angestrebte Lebensdauer sicher aufnehmen zu können. Dies beinhaltet auch, dass sowohl in der statischen Bemessung als auch in den Biegeprüfungen unter der Belastung mit dem charakteristischen Moment keine Risse auftreten dürfen. Hierfür wird eine statische Bemessung unter Berücksichtigung von Kriech-, Schwind- und Relaxationsvorgängen und der Dauerbiegezugfestigkeit des Betons vorgenommen. Für die Berechnung der dynamischen Stützpunktlast und damit des charakteristischen Moments werden die tatsächlich zu erwartenden Betriebsbelastungen, d.h. z.B. Achslast, Geschwindigkeit, Schwellenabstand, Schienenprofil, Steifigkeit der Schienenbefestigung und Gleislage, herangezogen. Zusätzlich werden Schwankungen der Auflagerbedingungen in Gleislängs- und -querrichtung infolge von Hohllagen oder ungleichmäßiger Bettung berücksichtigt.

In den Berechnungen, die den Bemessungsgrundsätzen von 1982 [18] zugrunde liegen, wurde dieses Moment als (Verkehrs)-Lastmoment bezeichnet, also als das Moment, das infolge der tatsächlich wirkenden Verkehrslasten entsteht.

Im UIC-Merkblatt aus dem Jahr 2004 [19] hingegen wurde das Biegemoment aus normalen Betriebsbelastungen als Bemessungsmoment bezeichnet.

2.1.2 Biegemoment für Biegeprüfung an Betonschwellen

Neben der statischen Bemessung ist die Biegeprüfung an den Betonschwellen das maßgebende Zulassungs- und Abnahmekriterium. Das Biegemoment, welches die Betonschwelle während der Biegeprüfung rissfrei aufnehmen können muss, wird in der prEN 13230-6:2015 als Prüfmoment M_t bezeichnet [17]. Dieses wird aus dem charakteristischen Biegemoment abgeleitet und beinhaltet die zeitabhängigen Vorspannkraftverluste zwischen dem Zeitpunkt der Biegeprüfung und der angestrebten Nutzungsdauer und der Biegezugfestigkeit zum Zeitpunkt der Biegeprüfung. Das bedeutet also, dass die Schwelle nicht auf ihre tatsächliche Tragfähigkeit hin geprüft wird, sondern nur auf die Anforderung, die sich aus dem charakteristischen Moment und der statischen Bemessung ergibt. Ist also die Schwelle stark überdimensioniert, z.B. infolge einer sehr hohen Vorspannkraft oder einer sehr hohen Biegezugfestigkeit, bleibt das Prüfmoment M_t weitgehend unverändert, obwohl die Tragfähigkeit der Schwelle deutlich zunimmt.

Betrachtet man nun den UIC-Kodex 713, kommt es hier zu Verständnisproblemen. Das Bemessungsmoment aus dem UIC-Kodex 713 ist das Biegemoment aus normaler dynamischer Betriebsbelastung. Es wird hier allerdings nicht näher erläutert, wie das

Prüfmoment daraus abgeleitet wird. Die Prüfung sollte allerdings nach EN 13230:2002 erfolgen. In dieser wurde das Bemessungsmoment allerdings als das Moment zur Berechnung der Prüfkkräfte definiert [20] und hatte damit eine gänzlich andere Bedeutung als im UIC-Kodex 713. In DIN EN 13230:2003 wurde gänzlich auf die statische Bemessung verzichtet, sondern nur noch Biegeprüfungen an den Betonschwellen gefordert. Damit wurde hier das Bemessungsmoment irreführenderweise mit dem Prüfmoment gleichgesetzt. Für Deutschland bedeutete dies, dass Bemessungsmomente nach UIC-Kodex 713 berechnet wurden, diese dann aber als „Bemessungsmomente für Prüfungen“, also als Prüfmoment, in der BN 918143:2005 eingeführt wurden [21]. Bei der Berechnung nach UIC-Kodex 713 wurden dann allerdings derart ungünstige Bedingungen angenommen, damit die vermeintlichen Prüfmomente nicht unter den bisherigen Anforderungen liegen, dass nicht mehr von normalen Betriebsbedingungen gesprochen werden konnte. Das Problem lag in der Bezeichnung Bemessungsmoment, das im UIC-Kodex das betriebsbedingte Biegemoment für die statische Berechnung und nicht das Prüfmoment in der Schwellenprüfung meinte, in der DIN EN 13230:2003 aber das Bemessungsmoment als Prüfmoment definiert war und folglich diese beiden Bemessungsmomente gleichgesetzt wurden. Hier hätte deutlich unterschieden werden müssen.

2.1.3 Theoretisch aufnehmbare Biegemomente

Ein gänzlich andere Bezeichnung der Biegemomente und Definition findet man in den Bemessungsgrundsätzen von 1982 [18]. Hier wird die Bezeichnung Tragmomente verwendet. Im Bemessungsverfahren, das den Bemessungsgrundsätzen zugrunde liegt, wird zunächst eine statische Bemessung mit anschließenden Zulassungsprüfungen gefordert. Allerdings sind die Betonschwellen nicht hinsichtlich der auftretenden Betriebsbelastung zu bemessen, sondern für Tragmomente. Die Tragmomente sind die Biegemomente, die die Betonschwelle unter einer angenommenen Biegezugfestigkeit und Vorspannkraft tatsächlich aufnehmen kann, also die Momente, die die tatsächliche Tragfähigkeit der Betonschwelle angeben. Bei diesem Bemessungsverfahren wurden zunächst die Biegemomente aus Betriebsbedingungen, die oben beschriebenen Lastmomente, berechnet und mit den Tragmomenten verglichen. Lagen die Tragmomente über den Lastmomenten, erfüllten die Betonschwellen die Anforderungen. Für die Bemessung wurden nun allerdings nicht diese Lastmomente verwendet, sondern die theoretisch aufnehmbaren Tragmomente. Hier gab es zwei maßgebende Tragmomente, einerseits das Tragmoment für die statische Bemessung über die Nutzungsdauer von 40 Jahren mit einer Dauerbiegezugfestigkeit von $3,0 \text{ N/mm}^2$ und einer verbleibenden Vorspannung von ca. 270 kN in der Spannbetonschwelle B 70, andererseits das Tragmoment zum Zeitpunkt der Biegeprüfung mit einer erhöhten Biegezugfestigkeit von $6,5 \text{ N/mm}^2$, welches für die Biegeprüfung herangezogen wurde. Damit stellten die Bemessungsgrundsätze hinsichtlich der Biegeprüfungen die größten Anforderungen, da hier im Gegensatz zu den anderen Bemessungsverfahren die Betonschwelle auf ihre tatsächliche

Tragfähigkeit hin geprüft wurde und die Prüfmomente nicht in Abhängigkeit der Biegemomente aus den Betriebsbelastungen ermittelt wurden.

2.1.4 Biegemoment zur Erzeugung des ersten Risses in der Betonschwelle

Für die durchzuführenden Biegeprüfungen ist das Auftreten des ersten Risses unter einer Biegebeanspruchung der Schwelle als Abnahmekriterium maßgebend. Dabei ist zu beachten, dass dies das Auftreten des ersten Risses nach Definition ist. Die Definition des ersten Risses ist in den Prüfnormen nahezu unverändert geblieben. Bereits in den Bemessungsgrundsätzen wurde das Anrissmoment als das Biegemoment definiert, bei dem ein Riss mit 15 mm Länge an beiden Seiten der Betonschwelle auftritt [18], wobei die Rissbeobachtung mit einer Lupe mit 25-facher Vergrößerung stattfand. In der DIN EN 13230:2003 [20] und den weiteren Aktualisierungen beträgt die Risslänge für den ersten Riss ebenfalls 15 mm, allerdings reicht hier das Auftreten dieses Risses bereits auf einer Seite der Betonschwelle aus. Zur Rissbeobachtung wird jetzt eine Lupe mit mindestens 20-facher Vergrößerung verwendet.

2.1.5 Festlegung der Bezeichnungen für weitere Betrachtungen

Diese unterschiedlichen Bezeichnungen der Biegemomente führten und führen zu großen Verständnisproblemen, da oft für das gleiche Momente verschieden Bezeichnungen gewählt wurden oder die gleiche Bezeichnung für gänzlich unterschiedliche Biegemomente. Um für die weiteren Betrachtungen und Vergleiche Missverständnissen vorzubeugen, wird im Weiteren eine einheitliche Bezeichnung der Biegemomente gewählt, unabhängig davon, wie sie im ursprünglichen Kontext verwendet wurden. Es werden dabei die Bezeichnungen der aktuellen prEN 13230:2015 verwendet und gegebenenfalls die ursprünglichen Bezeichnungen in Klammern mit angegeben. Für Biegemomente, die es in dieser Norm nicht mehr gibt, wird auf die ursprünglichen Bezeichnungen zurückgegriffen.

Damit werden Biegemomente, die die normalen Betriebsbelastungen widerspiegeln, als charakteristische Biegemomente bezeichnet. Die Biegemomente, die während der Biegeprüfungen auf die Betonschwelle aufgebracht werden, werden als Prüfmomente bezeichnet. Davon zu unterscheiden sind die Tragmomente, bei denen die Biegezugfestigkeit des Betons und die Vorspannkraft berücksichtigt werden. Hierbei gibt es die Tragmomente für die Nutzungsdauer unter Verwendung der Dauerbiegezugfestigkeit des Betons und der verbleibenden Vorspannkraft und das Tragmoment für die Biegeprüfung unter Verwendung der tatsächlichen Biegezugfestigkeit und der wirksamen Vorspannkraft. Schließlich wird noch der Begriff Anrissmoment verwendet, unter dem das Biegemoment verstanden wird, bei dem an der Betonschwelle der erste Riss unter Biegebeanspruchung auftritt.

2.2 Grundsätze für Bemessung, Bauart und Zulassungsverfahren 1982

2.2.1 Statische Stützpunktkraft

Bis zur Einführung der Europäischen Normenreihe EN 13230: „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton“ im Jahr 2002 bzw. deren Einführung in Deutschland im Jahr 2003 galten für die Dimensionierung von Spannbetonschwellen in Deutschland die „Grundsätze für Bemessung, Bauart und Zulassungsverfahren von Spannbetonschwellen“ der Deutschen Bundesbahn und des Bundesbahn-Zentralamtes [18]. Die Anfänge reichen bis in das Jahr 1949 zurück, als die ersten Anforderungen von Prof. Dr.-Ing. Hermann Meier hinsichtlich Herstellungs-, Bemessungs- und Zulassungsbedingungen formuliert wurden [22]. Darauf aufbauend wurden die „Grundsätze für die Bemessung, Bauart und Zulassungsverfahren von Spannbetonschwellen“ ab dem Jahr 1956 bis zur letzten Neufassung im Jahr 1982 eingeführt. Die Bemessung basierte dabei auf der Oberbauberechnung von Prof. Dr.-Ing. Josef Eisenmann [23]. Die Annahmen für die Oberbauberechnung wurden mit der Zeit verfeinert vom Bundesbahn-Zentralamt mit Stand 1992 nochmals veröffentlicht [24]. Zusätzlich galten für die Herstellung der Schwellen die „Technischen Lieferbedingungen für Spannbetonschwellen“ – TL 918143:1989 [25].

Diesem Bemessungsverfahren liegt zunächst die Annahme eines unendlich langen elastisch gebetteten Balkens nach Zimmermann zu Grunde. Dazu wird der aus quer liegenden Schwellen bestehende Gleisrost unter der Annahme einer gleichbleibenden Auflagerfläche in zwei längsverlaufende Balken umgewandelt. Die Auflagerfläche F der Schwelle beträgt idealisiert unter der Berücksichtigung eines auflagerfreien Mittelteils m bei der Schwellenlänge l und der Schwellenbreite b_1 :

$$F = (l - m) \cdot b_1$$

Formel 1: Auflagerfläche Schwelle [26]

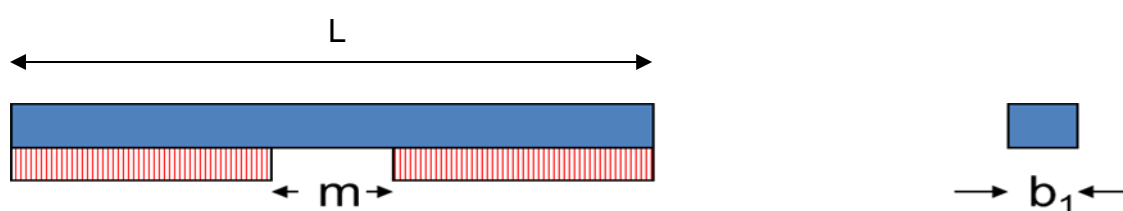


Abbildung 13: Auflagerfläche Schwelle [26]

Bei Schwellen mit einer Einschnürung in der Mitte, wie z.B. bei der Schwelle B70, muss diese berücksichtigt werden. Aus der Auflagerfläche F und dem Schwellenabstand a kann daraus die idealisierte Breite des gedachten elastisch gebetteten Balkens berechnet werden.

$$b = \frac{F}{2 \cdot a}$$

Formel 2: Breite des fiktiven Längsbalkens [26]

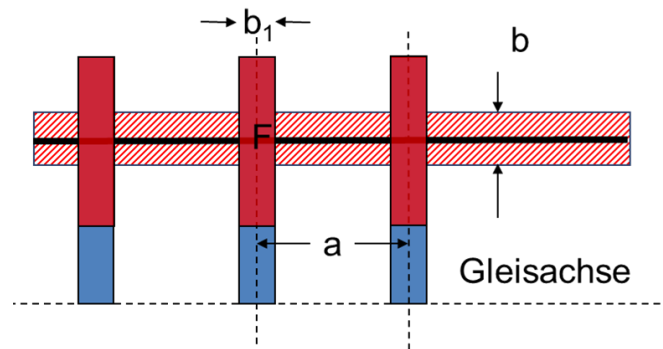


Abbildung 14: Umwandlung Querswellenoberbau in Längsbalken [26]

Nach der Umwandlung des Querswellenoberbaus in einen elastisch gebetteten Balken kann für diesen die elastische Länge berechnet werden.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot C}}$$

Formel 3: Elastische Länge des Längsbalkens [26]

Dabei sind:

E: Elastizitätsmodul der Schiene [N/mm²]

I: Trägheitsmoment der Schienen [mm⁴]

C: Bettungsmodul des Schotters [N/mm³]

In Abhängigkeit der Qualität des Untergrundes können dabei die folgenden charakteristischen Werte für C [26] angenommen werden:

C [N/mm ³]	Untergrundqualität
0,02	sehr schlecht
0,05	schlecht
0,1	gut
0,15	sehr gut
0,3	steif

Tabelle 1: Bettungsmodule in Abhängigkeit Untergrundqualität [24], [26]

Für eine Bemessung der Schwelle auf der sicheren Seite sollte ein steifer Untergrund angenommen und somit mit dem Bettungsmodul 0,3 N/mm³ gerechnet werden. Dadurch weist der elastisch gebettete Balken eine geringere elastische Länge auf und es tritt eine geringere lastverteilende Wirkung der Schiene ein, wodurch die Beanspruchung für die Schwelle ansteigt. Eine weitere Belastungssteigerung bewirkt die Reduzierung des auflagerfreien Mittelteils der Schwelle, da so die elastische Länge und damit die lastverteilende Wirkung ebenfalls reduziert wird.

Aus der elastischen Länge kann die Biegelinie des elastisch gebetteten Balkens nun für eine Einzellast berechnet werden. Die Einsenkung unter der Einzellast Q beträgt:

$$y = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C \cdot L}$$

Formel 4: Einsenkung unter Einzellast [26]

Der Verlauf der Biegelinie im Abstand x zur einwirkenden Einzellast beträgt:

$$\eta = \frac{\sin \frac{x}{L} + \cos \frac{x}{L}}{e^{\frac{x}{L}}}$$

Formel 5: Zimmermannsche Einflusszahl [26]

Die Biegelinie ist in Abbildung 15 in Abhängigkeit der elastischen Länge L dargestellt. Dabei treten die Nullstellen NST der Biegelinie im Abstand von $3/4 \cdot \pi \cdot L$ bzw. $7/4 \cdot \pi \cdot L$ auf und die Wendepunkte WP im Abstand von $1/4 \cdot \pi \cdot L$ bzw. $5/4 \cdot \pi \cdot L$. Die Minima betragen den -0,043-fachen Wert der Einsenkung und treten im Abstand von $\pi \cdot L$ unter der Lasteinwirkung auf.

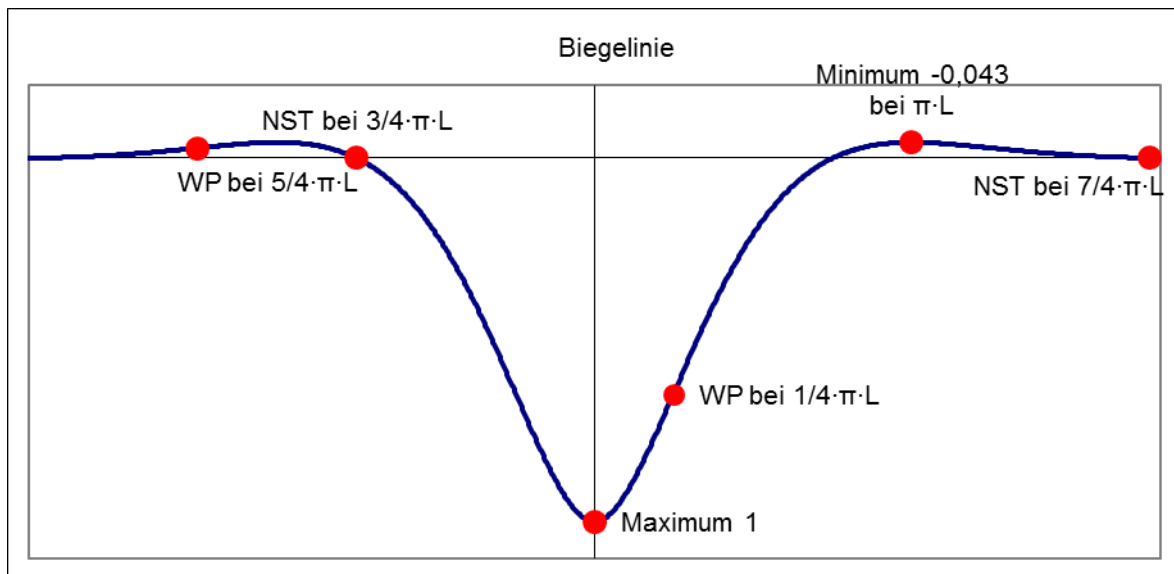


Abbildung 15: Allgemeine Biegelinie Einzellast [26]

Die statische Stützpunktkraft S_{stat} , die nun auf die Schwelle wirkt, kann direkt aus der Einsenkung ermittelt werden.

$$S_{stat} = b \cdot a \cdot C \cdot y$$

Formel 6: statische Stützpunktkraft [26]

Indem die Einflusslinien der Nachbarlasten mehrachsiger Fahrzeuge überlagert werden, können hiermit auch die Nachbarlasten hinsichtlich der Einsenkungen und der Stützpunktkraft berücksichtigt werden. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die

Nachbarlast in Abhängigkeit des Achsabstandes und der elastischen Länge für den Wert der Einsenkung sowohl verstärkend als auch verringend wirken kann.

Beträgt der Abstand der Lasten beispielsweise $0,395 \cdot \pi \cdot L$, so erhöht sich die Durchbiegung in der Mitte zwischen den Einzellasten um ca. 50%. Bei einem Abstand der Achsen von $0,761 \cdot \pi \cdot L$ hat die Nachbarlast keinen Einfluss auf den betrachteten Stützpunkt. Beträgt der Abstand der Nachbarlast $1,000 \cdot \pi \cdot L$, so erhält man die maximale entlastende Wirkung mit 4,3%.

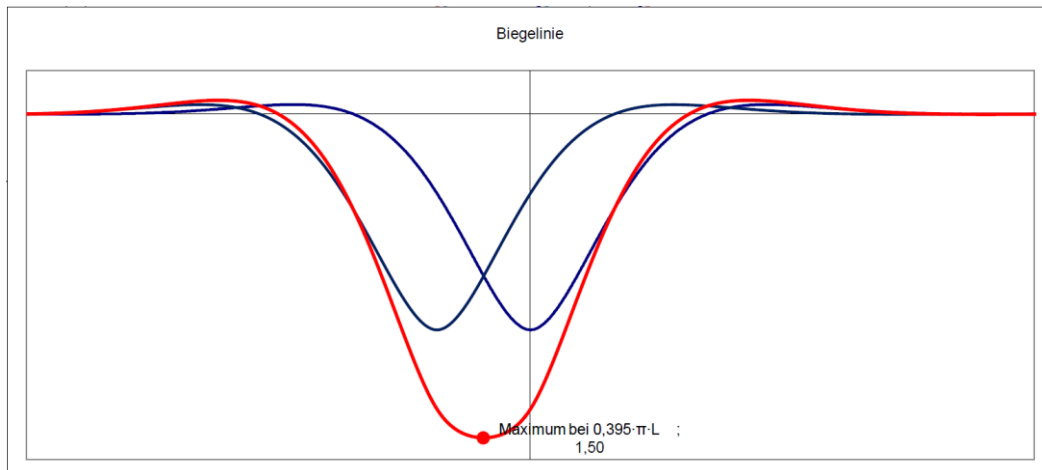


Abbildung 16: maximale Durchbiegung bei 2 Lasten im Abstand $0,395 \cdot \pi \cdot L$

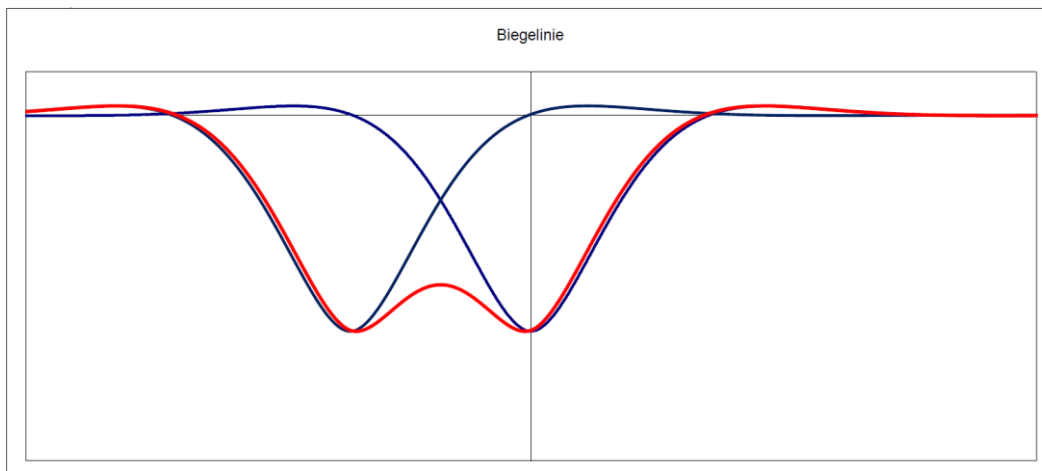


Abbildung 17: Biegelinie bei 2 Lasten im Abstand $0,761 \cdot \pi \cdot L$

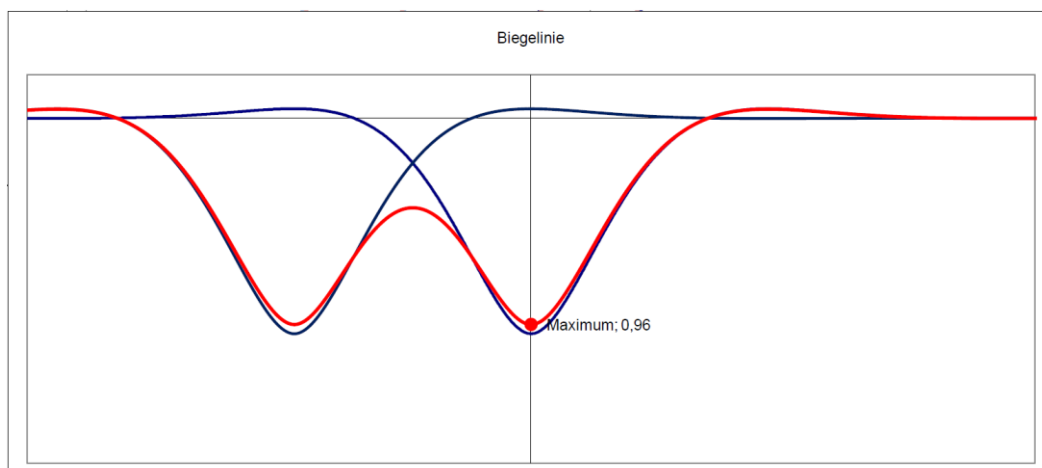


Abbildung 18: minimale Durchbiegung bei 2 Lasten im Abstand $1,000 \cdot \pi \cdot L$

2.2.2 Dynamische Stützpunktkraft

Da es sich bei diesem Modell um einen idealisierten elastisch gebetteten Balken mit gleichmäßiger Auflagerung handelt, muss die statische Stützpunktkraft mit Sicherheitsfaktoren beaufschlagt werden, die die Einflüsse aus ungleichmäßigen Auflagerbedingungen der Schwellen durch Unregelmäßigkeiten im Schotterbett, aus Unebenheiten der Fahrzeuräder sowie die Einflüsse aus der Geschwindigkeit und aus einer Radkraftverlagerung im Gleisbogen bei einer nicht ausgeglichenen Überhöhung in die Berechnung einführen. Damit handelt es sich bei der dynamischen Stützpunktkraft um die Schnittgröße, die auf die Schwelle unter Betriebsbedingungen einwirkt.

Der Faktor für den Einfluss der Lagerung und Geschwindigkeit unter Berücksichtigung der statistischen Sicherheit kann wie folgt berechnet werden [26]:

$$f_{dyn} = 1 + t \cdot n \cdot \varphi$$

Formel 7: Faktor Geschwindigkeit und Gleislage [26]

t: Faktor für statistische Sicherheit P [%]

n: Faktor für Gleislagequalität

P [%]	t [-]	Gleislage	Gleiskategorie	n [-]
68,3	1,00	sehr gut	Neu-, Ausbau-, Hauptabfuhrstrecke	0,1
90,0	1,65	gut/ mäßig	Nebenfernstrecken, S-Bahn	0,15
95,0	1,96	schlecht	sonstige durchgehende Hauptgleise	0,20
99,7	3,00	sehr schlecht	sonstige Gleise	0,25

Tabelle 2: Faktoren für statistische Sicherheit und Gleislagequalität [26]

φ : Geschwindigkeitsbeiwert für $V > 60$ km/h

Reisezug:

$$\varphi = 1 + \frac{v - 60}{380}$$

Formel 8: Geschwindigkeitsbeiwert für Reisezug [26]

Güterzug:

$$\varphi = 1 + \frac{v - 60}{160}$$

Formel 9: Geschwindigkeitsbeiwert für Güterzug [26]

Zusätzlich wird noch die Radkraftverlagerung infolge der Fliehkraft im Gleisbogen berücksichtigt. Hier wird ein pauschaler Zuschlag von 20% angesetzt, welcher für eine freie Seitenbeschleunigung von 0,85 m/s² bei einem Überhöhungsfehlbetrag von 130 mm gilt [26].

Die wirksame dynamische Stützpunktkraft unter Betriebsbedingungen beträgt damit:

Reisezug:

$$S_{dyn} = 1,2 \cdot S_{stat} \cdot \left(1 + t \cdot n \cdot \left(1 + \frac{v - 60}{380}\right)\right)$$

Formel 10: Berechnung dynamische Stützpunktkraft für Reisezug [26]

Güterzug:

$$S_{dyn} = 1,2 \cdot S_{stat} \cdot \left(1 + t \cdot n \cdot \left(1 + \frac{v - 60}{160}\right)\right)$$

Formel 11: Berechnung dynamische Stützpunktkraft für Güterzug [26]

2.2.3 Charakteristisches Biegemoment

Aus der dynamischen Stützpunktkraft, der Schwellengeometrie und den Lagerbedingungen kann das charakteristische Biegemoment (gemäß damaliger Bezeichnung: Lastmoment), welches für die Schwellenstatik verwendet wird, berechnet werden [26]. Das charakteristische Moment entspricht also dem Moment, welches unter den Betriebsbedingungen auftritt. Dabei sind drei unterschiedliche Lagerungsbedingungen zu berücksichtigen:

- Lastfall I: Auflagerung der Schwelle im Bereich des Schienenauflegers bei auflagerfreiem Mittelteil der Schwelle

Dies entspricht den Lagerungsbedingungen im neuen bzw. gestopften Gleis. Hierbei entstehen die maximalen Biegemomente an der Unterseite der Schwelle im Auflagerbereich des Schienenauflegers. Man spricht hier vom positiven charakteristischen Biegemoment.

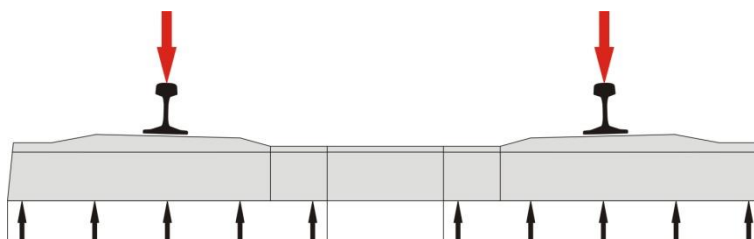


Abbildung 19: Lastfall I [26]

- Lastfall II: Auflagerung der Schwelle in Schwellenmitte mit reduzierter Schotterpressung

Dies entspricht den Lagerungsbedingungen im teils konsolidiertem Zustand nach einer gewissen Beanspruchungsdauer. Für gewöhnlich wird hier mit einer reduzierten Auflagerpressung von 50% gerechnet. Dieser Lastfall wird auch für verkürzte Schwellen mit 2,4 m Länge wie beispielsweise der Schwelle B58 oder B70-2,4 verwendet, da bei einer Berücksichtigung der vollen Auflagerpressung das Mittelmoment enorm ansteigt.

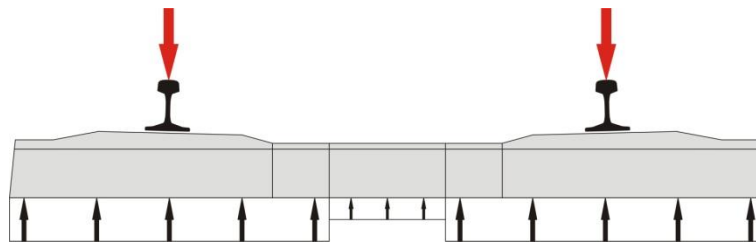


Abbildung 20: Lastfall II [26]

- Lastfall IIa: vollflächige Auflagerung der Schwelle

Diese Lagerungsbedingungen treten im konsolidierten Zustand auf, wenn keine Stopfarbeiten im Gleis durchgeführt werden. Dabei entstehen die maximalen Biegemomente an der Oberseite der Schwelle. Man spricht hier vom negativen charakteristischen Biegemoment.

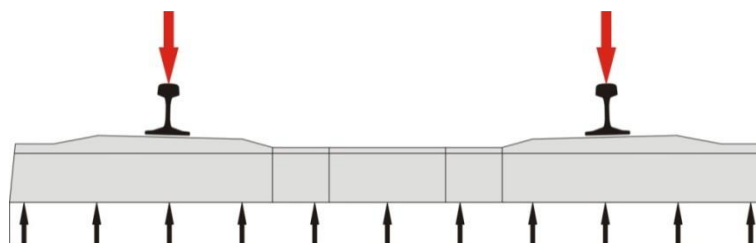


Abbildung 21: Lastfall IIa [26]

Für diese statischen Systeme können das positive charakteristische Biegemoment im Schienenaufleger mit dem Maximalwert für den Lastfall I und das negative charakteristische Biegemoment in Schwellenmitte mit dem Maximalwert für den Lastfall IIa berechnet werden. Dabei wird eine konstante Pressung p infolge der dynamischen Stützpunktkraft S_{dyn} angenommen. Das auflagerfreie Mittelteil in Schwellenmitte entspricht der Einschnürung mit der Länge von 400 mm. Die charakteristischen Biegemomente berechnen sich aus den Auflagerflächen der Schwelle, der Pressung und den zugehörigen Hebelarmen. Für das positive Moment im Schienenaufleger wird

ferner noch eine Momentenausrundung unter dem Schienenfuß berücksichtigt, die unter einer Lastausbreitung von 45° bis zur Hälfte der Schwellenhöhe wirkt.

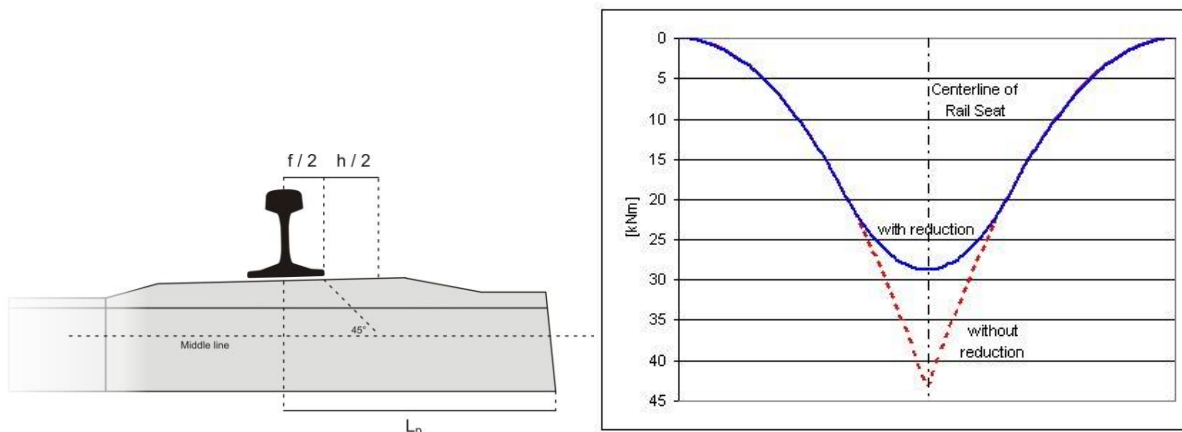


Abbildung 22: schematischer Verlauf der Momentenausrundung unter dem Schienenfuß [27]

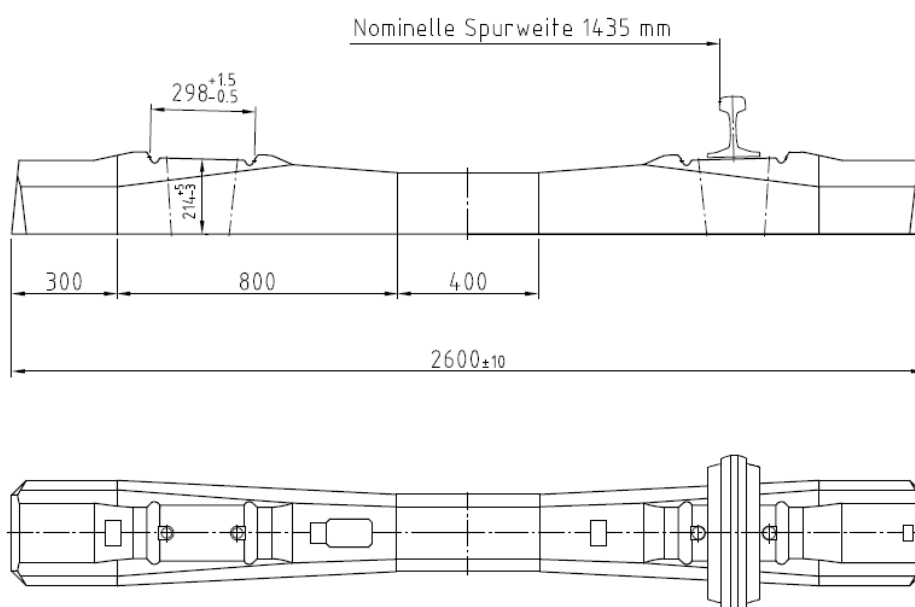


Abbildung 23: Schwellenzeichnung B 70 [9]

$$M_s = \sum A_s \cdot x_s \cdot p_1 - \frac{S_{dyn}}{4} \cdot \frac{f + h}{2}$$

Formel 12: Berechnung positives charakteristisches Biegemoment Schienenaufleger [26]

$$p_1 = \frac{2 \cdot S_{dyn}}{F_{ges} - F_m}$$

Formel 13: Berechnung Auflagerpressung [26]

M_s : positives charakteristisches Biegemoment im Schienenaufleger

- A_s: Auflagerflächen zwischen Schwellenende und Schiene
- F_{ges}: Auflagerfläche der Schwelle
- F_m: auflagerfreies Mittelteil der Schwelle
- x_s: Abstand Schwerpunkt Auflagerflächen A_a zur Schienen
- p₁: Schotterpressung im Bereich des Schienenaufagers
- f: Schienenfußbreite
- h: Schwellenhöhe im Schienenauflager

$$M_m = \sum A_m \cdot x_m \cdot p_2 - S_{dyn} \cdot \frac{L - s}{2}$$

Formel 14: Berechnung negatives charakteristisches Biegemoment in Schwellenmitte [26]

$$p_2 = \frac{2 \cdot S_{dyn}}{F_{ges}}$$

Formel 15: Berechnung Auflagerpressung [26]

- M_m: negatives charakteristisches Biegemoment in Schwellenmitte
- A_m: Auflagerflächen zwischen Schwellenende und Schwellenmitte
- F_{ges}: Auflagerfläche der Schwelle
- L: Schwellenlänge
- s: Abstand Schienen
- x_m: Abstand Schwerpunkt Auflagerflächen A_m zur Schwellenmitte
- p₂: Schotterpressung

2.2.4 Statischer Nachweis

Mit den berechneten charakteristischen Biegemomenten war nun ein statischer Nachweis für eine Nutzungsdauer von 40 Jahren für die Schwelle zu führen. Die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Relaxation konnten nach den im Spannbetonbau üblichen Verfahren ermittelt und berücksichtigt werden. Die zulässige Biegezugfestigkeit des Betons durfte dabei gemäß den „Grundsätzen für Bemessung, Bauart und Zulassungsverfahren“ mit 3,0 N/mm² angesetzt werden. Hierbei unterschied sich das Bemessungsverfahren bei Schwellen von den im Hochbau üblichen Regelungen, bei welchen die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit des Betons üblicherweise nicht angesetzt werden. Der Nachweis war erbracht, wenn die unter dem charakteristischen Biegemoment auftretenden Biegezugspannungen geringer als die Dauerbiegezugfestigkeit waren.

Hierfür wurde in den Bemessungsgrundsätzen wie oben beschrieben der Begriff Tragmoment verwendet. Wenn das Tragmoment größer als das charakteristische Moment ist, ist der statische Nachweis für die Betonschwelle erbracht. Daher wurde dann in den Bemessungsgrundsätzen auch gefordert, „die Schwelle so zu bemessen, dass die folgenden Momente abgedeckt werden“ [18], wobei hier explizit von den Tragmomenten gesprochen wurde. Das bedeutet also, in den Bemessungsgrundsätzen wurden die Biegemomente aufgeführt, die die Schwelle bei einer verbleibenden Vorspannkraft von 270 kN und einer Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm² aufnehmen kann. Für die übliche Spannbetonschwelle B 70 bedeutet dies, dass die Tragfähigkeit der Schwelle rückwärtsgerechnet wurde und diese als Tragmomente in den Bemessungsgrundsätzen verankert hatte. Diese zulässige Beanspruchbarkeit gilt nun aber explizit nur für die übliche Spannbetonschwelle B 70, so dass die Bemessungsgrundsätze für Neuentwicklungen nicht verwendet werden können. Bei Neuentwicklungen muss somit erneut auf die allgemeine Oberbauberechnung zurückgegriffen werden. Zudem bestehen keine Optimierungsmöglichkeiten an der Schwelle, da die Dauerbiegezugfestigkeit und die Vorspannkraft angegeben sind und man somit keine Variationsmöglichkeiten hat. Dies soll im Folgenden am Bemessungsbeispiel der Spannbetonschwelle B 70 verdeutlicht werden.

2.2.5 Bemessung B 70

In den Bemessungsgrundsätzen bzw. der zugrunde liegenden Oberbauberechnung wurde die Schwelle B 70 für die ungünstigsten Randbedingungen nachgewiesen. Dabei wurde von einer dynamischen Stützpunktkraft von ca. 150 kN ausgegangen, die sich aus Messungen ergeben hat. Diese Messergebnisse decken sich gut mit den Rechenergebnissen der Oberbauberechnung. Damit werden damit sowohl Beanspruchungen durch Hochgeschwindigkeitszüge mit geringen Achslasten als auch durch langsame Güterzüge mit hohen Achslasten abgedeckt. Die Berechnung der dynamischen Stützpunktkraft erfolgt beispielhaft für einen Güterzug mit der Radsatzlast von 250 kN und eine Geschwindigkeit von 120 km/h bei der Verwendung einer Schiene S49. Der Bettungsmodul des Schotters wurde mit 0,3 N/mm³ und die Gleislagequalität mit schlecht angesetzt. Für eine Auflagerfläche der Schwelle von ca. 6840 cm² und einem auflagerfreien Mittelteil von 40 cm beträgt die Breite des fiktiven Längsbalkens bei einem Schwellenabstand von 60 cm ca. 50 cm. Damit berechnet sich die elastische Länge für ein E-Modul der Schiene mit 210000 N/mm² und einem Trägheitsmoment von 1819 cm⁴ zu ca. 57 cm. Daraus ergibt sich eine statische Einsenkung von 0,74 mm und eine statische Stützpunktkraft von 66 kN. Dies entspricht einem sehr ungünstigen Lastverteilungsfaktor von 0,53. Anhand der Gleisparameter wird die statische Stützpunktkraft noch mit einem Sicherheitsfaktor von 2,3, bestehend aus den Faktoren 1,2 für die Radkraftverlagerung und 1,83 für die Geschwindigkeit und den Oberbauzustand, beaufschlagt. Daraus ergibt sich eine dynamische Stützpunktkraft von aufgerundet 150 kN. Der Einfluss der Zwischenlage blieb bei dieser Betrachtung unberücksichtigt.

Berechnung dynamische Stützpunktkraft:

$$\text{nach Formel 2: } b = \frac{684000 \text{ mm}^2}{2 \cdot 600 \text{ mm}} = 497 \text{ mm}$$

$$\text{nach Formel 3: } L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 68400000 \text{ mm}^4}{497 \text{ mm} \cdot 0,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}}} = 566 \text{ mm}$$

$$\text{nach Formel 4: } y = \frac{250000 \text{ N}}{2 \cdot 497 \text{ mm} \cdot 0,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \cdot 566 \text{ mm}} = 0,74 \text{ mm}$$

$$\text{nach Formel 6: } S_{stat} = 497 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 0,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \cdot 0,74 \text{ mm} = 66 \text{ kN}$$

$$\text{nach Formel 7: } f_{dyn} = 1 + 3 \cdot 0,2 \cdot \left(1 + \frac{120 \frac{\text{km}}{\text{h}} - 60 \frac{\text{km}}{\text{h}}}{160}\right) = 1,83$$

$$\text{nach Formel 10: } S_{dyn} = 1,2 \cdot 66 \text{ kN} \cdot 1,83 = 145 \text{ kN}$$

Führt man Vergleichsrechnungen mit anderen Belastungsannahmen durch, beispielsweise mit einem Hochgeschwindigkeitszug mit $V = 250 \text{ km/h}$ und einer Radsatzlast von 200 kN , ergeben sich deutlich geringere Werte für die dynamische Stützpunktkraft.

Aus dieser dynamischen Stützpunktkraft berechnet sich das positive charakteristische Biegemoment (Lastmoment) im Schienenaufleger zu $15,0 \text{ kNm}$ für den Lastfall I und in Schwellenmitte zu $9,9 \text{ kNm}$ für den Lastfall IIa. In den Bemessungsgrundsätzen wurden die Momente, die in der Bemessung nachgewiesen werden mussten, jedoch zu 16 kNm für das Schienenaufleger und zu 12 kNm für die Schwellenmitte festgelegt, da die Schwelle B 70 diese Tragmomente mit einer verbleibenden Vorspannkraft von $P_{t=\infty} = 270 \text{ kN}$ und der Dauerbiegezugfestigkeit von $f_{ct,fl,fat} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ (in Bemessungsgrundsätzen und Oberbauberechnung σ_{bz}) aufnehmen kann. Die verbleibende Vorspannkraft von 270 kN entspricht einem Spannkraftverlust von ca. $15\% - 20\%$ für eine eingeleitete Vorspannkraft zwischen 320 kN und 340 kN .

Das Tragmoment für die Nutzungsdauer kann aus der Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit wie folgt berechnet werden:

$$M = (\sigma_{p,t=\infty} + f_{ct,fl,fat}) \cdot \frac{I}{z}$$

Formel 16: Berechnung Tragmoment [26]

$\sigma_{p,t=\infty}$: Spannung infolge Vorspannkraft nach Nutzungsdauer

$f_{ct,fl,fat}$: Dauerbiegezugfestigkeit

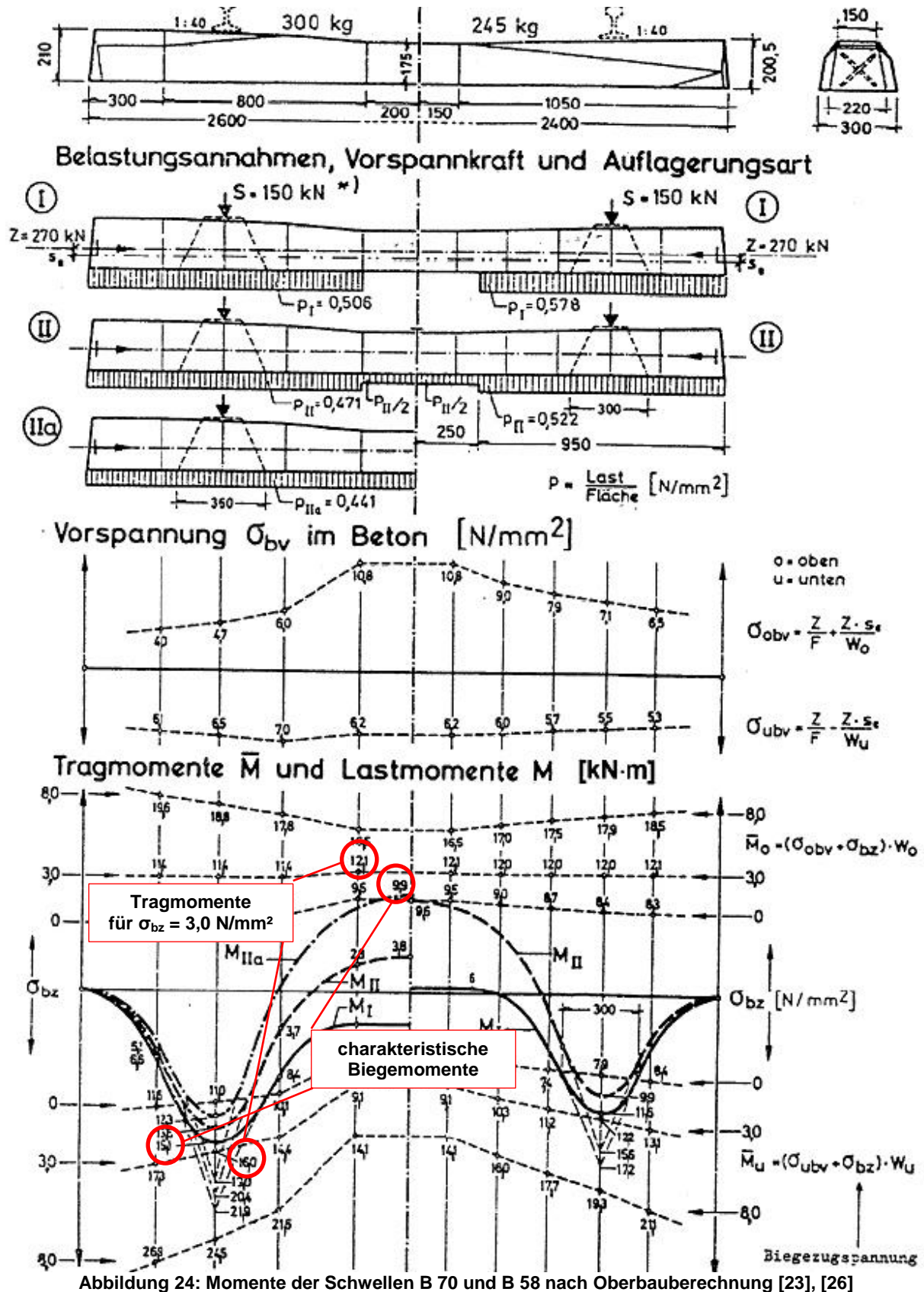
I : Flächenträgheitsmoment im Schwellenquerschnitt

z : Abstand ideeller Schwerpunkt zur betrachteten Schwellenoberfläche

Daran ist ersichtlich, dass die Spannbetonschwelle B 70 für die auftretenden Betriebsbelastungen überdimensioniert ist, da als Bemessungsgrundlage nicht die charakteristischen Biegemomente zugrunde gelegt wurden, sondern die Tragemomente. Da es mit dieser Vorgehensweise keine Möglichkeiten für eine Optimierung der Betonschwelle hinsichtlich ihres tatsächlichen Einsatzgebietes gibt und die Spannbetonschwelle B 70 gemäß den Bemessungsgrundsätzen immer auf die Tragemomente hin bemessen werden muss, ist diese als realitätsfern zu bewerten. Genaugenommen ist die Nachweisführung unpassend, da die Schwelle nicht auf diese Tragemomente hin bemessen wird, sondern die Tragemomente die Grenzbeanspruchung widerspiegeln. Richtigerweise hätte die Schwelle hinsichtlich der charakteristischen Biegemomente (Lastmomente) bemessen werden sollen. Die Forderung nach Einhaltung zulässiger Tragemomente stellt ein Qualitätsmerkmal dar und kein Gebrauchstauglichkeitskriterium. Aus Qualitätsgründen und im Sinne eines instandhaltungsarmen Oberbaus ist die Forderung nach Einhaltung der Tragemomente natürlich durchaus sinnvoll, um den Qualitätsstandard einer bewährten Schwelle zu erhalten. Für Neuentwicklungen von Schwellen ist dies allerdings kontraproduktiv, da bei der Berechnung charakteristischer Biegemomente und der Schwellenbemessung mit diesen keine Aussagen über die erforderlichen Tragemomente getroffen werden können. Bei einer optimierten Spannbetonschwelle würden die Geometrie der Schwelle und die Vorspannkraft derart gewählt, dass das charakteristische Moment genau dem Tragemoment für die angestrebte Nutzungsdauer entspricht.

Für eine Schwelle B 58 mit der Länge 2,4 m wurden Tragemomente zu jeweils 12 kNm im Schienenaufleger und in Schwellenmitte festgelegt. Diese reduzierten Momente resultieren im Schienenaufleger aus dem kürzeren Hebelarm vom Schwellenende zum Lasteinleitungsbereich der Schiene. In Schwellenmitte wurde eine reduzierte Auflagerpressung von 50% angenommen.

Der Zusammenhang zwischen Tragemoment und charakteristischem Biegemoment (entspricht dem Lastmoment) ist für die Schwellentypen B 70 und B 58 in folgender Abbildung dargestellt. Dort sind einerseits die Tragemomente für eine Biegezugspannung des Betons in Höhe von 0,0 N/mm², 3,0 N/mm² und 8,0 N/mm² angegeben, andererseits die Momentenverläufe der charakteristischen Biegemomente für die Lastfälle I, II und IIa.



Die berechneten charakteristischen Biegemomente bzw. die für die Bemessung gewählten Tragmomente sind hinsichtlich der tatsächlich auftretenden Achslasten und Geschwindigkeiten jedoch deutlich auf der sicheren Seite, da die Annahmen mit der Radsatzlast 250 kN und der Geschwindigkeit 120 km/h auf einer Schiene 49E5 bei

schlechter Gleislage sehr unwahrscheinlich sind. Die möglichen Radsatzlasten und Geschwindigkeiten sind in Deutschland in der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO) [28] und den Richtlinien der DB AG [29], [30] geregelt. Daraus ergeben sich für Deutschland diese ungünstigen Standardanwendungsfälle für eine Schwelle B 70:

Lastfall	Q [kN]	v_{max} [km/h]	Schiene	Abstand [mm]	Befestigung
A	225	120	49E5	650	W14 K686a
B	225	160	54E4	600	W14 K686a
C	225	230	60E2	600	W14 K900
D	225	280	60E2	600	W21 K1000
E	250	20	49E5	650	W14 K686a
F	250	100	54E4	630	W14 K686a
G	250	100	60E2	630	W14 K687a

Tabelle 3: Übersicht ungünstige Verkehrsbelastungen

Damit errechnen sich folgende dynamische Stützpunktkräfte unter Berücksichtigung der tatsächlichen Verkehrsbeanspruchungen und der Zwischenlagen nach Formel 10 und Formel 11:

Lastfall	Sicherheitsfaktor	Lastverteilung	S_{dyn} [kN]
A	2,19	0,55	135
B	2,11	0,50	119
C	2,24	0,39	99
D	2,34	0,37	98
E	1,92	0,55	132
F	2,10	0,52	136
G	2,10	0,47	124

Tabelle 4: dynamische Stützpunktkräfte bei Bettungsmodul 0,3 N/mm³ und schlechter Gleislage

Lastfall	Sicherheitsfaktor	Lastverteilung	S_{dyn} [kN]
A	1,94	0,42	93
B	1,88	0,39	82
C	1,98	0,33	74
D	2,05	0,32	74
E	1,74	0,42	92
F	1,88	0,40	94
G	1,88	0,37	86

Tabelle 5: dynamische Stützpunktkräfte bei Bettungsmodul 0,1 N/mm³ und guter Gleislage

Es zeigt sich, dass die auftretenden dynamischen Stützpunktkräfte deutlich geringer sind als die für die Bemessung verwendete Stützpunktkraft von 150 kN, obwohl selbst die Stützpunktkraft von 136 kN für den Lastfall F noch immer auf der sicheren Seite liegt, da eine schlechte Gleislage und ein Bettungsmodul des Schotter von 0,3 N/mm² angenommen wurden. Bei Annahme eines Bettungsmoduls von 0,1 N/mm² und einer guten Gleislage verringert sich die dynamische Stützpunktkraft von 136 kN auf 94 kN. Beim Hochgeschwindigkeitszug im Lastfall D verringert sich durch die Reduzierung des Bettungsmoduls von 0,3 N/mm³ auf 0,1 N/mm³ und einer guten Gleislage, wovon gerade im Hochgeschwindigkeitsverkehr ausgegangen werden muss, die dynamische Stützpunktkraft von 98 kN auf 74 kN.

Setzt man diese maximale Stützpunktkraft von 136 kN an, ergeben sich für eine 2,4 m lange B 70 mit 50% Auflagerung in Schwellenmitte charakteristisches Biegemoment von 9,2 kNm im Schienenaufleger und 10,2 kNm in Schwellenmitte und für eine 2,6 m lange B 70 14,5 kNm im Schienenaufleger und 8,4 kNm in Schwellenmitte. Damit lässt sich feststellen, dass die in [18] für die Bemessung angegebenen Tragmomente von 16 kNm im Schienenaufleger und 12 kNm in Schwellenmitte für eine B 70 bzw. jeweils 12 kNm für eine 2,4 m lange B 58 deutlich auf der sicheren Seite liegen.

Lastfall	S_{dyn} [kN]	M_s [kNm]	M_m [kNm]
ungünstiges charakteristisches Biegemoment gemäß Oberbauberechnung	150	15,0	9,9
Tragmoment für Nutzungsdauer 40 Jahre	-	16,0	12,0
realistisches charakteristisches Biegemoment gemäß Oberbauberechnung	136	14,5	8,4

Tabelle 6: Tragmomente und charakteristische Biegemomente im Vergleich

Da in den Bemessungsgrundsätzen vorgegeben war, die Schwellen hinsichtlich der Tragmomente zu bemessen, ließ dies keinen Spielraum mehr für Optimierungen an der Schwelle. Betrachtet man diese Forderung kritisch, bedeutet dies, dass eine Bemessung im eigentlichen Sinne nicht stattfand. Es wurden lediglich Momente als Anforderung festgesetzt, die die Schwelle rechnerisch aufnehmen können musste. Bei einer bewährten Schwelle wie der B 70, ist dies ein geeignetes Verfahren, für Neuentwicklungen nicht. Um eine wirtschaftlich optimierte und dennoch robuste Schwelle zu entwickeln, ist es somit sinnvoll, die Geometrie und Vorspannkraft so zu wählen, dass die Schwelle gerade die an sie gesetzten Anforderungen erfüllt, d.h. die charakteristischen Biegemomente entsprechen für diesen Fall möglichst den Tragmomenten für die Nutzungsdauer.

2.2.6 Zulassungsprüfungen

Anhand der angesprochenen Tragmomente wurden die Prüfmomente für die Zulassungsprüfungen festgelegt. Dabei wurde zwischen den Anrissmomenten, dem 0,1 mm-Rissmoment, dem verbleibenden 0,05 mm-Rissmoment und dem Bruchmoment unterschieden. Der erste Anriss wurde dabei als ein an beiden Seiten auftretender 15 mm langer Riss definiert. Die Prüfanforderungen für die Zulassungs- und Qualitätsprüfungen betragen:

	Schienenaufleger	Schwellenmitte
Anrissmoment M_R	21	13
Moment bei Rissbreite 0,1 mm $M_{0,1}$	26	17
Moment mit verbleibender Rissbreite 0,05 mm $M_{0,05}$	34	23
Bruchmoment M_B	48	26

Tabelle 7: Prüfmomente [kNm] [18]

Die Prüfung im Schienenaufleger erfolgte über eine mittige Lasteinleitung im Schienenaufleger mit einem Auflagerabstand von 500 mm unter dem Schienenaufleger, die Breiten der Auflager und Lasteinleitungsflächen betragen 100 mm. In Schwellenmitte wurde die Prüflast über eine 2-Punkt-Lasteinleitung aufgebracht, der Abstand von der Lasteinleitung zum Auflager betrug 250 mm. Die Breiten der Auflager und Lasteinleitungsflächen betragen ebenfalls 100 mm.

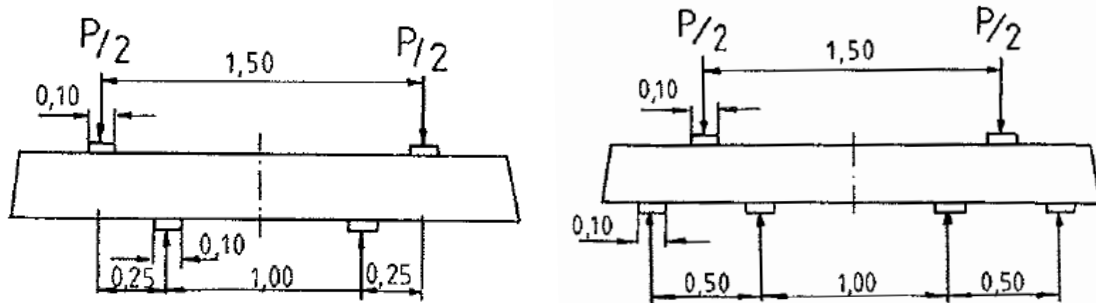


Abbildung 25: Prüfaufbau Schwellenmitte (links) und Schienenaufleger (rechts) [18]

Für die Schwellenmitte wurde das Prüfmoment folgendermaßen berechnet.

$$M_M[kNm] = \frac{P[kN]}{2} \cdot 0,25[m]$$

Formel 17: Berechnung Prüfmoment Schwellenmitte [18]

Die Auflagerbreiten haben hierbei keinen Einfluss, da ab der Lasteinleitung ein konstanter Momentenverlauf vorliegt. Bei der Prüfung im Schienenaufleger ist die Auflagerfläche zu berücksichtigen, da die Prüflast als einzelne Last eingeleitet wird und eine Momentenausrundung über die Breite der Lasteinleitungsfläche auftritt. Das Prüfmoment für das Schienenaufleger wurde mit dieser Formel berechnet:

$$M_S[kNm] = \frac{P[kN]}{2} \cdot \left(\frac{0,5[m]}{2} - \frac{0,1[m]}{4} \right)$$

Formel 18: Berechnung Prüfmoment Schienenaufleger [18]

Nach dieser Formel beträgt die gesamte Prüfkraft 373 kN, d.h. je Schienenaufleger wird eine Prüfkraft von 187 kN eingeleitet. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass für die Momentenausrundung nur die halbe Lasteinleitung berücksichtigt wurde. Setzt man die gesamte Lasteinleitung an, erhält man bei einer Prüfkraft von 373 kN lediglich ein Prüfmoment von 18,7 kNm bzw. die Prüfkraft je Schienenaufleger müsste ca. 210 kN betragen.

Neben den statischen Prüfungen wurde ferner ein Dauerversuch für Schwellenmitte durchgeführt. Hierbei betrug das Prüfmoment allerdings nicht 13 kNm, dass für den Nachweis der Rissfreiheit bei der statischen Prüfung gefordert ist, sondern 17,5 kNm.

Interessant ist dabei, dass es sich bei diesem Prüfmoment um das Tragmoment zum Zeitpunkt der Prüfung handelt, also mit der Biegezugfestigkeit und der Vorspannkraft zum Prüfzeitpunkt. Damit ist die Prüfkraft unabhängig vom charakteristischen Moment, sondern stellt vielmehr eine Qualitätsüberprüfung der Schwelle hinsichtlich der Biegezugfestigkeit und Vorspannkraft dar. Nach dem Dauerversuch mit 2 Mio. Lastwechseln durfte der Riss im belasteten Zustand eine Breite von 0,20 mm und im entlasteten Zustand von 0,07 mm haben, um die Prüfung zu bestehen. Im Anschluss wurde die Schwelle bis zum Bruch belastet, wobei die Anforderung an das Bruchmoment M_B erfüllt werden musste.

2.2.7 Qualitätsprüfung

Zusätzlich zu den Zulassungsprüfungen wurden gemäß der TL 918143 [25] Qualitätsprüfungen gefordert. Hierbei unterschieden sich aber sowohl der Prüfaufbau als auch die Prüfanforderungen deutlich von den Zulassungsprüfungen. So wurden in den Qualitätsprüfungen nur statische Biegeprüfungen in Schwellenmitte und einem Auflagerabstand von 1500 mm durchgeführt, und keine Biegeprüfungen mit 2-Punkt-Lasteinleitung. Die Auflagerbreiten betragen 100 mm und lagerten auf 30 mm Rollenlager. Die Prüfkraft wurde über eine ausgerundete 15 mm Schneide auf eine 30 mm breite Stahlplatte aufgebracht. Die Prüfung erfolgte im Betonalter von 7 Tagen, wobei die Schwellen bis zur Prüfung im Wasser gelagert wurden. Die Schwelle war mit 48 kN zu belasten. Dies entspricht einem Biegemoment von ca. 17,6 kNm. Dieses Prüfmoment kann aus der Prüfanordnung und der Prüfkraft folgendermaßen berechnet werden.

$$M_{M,Qualität} [kNm] = \frac{P [kN]}{4} \cdot (1,5 - 0,03) [m]$$

Formel 19: Berechnung Prüfmoment für Qualitätsprüfung in Schwellenmitte in Anlehnung an [18]

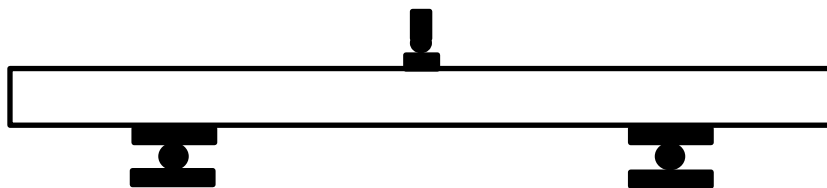


Abbildung 26: schematischer Prüfaufbau der Qualitätsprüfung nach [18]

Dieses gegenüber der Zulassungsprüfung deutlich höhere Prüfmoment hat keinen direkten Bezug zur Bemessung der Schwelle hinsichtlich ihrer Nutzungsdauer und der tatsächlich auftretenden Verkehrslasten. Hierbei handelt es sich um das Moment, welches im Prüfaller unter Berücksichtigung der Soll-Vorspannkraft und Biegezugfestigkeit des Betons ohne Riss aufgenommen werden können muss. Damit handelt es sich also um das Tragmoment der Betonschwelle zum Zeitpunkt t_7 . Diese Prüfung war eine reine Qualitätsprüfung zur Überprüfung der vorhandenen Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit des Betons. Durch die hohen Prüflasten ist

sie aber die Prüfung mit den größten Anforderungen, da Abweichungen in der Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit sofort festgestellt werden können.

Die eigentliche Biegezugfestigkeit wurde in der TL 918143:1989 über eine 1-Punkt-Lasteinleitung an 150 mm Balken mit den Querschnittsabmessungen 150 mm x 150 mm bestimmt. Die minimale 7-Tage-Biegezugfestigkeit, die für das Bestehen der Prüfung zu erreichen war, betrug hierbei 6,5 N/mm². Für das Bestehen der Biegeprüfung an der Schwelle mit der Prüfkraft von 48 kN war unter der Annahme einer Biegezugfestigkeit des Betons von 6,5 N/mm² eine rechnerische Vorspannkraft von ca. 310 kN notwendig. Damit hatte die Schwelle sehr hohen Prüfanforderungen zu genügen. Die tatsächliche Biegezugfestigkeit und die wirkende Vorspannkraft beeinflusst damit wesentlich die Ergebnisse der Qualitätsprüfungen. Auf diese Parameter wird daher in folgenden Ausführungen noch genauer eingegangen. Das Prüfmoment bzw. Tragemoment zum Prüfzeitpunkt kann aus der wirksamen Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit zum Prüfalter berechnet werden.

$$M_{\text{Tragemoment,Prüfung}} = (\sigma_{p,\text{test}} + f_{ct,fl,\text{test}}) \cdot \frac{I}{Z}$$

Formel 20: Berechnung Prüfmoment bzw. Tragemoment [26]

$\sigma_{p,\text{test}}$: Spannung infolge Vorspannkraft im Prüfalter

$f_{ct,fl,\text{test}}$: Biegezugfestigkeit im Prüfalter

2.3 Normenreihe DIN EN 13230:2003, UIC-Kodex 713 und BN 918143:2005

2.3.1 Normenreihe DIN EN 13230:2003

Am 09.02.2002 wurde die Normenreihe EN 13230: Gleis- und Weichenschwellen aus Beton vom Europäischen Komitee für Normung veröffentlicht. Die Einführung durch das Deutsche Institut für Normung e.V. (DIN) erfolgte für Deutschland im März 2003 [20]. In dieser Normenreihe wurden die technischen Kriterien und Prüfverfahren festgelegt, mit denen die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nachgewiesen werden konnten. Die DIN EN 13230:2003 war eine reine Prüfnorm, in der lediglich die Prüfverfahren für die Zulassungs- und Qualitätsprüfungen beschrieben waren. Die Prüfmomente sollten von den Betreiberbahnen eigenverantwortlich festgelegt werden. Es wurde jedoch auf ein Berechnungsbeispiel des Europäischen Instituts für Eisenbahnforschung im ORE-Bericht D170 RP4 [31] verwiesen, das als informelle Empfehlung Hinweise zur Wahl der der Prüfmomente zur Verfügung stellte. Zusätzlich veröffentlichte der Internationale Eisenbahnverband als Ergänzung zur EN 13230 den UIC-Kodex 713 [19].

Diese Kombination aus Prüfnorm und der ergänzenden Berechnung der Biegemomente führte zu Unstimmigkeiten bei der Festlegung der Prüfanforderungen. In der DIN EN 13230:2003 wurde das Bemessungsmoment als das „Moment zur Berechnung der Prüfkraft“ definiert. Dies waren das positive Bemessungsmoment M_{dr} im Schienenaufleger und das negative Bemessungsmoment M_{dc_n} in Schwellenmitte. Aus diesen Bemessungsmomenten wird nun die anfänglichen Prüfkraften F_{r0} bzw. F_{c0}

abgeleitet, welche von den Prüfkörpern in den Biegeprüfungen rissfrei aufgenommen werden können müssen. Es handelt sich dabei also eigentlich um Anforderungen bezogen auf das Prüfmoment und nicht auf das Bemessungsmoment, das der statischen Berechnung zugrunde gelegt wird. Das heißt also, die Bemessungsmomente in der DIN EN 13230:2003 sind dem Sinne nach Prüfmomente.

Dies steht aber im Widerspruch zu den Regelungen des UIC-Kodex 713, in dem das Bemessungsbiegemoment als das Moment definiert ist, das unter der typischen dynamischen Betriebsbeanspruchungen auftritt. Bei dieser Beanspruchung dürfen zwar auch keine Risse unter der Prüflast auftreten, jedoch wird die Gebrauchstauglichkeit unter Betriebsbedingungen nachgewiesen. Dies erklärt auch, warum die Mindestbiegezugfestigkeit des Betons entsprechend den Bemessungsgrundsätzen von 1982 mit $3,0 \text{ N/mm}^2$ angegeben ist. Damit entspricht das Bemessungsmoment im UIC-Kodex 713 dem charakteristischen Biegemoment gemäß den Definitionen. Allerdings fehlt im UIC-Kodex der Bezug zur Biegeprüfung der Schwellen, da kein Zusammenhang zwischen dem Bemessungsmoment und dem Prüfmoment hergestellt wird.

Damit bestand nun das Problem, dass einerseits nach UIC-Kodex 713 ein Bemessungsmoment als charakteristisches Biegemoment berechnet wird und in DIN EN 13230:2003 dieses Bemessungsmoment als Basis für die Biegeprüfung, also als Prüfmoment, angesehen wird. In Deutschland wurden die Prüfmomente direkt nach UIC-Kodex 713 berechnet und festgelegt. Es erfolgte eine Anpassung der Bahnnorm BN 918143 „Technische Lieferbedingungen für Spannbetonschwellen“, welche zunächst im Juli 2004 [32] als Entwurf und im Dezember 2005 [21] in der endgültigen Fassung BN 918143:2005 veröffentlicht wurde. Während der Entwurf aus dem Juli 2004 nur Prüfkraften enthielt, wurden in der Fassung aus dem Dezember 2005 auch Momente angegeben. Hierbei wurde die Momente zunächst als „Bemessungsmoment für Prüfungen“ deklariert, in Entwürfen ab 2008 dann als „Prüfmoment“ [33]. Auf eine statische Bemessung im eigentlichen Sinne mit der Berücksichtigung von Kriech- und Schwindvorgängen und der Berücksichtigung der Dauerbiegezugfestigkeit des Betons wurde daher in Deutschland verzichtet und es wurden nur noch Biegeprüfungen im Rahmen der Zulassungs- und Qualitätsprüfungen gefordert. Diese „Bemessungsmomente für Prüfungen“, wie sie mit BN 918143:2005 eingeführt wurden, wurden zwischen der DB AG, dem Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der TU München und dem Eisenbahn-Bundesamt abgestimmt [34]. Zwischenzeitlich erfolgte eine Umbenennung der Bahnnorm in Deutsch Bahn Standard, wodurch aus dem BN 918143:2005 der DBS 918143:2006 [35] wurde. An den Festlegungen der Momente änderte sich hierbei nichts. Die Festlegung in DIN EN 13230:2003 besagt, dass die Prüfmomente vom Betreiber selbst bestimmt werden sollen, allerdings wurden diese in Deutschland aufgrund der unterschiedlichen Definitionen des Bemessungsmoments in der DIN EN 13230:2003 und dem UIC-Kodex 713 mit dem falschen Berechnungsverfahren ermittelt.

2.3.2 Berechnungsverfahren nach UIC-Kodex 713

2.3.2.1 Berechnung der dynamischen Stützpunktkraft nach UIC-Kodex 713

Die *Union internationale des chemins de fer* (UIC) ist ein überstaatliches Arbeitsorgan, das sich der Technischen Einheit im Eisenbahnwesen (TE) und damit der Einheitlichkeit im grenzüberschreitenden Eisenbahnverkehr verschrieben hat. Zu den Mitgliedern zählen Eisenbahnverkehrsunternehmen (EVU), Infrastrukturbetreiber (EIU) und Unternehmen, die im Eisenbahnwesen tätig sind. Die UIC gibt Merkblätter (UIC-Kodex) und andere der Vereinheitlichung im Eisenbahnwesen dienlichen Veröffentlichungen heraus. So auch den UIC-Kodex 713 *Bemessung von Monoblockschwellen aus Beton*.

Dieser bezeichnet die dynamische Stützpunktkraft als „Bemessungslast des Schienenaufagers unter dynamische Normalbetriebsbelastung“, also sinngemäß als die Belastung, die während des regulären Verkehrs immerwährend auftritt. Bei der Berechnung der Stützpunktkräfte wurden die statischen Radsatzlasten, dynamische Faktoren für Gleislagefehler sowie unterschiedliche Geschwindigkeiten und die Lastverteilung der Schiene berücksichtigt. Allerdings wurde das Verfahren im Hinblick auf eine leichte Anwendbarkeit stark vereinfacht. So wurden nur Geschwindigkeitsbereiche kleiner oder größer als 200 km/h unterschieden und für die Lastverteilung auf die Schienen ein genereller Wert von 50% festgelegt. Allerdings war nach wie vor die Möglichkeit gegeben, eine realistischere Lastverteilung über das Rechenmodell eines elastisch gebetteten Balkens zu ermitteln. Zusätzlich wurden Faktoren zur Berücksichtigung von der Schwelle im Schotter eingeführt.

$$P_d = \frac{Q}{2} (1 + \gamma_p \cdot \gamma_v) \cdot \gamma_d \cdot \gamma_r$$

Formel 21: Berechnung Stützpunktkraft [19]

P_d :	dynamische Stützpunktkraft	
Q :	Achslast	
γ_p :	Dämpfungsfaktor für elastische Zwischenlage der Schienenbefestigung	
	• schwache Dämpfung >15%:	1,0
	• mittlere Dämpfung > 15 – 30 %:	0,89
	• hohe Dämpfung > 30%:	0,78
γ_v :	Geschwindigkeitsfaktor	
	• $V < 200$ km/h:	0,5
	• $V \geq 200$ km/h:	0,75
γ_d :	Lastverteilungsfaktor	0,5
γ_r :	Faktor für Lagerfehler in Gleislängsrichtung	1,35

Unter Berücksichtigung einer schwachen Dämpfung beträgt die dynamische Stützpunktkraft für die in Deutschland gebräuchlichen Annahmen 148 kN bei einer

Achslast von 250 kN und einer Geschwindigkeit $V \geq 200$ km/h, also annähernd dem Wert, wie er auch in den Bemessungsgrundsätzen anzusetzen war. Da diese Rahmenbedingungen unter realen Betriebsbedingungen nicht auftreten, ist dieser Wert als sehr konservativ einzuschätzen. Unter normalen Betriebsbedingungen, wie z.B. einer Radsatzlast von 225 kN und einer Geschwindigkeit von $V < 200$ km/h sowie mittlerer Dämpfung, ergibt sich eine Stützpunktkraft von 110 kN. Allerdings wird für diesen Fall noch eine sehr ungünstig wirkende Lastverteilung der Schiene angesetzt. Diese Stützpunktkräfte lassen sich aber nicht direkt miteinander vergleichen. In den Bemessungsgrundsätzen wurde damit das charakteristische Biegemoment (Lastmoment) berechnet. Im UIC-Kodex 713 wird bei der Berechnung der charakteristischen Biegemomente (Bemessungsmomente) noch der Faktor γ_i , für die Berücksichtigung der ungleichmäßigen Bettung der Schwelle, zugeschlagen. Das heißt also, selbst bei identischen Stützpunktkräften in den Bemessungsgrundsätzen und im UIC-Kodex 713 erhält man, bedingt durch den Faktor γ_i , unterschiedliche charakteristische Biegemomente.

Diese erhöhten charakteristischen Biegemomente wurden in Deutschland als Prüfmomente verstanden und verwendet, da der Zusammenhang zwischen charakteristischem Biegemoment und Prüfmoment nicht klar war, während sie im eigentlichen Sinne des UIC-Kodex 713 der statischen Bemessung zugrunde zu legen waren. Die sehr ungünstigen Lastannahmen und damit deutlich höheren charakteristischen Biegemomente waren notwendig, um die Anforderungen für die Schwellen des Bestandes nicht abzusenken. Daher wurden die charakteristischen Biegemomente (Bemessungsmoment) aus dem UIC-Kodex 713 so hoch gewählt, dass sie in etwa den bislang gültigen Prüfmomenten entsprechen. Korrekterweise hätte man diese mit normalen Betriebsbedingungen berechnen müssen und mit den charakteristischen Biegemomenten aus den Bemessungsgrundsätzen verglichen werden müssen, um die Prüfmomente daraus abzuleiten.

2.3.2.2 Berechnung charakteristisches positives Biegemoment im Schienenaufleger nach UIC-Kodex 713

In Abhängigkeit der Schwellengeometrie und des verwendeten Schienenfußes kann das positive charakteristische Biegemoment aus der Stützpunktkraft, wie es im UIC-Kodex 713 verstanden, aber als Bemessungsmoment bezeichnet wird, im Schienenaufleger unten berechnet werden.

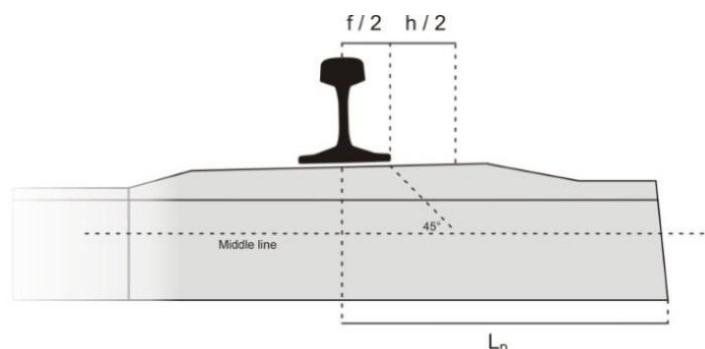


Abbildung 27: Berechnung positives Biegemoment [19]

$$M_{dr+} = \gamma_i \cdot P_d \cdot \frac{L_p - \frac{f+h}{2}}{4}$$

Formel 22: Berechnung positives Biegemoment [19]

M_{dr+} : positives charakteristisches Biegemoment, im UIC-Kodex 713 als Bemessungsmoment

P_d : dynamische Stützpunktkraft

γ_i : Faktor für Dynamik aufgrund von ungleichmäßiger Bettung der Schwelle 1,6

L_p : Abstand zwischen Schwellende und Schienenaflagerachse

f: Schienenfußbreite

h: Schwellenhöhe

Dabei wird eine gleichmäßige Auflagerung links und rechts der Schiene angenommen. Die Geometrie der Schwelle wird nicht weiter berücksichtigt, sondern als unendlich steifer Balken mit konstanter Breite betrachtet. Dies kann bei veränderlicher Breite, wie z.B. bei der B 70, zu einem verminderten Biegemoment bei einer gleichbleibenden Stützpunktkraft von bis zu 8% führen. Mit der Stützpunktkraft von 150 kN ergibt sich ein charakteristisches Biegemoment nach den Bemessungsgrundsätzen von ca. 15,0 kNm für einen Schienenfuß der Breite 150 mm. Setzte man in die Formel des UIC-Kodex 713 für $\gamma_i \cdot P_d = 150$ kN ein, ergäbe sich ein Biegemoment von ca. 13,8 kNm.

2.3.2.3 Berechnung charakteristisches Biegemoment in Schwellenmitte nach UIC-Kodex 713

Für die Berechnung des negativen charakteristischen Biegemoments in Schwellenmitte oben werden die drei Lastfälle wie in den Bemessungsgrundsätzen betrachtet. Das größte Biegemoment ergibt sich bei einer vollständigen Auflagerung über die gesamte Schwellenlänge.

$$M_{ac-} = \gamma_i \cdot P_d \cdot \left[\frac{g}{2} - \frac{L}{2} + \frac{\frac{b_1 \cdot L^2}{8} + b_2 \cdot (k^2 + c \cdot k + \frac{c^2}{3})}{\frac{b_1 \cdot L}{2} + b_2 \cdot (2 \cdot k + c)} \right]$$

Formel 23: Berechnung negatives Biegemoment mit 100%-Auflagerung und Einschnürung [19]

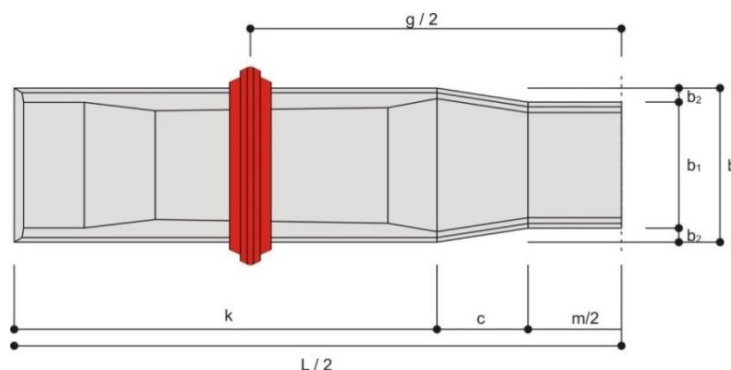


Abbildung 28: Berechnung Biegemoment in Schwellenmitte [19]

Diese Formel setzt eine vollständige Auflagerung des Mittelteils voraus. Für Schwellen mit Einschnürung in der Mitte ist hier keine Abminderung vorgesehen. Lediglich für Schwellen, welche keine Einschnürung haben, wurde eine Formel zur Berechnung des Mittenmoments mit einer 50%-Abminderung der Schwellenaullagerung in der Mitte angegeben, da das Mittenmoment ansonsten überproportional ansteigt.

$$M_{dc-} = \gamma_i \cdot P_d \cdot \left[\frac{g}{2} - \frac{2 \cdot L^2 - m^2}{4 \cdot (2 \cdot L - m)} \right]$$

Formel 24: Berechnung des negativen Biegemoments mit 50%-Auflagerung ohne Einschnürung [19]

Will man nun das Mittenmoment für eine 2,4 m lange Schwelle mit Einschnürung und voller Auflagerung berechnen, erhält man ebenfalls sehr hohe Mittenmomente. Daher wurde in Deutschland für die Berechnung der Biegemomente auch bei kurzen Schwellen mit Einschnürung eine 50%-Auflagerung berücksichtigt [34], wie dies bereits bei den Bemessungsgrundsätzen der Fall war.

2.3.3 Umsetzung in BN 918143:2005

2.3.3.1 Prüfmomente

Mit Einführung der Bahnnorm BN 918143 im Jahr 2005 traten die Missverständnisse hinsichtlich der unterschiedlichen und Definitionen der zu ermittelnden Momente im Vergleich zu UIC-Kodex 713 und EN 13230:2003 offen zu Tage. Unter normalen Betriebsbedingungen, d.h. bei einer Stützpunktkraft von 110 kN auf einer Schiene 60E1, beträgt das Bemessungsmoment nach UIC-Kodex 713, also das charakteristische Biegemoment, 15,9 kNm. Dies entspricht nahezu dem Wert, wie er auch bei Berechnung nach den Bemessungsgrundsätzen ermittelt worden wäre. Allerdings wurde immer noch eine relativ hohe Lastverteilung von 0,5 berücksichtigt. Da das Prüfmoment in der DIN EN 13230:2003 aber auch als Bemessungsmoment bezeichnet wurde, hätte dies zur Folge gehabt, dass die Spannbetonschwellen B 70 künftig nur noch auf das Prüfmoment 15,9 kNm geprüft worden wäre, anstelle der bisherigen 21,0 kNm. Man wollte einerseits die DIN EN 13230:2003 einhalten, andererseits aber nicht die Anforderungen an die bestehenden Schwellen reduzieren. Daher wurden die Faktoren des UIC-Kodex 713 so hoch gewählt, dass eine Stützpunktkraft von 148 kN auf einer Schiene 49E5 und damit ein Bemessungsmoment von 22,2 kNm erreicht wurde. Dieses Bemessungsmoment nach UIC-Kodex 713 wäre per Definition das eigentliche, charakteristische Biegemoment. In Deutschland wurde dieses jedoch als Bemessungsmoment nach DIN EN 13230:2003, also als Prüfmoment, verwendet.

In Schwellenmitte hätte sich für eine 2,6 m lange Schwelle vom Typ B 70 unter normaler Betriebsbelastungen ein negatives charakteristisches Biegemoment (Bemessungsmoment in UIC-Kodex 713) von ca. 10,9 kNm für eine Stützpunktkraft von 110 kN ergeben und wäre damit ebenfalls im Bereich der Bemessungsgrundsätze

gewesen. Da dieses Moment ebenfalls als Prüfmoment verstanden wurde, wären die Anforderungen erneut deutlich geringer gewesen als bisher üblich. Daher wurden auch hier sehr ungünstige und unrealistische Bedingungen angesetzt, womit sich für eine Stützpunktkraft von 148 kN ein charakteristisches Biegemoment von ca. 14,7 kNm ergab. Bei der Berechnung für die 2,4 m lange B 70 wurde eine reduzierte Auflagerung in Schwellenmitte in Ansatz gebracht, wodurch die charakteristischen Biegemomente im Schienenaufleger und Schwellenmitte für die Stützpunktkraft 148 kN jeweils 15 kNm betragen.

Die Größenordnung der Bemessungsmomente in der BN 918143:2005 wurde daher nach DIN EN 13230:2003 als Prüfmomente sowohl für die Zulassungsprüfung als auch für die Qualitätsprüfung mit dem Wert 22 kNm im Schienenaufleger und 15 kNm in Schwellenmitte angegeben.

Infolge dieser sehr hohen Lastannahmen übersteigt das Biegemoment im Schienenaufleger mit dem Wert 22 kNm die Anforderungen aus den Bemessungsgrundsätzen mit 21 kNm. In Schwellenmitte sind die Anforderungen mit 15 kNm allerdings geringer als in den Qualitätsprüfungen mit 17,6 kNm.

Wären realistische Annahmen getroffen worden, hätten sich damit die Bemessungslasten- und Momente aus Tabelle 8 ergeben. In Zeile 1 sind die Parameter für einen Hochgeschwindigkeitszug, in Zeile 2 für einen Güterzug und in Zeile 3 wie für die BN 918143:2005 gewählt angegeben. Die Ergebnisse dieser Berechnungen liegen jedoch noch immer auf der sicheren Seite, da die Lastverteilung mit 0,5 angenommen und nicht die günstigere Lastverteilung einer 60E2 berücksichtigt wurde. Ebenso blieb unberücksichtigt, dass Schienen 54E4 in Deutschland nur mit maximal 160 km/h befahren und dass bei Geschwindigkeiten über 160 km/h elastische Schienenbefestigungen verwendet werden [29]. Unter Berücksichtigung dieser Annahmen ergeben sich für die Lastfälle 1 und 2 etwa realistische, charakteristische Biegemomente, die etwa im Bereich der charakteristischen Biegemomente aus den Bemessungsgrundsätzen von 1982 liegen. Da diese nach dem deutschen Verständnis als Prüfmomente angesehen wurden und die Anforderungen nicht reduzieren werden sollten, entschied man sich mit der BN 918143:2005, die ungünstigsten charakteristischen Biegemoment (Lastfall 3) als Prüfmomente zu verwenden.

Lastfall	Q [kN]	V [km/h]	Schiene	Befestigung Faktor	S _{dyn} [kN]	M _{dr} [kNm]	M _{dcn} [kNm]
1	200	≥ 200	60E2	weich: 0,78	107	15,5	-10,6
2	225	< 200	54E4	mittel: 0,89	110	16,5	-10,9
3	250	≥ 200	49E5	hart: 1,0	148	22,2	-14,7

Tabelle 8: Bemessungslasten und -momente nach UIC-Kodex 713 [kNm] [19]

2.3.3.2 Schwellenprüfungen

Neben der Anpassung der Biegemomente kam es zu deutlichen Änderungen der Prüfungen selbst. Während in den Bemessungsgrundsätzen die Schwellenmitte als 2-Punkt-Lasteinleitung geprüft wurde und hier Kriterien für die Rissbreiten überprüft und der Dauerschwingversuch durchgeführt wurde, werden nach EN 13230 nur noch

statische Versuche in Schwellenmitte gefordert. Eine Entlastung während des Prüfablaufs und die Messung der verbleibenden Rissbreiten sind entfallen. Stattdessen wird der Dauerschwingversuch nun im Schienenaufleger durchgeführt. Zusätzlich werden dynamische Grenzbelastungsversuche bis zum Bruch der Schwelle eingeführt. Aufgrund dieser unterschiedlichen Prüfanordnungen sind nicht die Prüfkraften sondern nur die Prüfmomente miteinander vergleichbar.

Für einen Prüfaufbau nach EN 13230-2 ergeben sich damit die Prüfkraften im Schienenaufleger zu 176 kN für die 2,6 m lange Schwelle aus dem Prüfmoment 22 kNm und 128 kN für die 2,4 m lange Schwelle aus dem Prüfmoment 15 kNm. In Schwellenmitte betragen die Prüfkraften jeweils 43 kN für das Prüfmoment von 15 kNm. Die Prüfungen gelten als bestanden, wenn bei der Aufbringung dieser Prüfmomente keine Risse auftreten bzw. die Anrissmomente größer als die Prüfmomente sind. Bei diesen Prüfkraften wird nun nicht mehr zwischen unterschiedlichen Anforderungen für die Zulassungs- oder Qualitätsprüfungen unterschieden. Das heißt nun, für die Zulassungsprüfungen in Schwellenmitte sind die Anforderungen im Vergleich zu den Bemessungsgrundsätzen von 1982 mit einem Anrissmoment von 13 kNm zwar um ca. 15% größer, aber die Qualitätsprüfungen nach der TL 918143 von 1989, bei denen ein Rissmoment von 17,6 kNm entsprechend einer Prüfkraft von 48 kN erreicht werden musste, sind um ca. 15% geringer. Da die Schwelle B 70 konstruktiv jedoch unverändert geblieben ist, ist die Prüfung in Schwellenmitte hinsichtlich der Qualität der Schwelle für die Vorspannkraft und Biegezugfestigkeit nur dann sinnvoll durchzuführen, wenn die Schwelle bis zum ersten Anriss und Bruch geprüft wird und dieser Wert dann mit Erfahrungswerten aus anderen Schwellenprüfungen verglichen wird. Im Entwurf der BN 918143 vom Juli 2004 wurde die Anrisskraft für die Schwellenmitte noch mit 48 kN angegeben, was einem Prüfmoment von 16,8 kNm nach DIN EN 13230:2003 entspricht. Allerdings wurde die Prüfkraft in der Endfassung vom Dezember 2005 auf 43 kN reduziert, entsprechend dem Prüfmoment von 15 kNm. Damit werden zwar die tatsächlich auftretenden Verkehrsbeanspruchungen geprüft, im Sinne einer Qualitätsprüfung zur Überprüfung der Vorspannkraft und Biegezugfestigkeit sind die Anforderungen signifikant gesunken.

Im Schienenaufleger erhöhte sich das Anrissmoment von 21 kNm auf 22 kNm. Hierbei ist allerdings zu bedenken, dass sich die Prüfanordnungen auch deutlich geändert haben. Neben einer Vergrößerung des Auflagerabstandes von 500 mm auf 600 mm wurde in der EN 13230 die Breite der Lasteinleitung von 100 mm in den Bemessungsgrundsätzen auf 140 mm erhöht. Die Prüfkraft wird trotz der Vergrößerung der Breite um 40 mm wie folgt ermittelt:

$$F = \frac{M}{L - 0,1}$$

Formel 25: Berechnung Prüfkraft EN 13230 [36]

Daraus ergibt sich für die Prüfkraft 176 kN ein Moment von 22 kNm. Würde man allerdings die tatsächliche Breite von 140 mm ansetzen, betrüge das Moment lediglich 20,2 kNm. Damit läge das Prüfmoment augenscheinlich unter den Anforderungen der Bemessungsgrundsätze. Legt man aber für diese Prüfanforderung die Formel aus der

EN 13230 zugrunde, müsste die Prüfkraft für die Prüfanordnung mit 500 mm Auflagerabstand und dem Prüfmoment 21 kNm sogar 210 kN betragen. Nach der Formel der Bemessungsgrundsätze beträgt es aber nur 187 kN. Damit wurden auch dort nur Prüfmomente von ca. 18,7 kNm erreicht. Insgesamt lässt sich also feststellen, dass damit die Anforderungen an die Prüfung im Schienenaufleger hinsichtlich des ersten Risses um ca. 8% höher sind als in den Bemessungsgrundsätzen.

Während die Prüfkraft nach den Bemessungsgrundsätzen bezogen auf eine Rissbreite von 0,1 mm unter Belastung ein Zulassungskriterium war, werden gemäß EN 13230 nur noch die verbleibende Rissbreite 0,05 mm und der Bruch als maßgebende Kriterien betrachtet. Die Prüfmomente für diese Kriterien können über Faktoren berechnet werden. Im UIC-Kodex 713 und DIN EN 13230:2003 werden dahingehend k-Faktoren empfohlen, welche allerdings betreiberseits unterschiedlich gewählt werden dürfen. Die k-Faktoren dienen der rechnerischen Berücksichtigung außergewöhnlicher und unfallbedingter Ereignisse. Dabei deckt der Faktor k_1 außergewöhnliche und zufällige Stoßbelastungen ab, die nur selten während der Nutzungsdauer der Schwelle auftreten. Solche Ereignisse stellen eine Überbelastung der Schwelle dar, infolge derer sich ein Querriss in der Schwelle bildet, der sich aber nach der Entlastung wieder schließt und somit keine Einschränkung in der Lebensdauer und Funktionalität darstellt. Mit dem Faktor k_2 werden unfallbedingte Ereignisse, also z.B. Entgleisungen, abgedeckt. Diese Belastung muss die Schwelle lediglich einmal aufnehmen können, um den Systemkollaps während eines solchen Ereignisses zu verhindern.

Hierbei offenbart sich nun das Verständnisproblem zwischen Bemessungs- und Prüfmoment bei der Wahl der k-Werte bei der Prüfung nach BN 918143:2005, da hier nicht die empfohlenen Werte aus dem UIC-Kodex 713 und der DIN EN 13230 übernommen wurden. In diesen Empfehlungen sollte das Bemessungsmoment mit den k-Werten beaufschlagt werden, was in Deutschland jedoch für das Prüfmoment geschah. Dadurch erhöhten sich die Prüfanforderungen derart, dass die Schwellen diesen Anforderungen nicht genügten. Die für Deutschland anzuwendenden k-Faktoren wurden im Rahmen von Ringversuchen in den deutschen Schwellenwerken ermittelt und gemeinsam zwischen DB AG, Eisenbahn-Bundesamt und TU München festgelegt [34]. Dies führte zu einer Reduzierung der k-Werte in etwa einem Verhältnis, das dem von Prüf- zu Bemessungsmoment entspricht. Letztendlich bedeutet das aber, dass die Anforderungen an die verbleibende Rissbreite bzw. den Bruch nicht den Vorschriften entsprechen und nicht die realen Bedingungen im Gleis widerspiegeln. Sie sind nur eine Rückrechnung ausgehend von der tatsächlichen Beanspruchbarkeit der Schwelle B 70. Aus langjährigen Erfahrungen mit der B 70 ist demgegenüber bekannt, dass sich die Schwelle bewährt hat und dass sie den auftretenden Beanspruchungen gut und sicher widersteht. Allerdings lässt sich eine mögliche Überdimensionierung der Schwelle B 70 daraus nicht abschätzen. Dies führt dazu, dass die Wahl zutreffender k-Faktoren gerade bei Neuentwicklungen als problematisch anzusehen ist, da eben genau diese Erfahrungen nicht vorliegen.

In den Bemessungsgrundsätzen wurden die Prüfmomente nicht faktorisiert, sondern es wurden erforderliche Prüfmomente angegeben, aus denen sich die anzunehmenden Faktoren ableiten lassen. In der folgenden Tabelle sind die empfohlenen k-Faktoren aus dem UIC-Kodex 713 und die tatsächlich in Deutschland verwendeten k-Faktoren

den abgeleiteten Faktoren aus den Bemessungsgrundsätzen gegenübergestellt, die sich aus den jeweiligen Prüfmomenten ableiten lassen. Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, dass die k-Faktoren des UIC-Kodex auf das charakteristische Biegemoment bezogen sind und die der BN 918143:2005 auf das Prüfmoment. Für die Bemessungsgrundsätze (1982) wurden die Faktoren für eine bessere Vergleichbarkeit jeweils auf die charakteristischen Biegemomente und das Prüfmomente zurückgerechnet.

	Bemessungsgrundsätze [1983]	BN 918143 [2005]
Bemessungsmoment M_S (charakteristisches Moment)	16	-
Anrissmoment M_R bzw. Prüfmoment M_{dr}	21	22
Moment mit verbleibender Rissbreite 0,05 mm $M_{0,05}$	34	33
Bruchmoment M_B	48	46,2

Tabelle 9: Prüfmomente im Schienenaufleger [kNm]

		Bemessungsgrundsätze (bezogen auf charakteristisches Moment)	Bemessungsgrundsätze (bezogen auf Prüfmoment)	UIC-Kodex 713 (bezogen auf charakteristisches Moment)	BN 918143 2005 (bezogen auf Prüfmoment)
verbleibende Rissbreite 0,05 mm während statischer Prüfung	k1s	2,1	1,6	1,8	1,5
Bruch während statischer Prüfung	k2s	3,0	2,3	2,5	2,1
verbleibende Rissbreite 0,05 mm während dynamischer Prüfung	k1d	-	-	1,5	1,3
Bruch während dynamischer Prüfung	ks2	-	-	2,2	1,7

Tabelle 10: außergewöhnliche und unfallbedingte Faktoren für Deutschland [34]

2.3.4 Schlussfolgerungen zur DIN EN 13230:2003 und UIC-Kodex 713

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Einführung der DIN EN 13230:2003 für die Bemessung und Prüfung von Schwellen keine wesentlichen Vorteile gebracht hat, sondern eher zu Problemen bei der Umsetzung geführt hat. Dies ist insbesondere auf Verständnisprobleme hinsichtlich der Definitionen von Lastmoment, Tragmoment,

Bemessungsmoment und Prüfmoment und der Dimensionierung der Schwellen zurückzuführen.

Während in den Bemessungsgrundsätzen aus dem Jahr 1982 noch klar zwischen Lastmoment, Tragsmoment und Prüfmoment unterschieden wird, ist in DIN EN 13230:2003 nur noch ein Bemessungsmoment definiert. Dieses diente der Bestimmung von Prüflasten und Prüfanforderungen und entsprach somit dem Sinne nach einem Prüfmoment. Zur Ermittlung dieses Bemessungsmomentes verwies die DIN EN 13230:2003 auf den UIC-Kodex 713, der das Bemessungsmoment jedoch als das Moment definierte, das unter üblichen Betriebsbedingungen auftritt. Dieses Moment entspricht dem Lastmoment der Bemessungsgrundsätze oder im jetzigen Sprachgebrauch dem charakteristischen Biegemoment.

Ein Zusammenhang zwischen diesen beiden Momenten wurde nicht hergestellt, wodurch das im UIC-Kodex 713 berechnete Moment in Deutschland als Prüfmoment verstanden wurde. Da das Moment unter normalen Betriebsbedingungen und infolge der Berücksichtigung der Dauerbiegezugfestigkeit und der Kriech- und Schwindverluste immer geringer ist als das Prüfmoment, wurden die Parameter zur Berechnung des Bemessungsmomentes nach UIC-Kodex 713 auf das in Deutschland bis dahin übliche Niveau angehoben.

Zwar sind die Anforderungen im Schienenaufleger hinsichtlich des Auftreten des ersten Risses von 21 kNm auf 22 kNm gestiegen, andererseits aber in Schwellenmitte von 17,6 kNm auf 15 kNm gesunken. Gerade im Hinblick auf die Qualitätsüberwachung zur Überprüfung der Biegezugfestigkeit und der Vorspannkraft ist die Prüfung in Schwellenmitte die kritischere, da die Tragreserven hier geringer sind als im Schienenaufleger.

Auch bei der Neuentwicklung und Dimensionierung von Schwellen waren die Bemessungsgrundsätze von 1982 vorteilhafter, da hier nicht nur in die Geschwindigkeitsbereiche kleiner und größer 200 km/h unterschieden wurde und auch kein genereller Lastverteilungsfaktor von 0,5 anzusetzen war. Zudem konnten auch Gleislagequalität und Fahrzeugart in der Berechnung berücksichtigt werden. Problematisch bei der direkten Berechnung des Prüfmomentes ist auch, dass die tatsächliche Dauerbiegezugfestigkeit und die Spannkraftverluste nicht mehr berücksichtigt werden.

2.4 prEN 13230-6:2015

Ende 2015 wurde die Normenreihe prEN 13230:2015 als CEN-Schlussumfrage veröffentlicht [37]. Die fortgeschriebene Norm regelt Anforderungen an und Prüfungen für Gleis- und Weichenschwellen aus Beton. Der Teil 6 dieser Vornorm enthält einen Bemessungsteil [17], der seit 2014 als Entwurf vorlag. Hierin wird nun ein charakteristisches Biegemoment infolge der dynamischen Belastung bei normalen Betriebsbedingungen eingeführt, das dem Lastmoment der Bemessungsgrundsätze oder nach Definition dem Bemessungsmoment des UIC-Kodex 713 entspricht. Davon ist das Prüfmoment zu unterscheiden, das während der Biegeprüfung aufgebracht wird

und das Abnahmekriterium in Abhängigkeit von den Anforderungen darstellt. Die Biegeprüfungen gelten als bestanden, wenn das Anrissmoment, also das Moment, bei dem der erste Riss während der Biegeprüfungen entsteht, größer als das Prüfmoment ist. Damit wird in der prEN 13230:2015 nur noch von den charakteristischen Biegemomenten und den Prüfmomenten bzw. Anrissmomenten gesprochen. Auf die Bezeichnung als Trag- und Bemessungsmomente wird nun gänzlich verzichtet, um die Verständnisprobleme, die oftmals zu Fehlinterpretationen führten, auszuschließen. Die Schwellen müssen noch hinsichtlich ihres charakteristischen Biegemomentes statisch bemessen werden und die anschließenden Biegeprüfungen bestehen. Das Vorgehen zur Bemessung und Prüfung der Schwellen entspricht prinzipiell den DB-Bemessungsgrundsätzen von 1982.

Das Prüfmoment leitet sich vom charakteristischen Moment ab. Auf das charakteristische Moment, das statisch bemessen werden muss, werden zur Ermittlung des Prüfmomentes zeitabhängige Verluste aufgeschlagen. Dieses Vorgehen unterscheidet das Verfahren nach prEN 13230-6:2015 gegenüber den Bemessungsgrundsätzen von 1982, bei dem sich die Prüfmomente vom Tragemoment abgeleitet haben. Für den Zusammenhang zwischen charakteristischem Moment und Prüfmoment wird nun der Faktor k_t als Quotient aus Prüfmoment und charakteristischem Moment verwendet. Damit ergeben sich für Schwellen trotz gleicher Beanspruchung infolge unterschiedlicher Vorspannkräfte zwangsläufig verschiedene k_t -Faktoren.

Die Faktoren k_1 und k_2 werden wie in der EN 13230:2003 verwendet. Allerdings werden sie nun mit dem charakteristischen Moment multipliziert und nicht mehr mit dem Prüfmoment. Dadurch mussten diese Werte zwangsläufig vergrößert werden, um vergleichbare Prüfbedingungen zu erreichen. Neben dem theoretischen Verfahren zur Dimensionierung der Schwelle wird auch ein vereinfachtes empirisches Verfahren erläutert. Dazu sollen Schwellen über mindestens 5 Jahre im Gleis erprobt werden und die auftretenden Belastungen gemessen werden. Sollten im Erprobungszeitraum Mängel auftreten, können die Schwellen bis hin zur Mängelfreiheit optimiert und verbessert werden. Die charakteristischen Momente für die weitere Bemessung können nun aus den Messungen im Gleis abgeleitet werden oder über Biegeprüfungen an Schwellen ermittelt werden, die mindestens 5 Jahre im Gleis gelegen haben und keine Risse aufweisen. Dieses Vorgehen ist allerdings hinsichtlich seiner Wirtschaftlichkeit zu hinterfragen, da die Schwelle eventuell überdimensioniert wird, um von vornherein Schäden im Gleis zu vermeiden. Auch muss diese Erprobung von neuen Schwellen besonders sowie kontinuierlich überwacht und auf ein gewisses Einsatzgebiet begrenzt werden, da ansonsten die Grundgesamtheit der zu überwachenden Schwellen zu groß wird und Schäden ggf. nicht rechtzeitig detektiert werden können. Ferner sind die aus diesem Vorgehen gewonnenen charakteristischen Momente nur für die im Gleis vorhandenen Betriebsbedingungen anwendbar. Dies würde dazu führen, dass für unterschiedliche Strecken unterschiedliche Schwellen zum Einsatz kämen. Dies mag für Strecken mit artreinem Verkehr sinnvoll sein, jedoch kann dies zu massiven Einschränkungen bei Mischbetrieb oder Ausweichstrecken führen. Daher sollten im Rahmen einer vereinfachten Logistik in einem Streckennetz Schwellen zum Einsatz kommen, die allen Mindestanforderungen aus dem Betrieb genügen. Es mag zwar in

gewissen Fällen besser sein, eine nur für bestimmte Einsatzgebiete dimensionierte Schwelle zu haben, falls dies dann aber zu Einschränkungen im Betrieb führt, können die daraus entstehenden Nachteile sehr schnell die Vorteile überwiegen. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit nur das theoretische Verfahren betrachtet, da die Schwelle generell für alle Anwendungsfälle eingesetzt werden soll.

Genaugenommen ist die Spannbetonschwelle B 70 aus solch einem empirischen Verfahren entstanden, wenn man die Entwicklung der Spannbetonschwellen in Deutschland betrachtet. Die einzelnen Schwellen wurden in ihren Abmessungen immer größer und die Vorspannkraft nahm immer weiter zu, bis letztendlich seit der Einführung der Spannbetonschwelle B 70 im Jahr 1970 ein Entwicklungsstand der Spannbetonschwellen erreicht wurde, mit dem die auftretenden Betriebsbelastungen dauerhaft und sicher aufgenommen werden können.

Da bereits 2014 die prEN 13230-6 als CEN-Umfrage vorlag, wurde von der DB AG der DBS 918143:2015 [38] veröffentlicht, in dem die Neuerungen aus der prEN 13230-6:2015 eingearbeitet wurden. Diese Anpassungen werden abschließend mit den Prüfanforderungen der früheren Versionen der TL 918143:1989, BN 918143:2005, DBS 918143:2005 und DBS 918143:2012 verglichen.

2.4.1 Dynamische Stützpunktkraft

Die dynamische Stützpunktkraft P_k , welche als „charakteristische Last im Schienenaufleger der Gleisschwelle infolge dynamischer Belastung bei normalen Betriebsbedingungen“ definiert wird, wird ähnlich wie im UIC-Kodex 713 berechnet. Demgegenüber wird lediglich eine genauere Berücksichtigung der Geschwindigkeit vorgenommen. Anstelle der Unterscheidung von lediglich $V \geq 200$ km/h und $V < 200$ km/h wird nun eine untere Bezugsgeschwindigkeit von $V = 60$ km/h mit dem Beiwert $k_v = 0,25$ eingeführt, womit der Beiwert k_v für Geschwindigkeiten 60 km/h $< V < 200$ km/h interpoliert werden darf. Dieser Geschwindigkeitsbeiwert beinhaltet die zweifache Standardabweichung als Sicherheit. Dies entspricht einer statistischen Sicherheit von 95,5%, wodurch übliche Gleislagefehler abgedeckt sind. Für Strecken mit besonderer Instandhaltung könnten zwar niedrigere Werte angesetzt werden, jedoch sind für diesen Fall in der Norm keine Empfehlungen gegeben. Den Bemessungsgrundsätzen lag eine statistische Sicherheit von 99,7%, also der dreifachen Standardabweichung, zugrunde. Ferner konnte die Qualität der Gleislage sowie die Verkehrszusammensetzung (Personenverkehr oder Güterverkehr) hiermit direkt berücksichtigt werden.

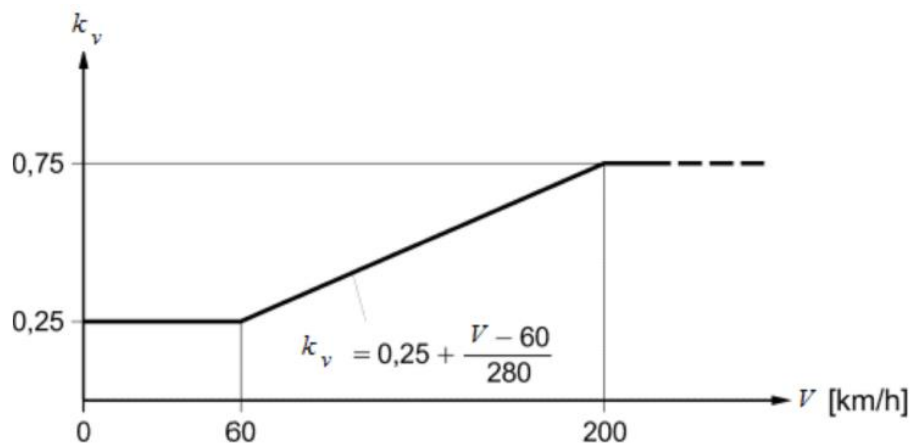


Abbildung 29: Bestimmung k_v [37]

Die längsverteilende Wirkung der Schiene wird analog den Bemessungsgrundsätzen als elastisch gebetteter Balken berücksichtigt. In der prEN 13230-6:2015 wird für den Normalfall bei der Verwendung von Schienen ≥ 46 kg/m und einem Schwellenabstand ≤ 650 mm ein Faktor für die Lastverteilung von 0,5 angegeben. Dieser Lastverteilungsfaktor kann jedoch auch reduziert werden. Hierfür werden für unterschiedliche Schientypen die Werte für Schwellen mit den Längen von 2,3 m bis 2,6 m angegeben, wobei ein Bettungsmodul des Schotters von $0,1$ N/mm³ und ein Schwellenabstand von 600 mm angenommen werden. Bei den Bemessungsgrundsätzen wurde auf der sicheren Seite liegend mit einem Bettungsmodul von $0,3$ N/mm³ gerechnet, wodurch sich die Lastverteilung deutlich verschlechtert. In Tabelle 11: Lastverteilungsfaktoren Tabelle 11 sind die Lastverteilungsfaktoren aus der prEN 13230-6:2015 für den Bettungsmodul $0,1$ N/mm³ angegeben. Diese Tabelle wurde um die Lastverteilungsfaktoren für den Bettungsmodul $0,3$ N/mm³ ergänzt.

Schiene	Schwellenabstand [mm]	k_d	
		Bettungsmodul $0,1$ [N/mm ³]	Bettungsmodul $0,3$ [N/mm ³]
≥ 46 kg/m	650	0,50	0,60
49E1	600	0,41	0,52
54E3	600	0,40	0,51
60E1	600	0,38	0,47

Tabelle 11: Lastverteilungsfaktoren [37]

Zusätzlich wird ein Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Gleislängsrichtung eingeführt. Dieser wird analog zum UIC-Kodex 713 mit $k_r = 1,35$ empfohlen. Damit berechnet sich die dynamische Stützpunktkraft wie folgt:

$$P_k = \frac{A_{nom}}{2} (1 + k_p \cdot k_v) \cdot k_d \cdot k_r$$

Formel 26: Berechnung dynamische Stützpunktkraft [37]

A_{nom} : nominale Achslast [kN]

k_p : Dämpfungsfaktor (wie in UIC-Kodex 713) für elastische Zwischenlage der Schienenbefestigung

- schwache Dämpfung >15%: 1,0
- mittlere Dämpfung > 15 – 30 %: 0,89
- hohe Dämpfung > 30%: 0,78

k_v : Geschwindigkeitsfaktor

k_d : Lastverteilungsfaktor

k_r : Lastverteilungsfaktor (wie in UIC-Kodex 713) für Auflagerfehler in Gleislängsrichtung

Damit erhält man letztendlich etwas geringere Stützpunktkräfte als es bei der Berechnung nach UIC-Kodex 713 der Fall war, da sich die Differenzierung der Lastverteilungsfaktoren positiv auswirkt und die Geschwindigkeit genauer berücksichtigt wird. Wichtig ist nun allerdings auch immer die Angabe des angenommenen Bettungsmodul des Schotters.

Q [kN]	V [km/h]	Schiene	Dämpfung Faktor	Bettungsmodul [N/mm ³]	Verteilungsfaktor	S _{dyn} [kN]
200	230	60E2	0,89	0,1	0,38	86
225	220	60E2	1,0	0,1	0,38	102
225	160	54E4	1,0	0,1	0,40	98
225	120	49E5	1,0	0,1	0,41	91
250	100	49E5	1,0	0,1	0,41	96

Tabelle 12: berechnete charakteristische Stützpunktlasten nach prEN 13230-6:2015 [kN]

Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die dynamische Stützpunktkraft bei den Bemessungsgrundsätzen direkt zur Berechnung des charakteristischen Biegemomentes verwendet wurde, während in der prEN 1320-6 noch ein Faktor k_i zur Berechnung des charakteristischen Biegemomentes berücksichtigt werden muss. Multipliziert man diesen Faktor $k_{i,r} = 1,6$ bereits in die Stützpunktkraft hinein, ergibt sich ein Wert von 163 kN, der sogar über dem Wert 150 kN aus den Bemessungsgrundsätzen liegt.

2.4.2 Charakteristische Momente

Die charakteristischen Biegemomente im Schienenaufleger und in Schwellenmitte werden aus der dynamischen Stützpunktkraft berechnet. Während im UIC-Kodex 713 mit einem generellen Wert für den Faktor aus ungleichmäßiger Lagerung der Schwellen in Schwellenlängsrichtung infolge der ungleichmäßigen Bettung im Schotter von $\gamma_i = 1,6$ operiert wurde, werden mit der prEN 13230-6:2015 unterschiedliche Faktoren für das Biegemoment im Schienenaufleger $k_{i,r}$ und in Schwellenmitte $k_{i,c}$

eingeführt. Während für $k_{i,r}$ ebenfalls der Wert 1,6 empfohlen wird, werden die Faktoren $k_{i,c}$ für länderspezifische Schwellen angegeben, d.h. es wurde die aktuellen Anforderungen an die Schwellen betrachtet und über das charakteristische Moment zurückgerechnet. Damit geben diese $k_{i,c}$ -Werte nicht die realen Lastbedingungen an, sondern den Stand der Technik in den Ländern. Das bedeutet z.B. dass eine Schwelle, die in Spanien für eine Radsatzlast von 225 kN und eine Geschwindigkeit von 160 km/h bemessen, zugelassen und im Betrieb erprobt ist, trotz der gleichen Verkehrsbelastungen nicht in Deutschland eingesetzt werden darf, da hier ein $k_{i,c}$ -Faktor von 2,0 empfohlen wird, während dieser in Spanien nur 1,6 beträgt. Anders herum bedeutet das, dass ein Zug, der von Deutschland über Frankreich nach Spanien fährt, über unterschiedlich dimensionierte Schwellen fährt, die im jeweils anderen Land nicht zugelassen werden würden. Daher ist die Bezeichnung „empfohlene Werte für $k_{i,c}$ “ in der prEN 13230:2015 irreführend, da es sich um rückwärtsgerechnete Werte aus den in den unterschiedlichen Ländern üblichen Spannbetonschwellen handelt.

Regelspur 1435 mm		
Land	Schwellenlänge [m]	$k_{i,c}$
Österreich	2,6	2,1 – 2,4
Belgien	2,5	1,1 – 2,2
Frankreich	2,26	0,9
	2,4	1,0
	2,5	1,1
Deutschland	2,6	2,0
	2,4	1,5
Niederlande	2,5	1,13
Portugal	2,6	1,6
Spanien	2,6	1,6
Schweiz	2,6	1,4
UK	2,5	0,5 – 0,8

Tabelle 13: empfohlene $k_{i,c}$ – Faktoren [37]

Dabei fällt auf, dass die $k_{i,c}$ -Faktoren bei kurzen Schwellen kleiner sind. Dies im Anstieg des Biegemoments in Schwellenmitte bei kurzen Schwellen begründet. Damit nun die Bestandsschwellen die Prüfungen bestehen, mussten die $k_{i,c}$ -Faktoren entsprechend reduziert werden. In Ländern mit differenzierten Faktoren wurden alle bestehenden Schwellen mit den tatsächlichen Anforderungen betrachtet, in Deutschland wurden für alle Bestandsschwellen einheitliche k-Werte festgelegt. In Spanien hingegen wurden die k-Werte mit 1,6 unverändert aus dem UIC-Kodex übernommen.

Ein weiterer Kritikpunkt an den k-Faktoren ist ihr Status als Empfehlungen. Die Verantwortung liegt damit letztendlich beim Betreiber, der aber die k-Werte aus Messungen im Gleis heranziehen soll. Damit ist dieses Verfahren für

Neuentwicklungen und Bemessungen auch nur bedingt geeignet, da trotz allem wieder auf die Erfahrungen mit Bestandsschwellen zurückgriffen werden muss.

2.4.2.1 Charakteristisches positives Biegemoment im Schienenaufleger

Die Berechnung des charakteristischen positiven Biegemoments an der Unterseite des Schienenauflegers erfolgt prinzipiell wie im UIC-Kodex 713, lediglich mit anderer Nomenklatur. Es wird dabei von einer gleichmäßigen Schotterverteilung links und rechts des Schienenauflegers ausgegangen, d.h. die Schwellenmitte liegt frei, wodurch die maximalen Momente unter dem Schienenaufleger auftreten. Bei einer Schwellenlänge von 2,6 m und dem Abstand Schienenmitte zu Schienenmitte von 1,51 m beträgt das auflagerfreie Mittelteil damit 420 mm. Die Schwelle selbst wird in diesem Bereich als unendlich steif betrachtet. Für die Stützpunktkraft von 102 kN ergibt sich das charakteristische Biegemoment zu 14,5 kNm. Dies entspricht damit etwa dem charakteristischen Biegemoment (Lastmoment) von 15,0 kNm aus den Bemessungsgrundsätzen.

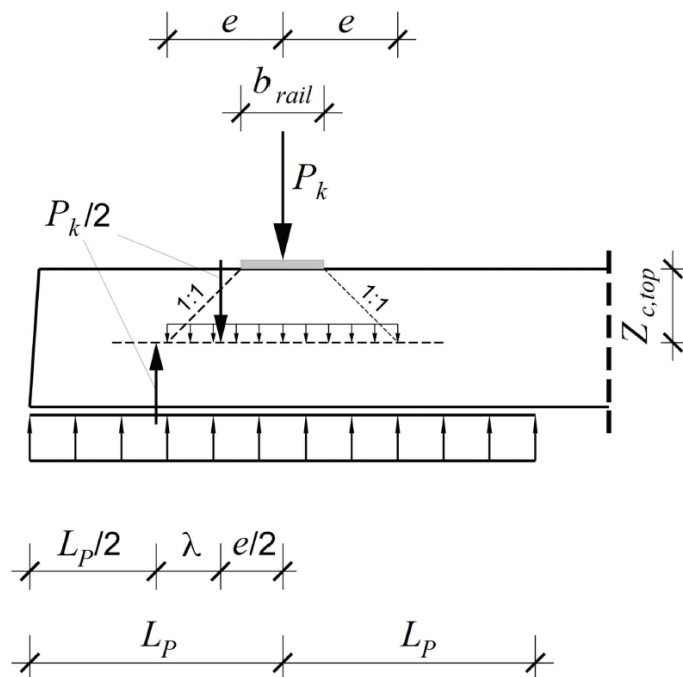


Abbildung 30: Berechnung positives charakteristisches Biegemoment [37]

$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \frac{L_p - \frac{b_{rail}}{2} - z_{c,top}}{2} \cdot \frac{P_k}{2}$$

Formel 27: Berechnung positives charakteristisches Biegemoment [37]

2.4.2.2 Charakteristisches negatives Biegemoment in Schwellenmitte

➤ Verfahren A: vereinfachtes Verfahren mit Diagrammen

Für die Berechnung des charakteristischen Biegemoments in Schwellenmitte werden zwei Rechenverfahren empfohlen. Im Verfahren A werden die Momente aus auf eine Radsatzlast von 100 kN normierten Diagrammen in Abhängigkeit der Verhältnisse der Trägheitsmomente und der Auflagerbreiten von Schienenaufleger zu Schwellenmitte abgelesen. Hierfür stehen Diagramme für Schwellenlängen von 2,3 m bis 2,6 m zur Verfügung. Der Vorteil an diesem Verfahren ist die Berücksichtigung der Reduzierung in Schwellenmitte. Dadurch werden die Momente geringer, da sich die Schwelle durch das geringere Flächenträgheitsmoment in Schwellenmitte der Beanspruchung entzieht.

Es wird allerdings darauf hingewiesen, dass diese Diagramme für rechteckige Auflagerflächen ausgewertet wurden, d.h. bei einem trapezförmigen Übergang, wie es bei Schwellen allgemein üblich ist, dürfen die Momente je nach Übergangslänge um 5% bis 10% abgemindert werden. Auch gelten diese Diagramme nur für Schwellen mit einem Flächenträgheitsmoment im Schienenaufleger von $20000 \text{ cm}^4 \pm 20\%$. Für die deutsche Standardschwelle B 70 mit dem Flächenträgheitsmoment im Schienenaufleger von ca. 18.320 cm^4 ist dieses Verfahren damit anwendbar. Mit dem Flächenträgheitsmoment von ca. 8440 cm^4 in Schwellenmitte beträgt das abgelesene Moment $M_{\text{cneg}100} = 6,3 \text{ kNm}$. Hier sind noch die 10% Abminderung infolge der Querschnittsreduzierung und der Faktor $k_{i,c}$ zu berücksichtigen. Für Deutschland wird der Wert 2,0 empfohlen, woraus sich ein charakteristisches negatives Biegemoment von 11,3 kNm ermitteln ließe. Mit dem Faktor $k_{i,c} = 1,6$ wie im UIC-Kodex 713 bzw. für das Schienenaufleger ergäbe sich ein Moment von 9,3 kNm. Damit liegen diese Momente etwa im Bereich der Bemessungsgrundsätze von 1982 mit dem Lastmoment von 9,9 kNm und dem Tragemoment von 12,0 kNm bzw. dem Lastmoment unter üblichen Betriebsbedingungen mit 8,4 kNm.

Für Spannbetonschwellen B 58, welche sich seit über 55 Jahren im Gleis bewährt haben und als aufgearbeitete Schwellen noch immer im Einsatz sind [29], wäre dieses Verfahren demnach aufgrund des Flächenträgheitsmoments von ca. 13300 cm^4 nicht anwendbar. Auch für Weichenschwellen mit dem Flächenträgheitsmoment von ca. 25700 cm^4 trifft diese Einschränkung zu. Für die Dimensionierung und Optimierung von neu zu entwickelnden Schwellen mit besonderen Beanspruchungen, z.B. hohen Achslasten, ist dieses Verfahren wegen seiner engen Anwendungsgrenzen nur bedingt anwendbar. Daher wird im Weiteren nur auf das Rechenverfahren 2 unter Verwendung der Berechnung als elastisch gebetteter Balken eingegangen, ähnlich wie es auch in den Bemessungsgrundsätzen oder dem UIC-Kodex 713 der Fall war.

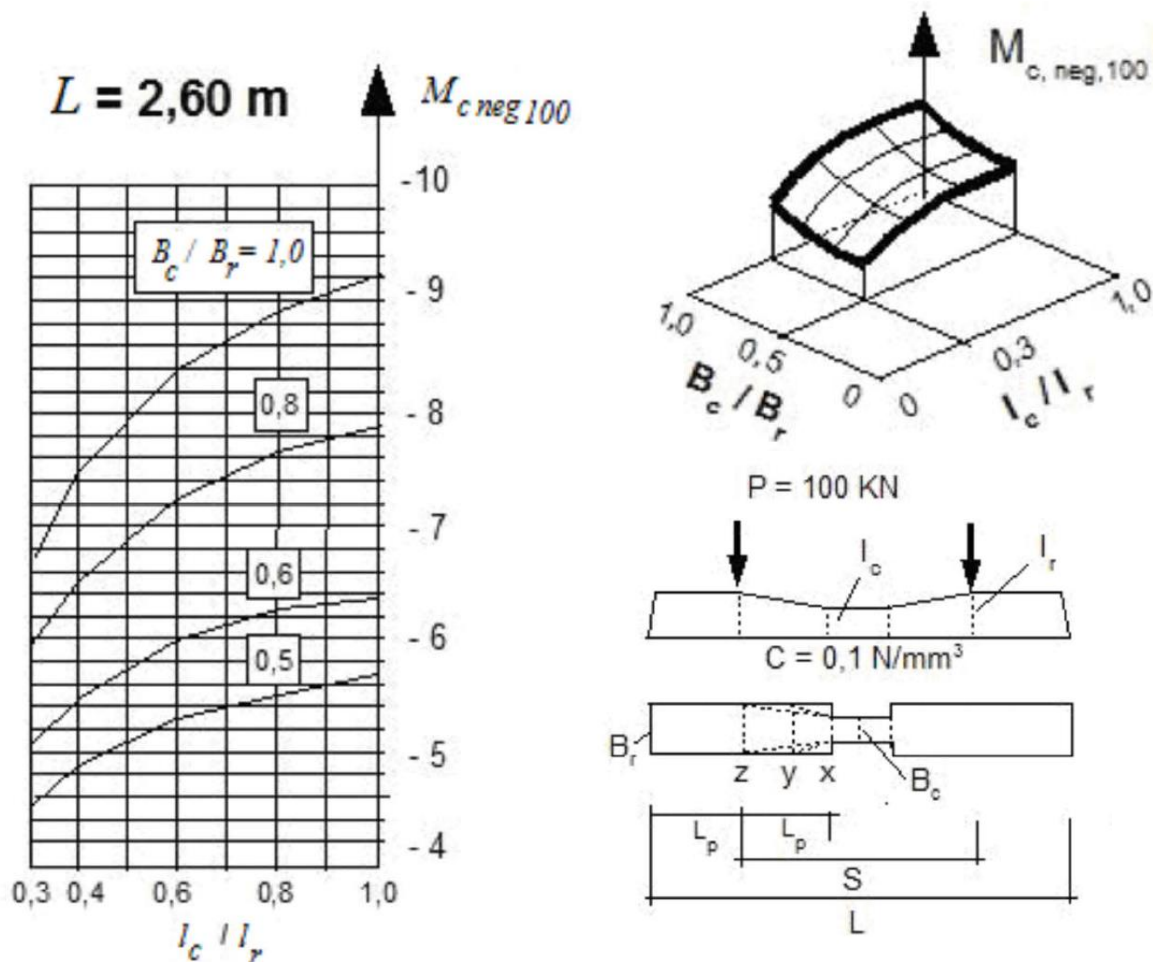


Diagramm 7: Biegemoment für 2,6 m lange Schwelle und Regelspurweite [37]

➤ Verfahren B: elastisch gebetteter Balken

Für die Dimensionierung von neuen Schwellen ist das Verfahren zur Berechnung des negativen charakteristischen Biegemoments besser geeignet, da das Moment hier zunächst über die dynamische Stützpunktlast und die Lagerung der Schwelle direkt berechnet wird. Man muss also die genaue Geometrie für die Berechnung der Flächenträgheitsmomente nicht kennen, sondern kann zunächst die Biegemomente berechnen und dann die Schwelle dementsprechend dimensionieren. Dieses Verfahren wurde auch bereits in den Bemessungsverfahren von 1982 und im UIC-Kodex 713 angewandt. Es besteht jetzt allerdings ein großer Unterschied in der Modellierung. Während die Schwelle in den genannten Bemessungsvorschriften selbst als unendlich steifer Balken betrachtet wurde, kann die Verformung der Schwelle nun aufgrund der besseren Rechenmodelle und -verfahren, z.B. Methode der Finiten Elemente (FEM), mitberücksichtigt werden und die Schwelle selbst als elastisch gebetteter Balken betrachtet werden. In den Bemessungsgrundsätzen von 1982 spielte bspw. das Verhältnis der Schwellenhöhe keine Rolle, d.h. wenn die Auflagerflächen im Schotter identisch waren, ergaben sich die identischen Bemessungsmomente, egal ob die Schwellenhöhe in der Mitte geringer war als im Schienenaufleger. Die Höhenreduzierung wird im einfachen Verfahren berücksichtigt und kann auch im genaueren Rechenverfahren berücksichtigt werden. Der Nachteil daran ist, dass die einfachen Formeln aus dem UIC-Kodex 713 dafür nicht mehr gelten und dass nun ein

FEM-Modell generiert werden muss. Für Berechnungen auf der sicheren Seite oder für erste Überschlagsrechnungen sind diese Formeln weiterhin verwendbar. Indes ergeben sich so deutlich höhere charakteristische Biegemomente v.a. in der Schwellenmitte.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde mit der Software „SOFISTIK“ ein 3-D-Modell generiert und es wurden die maßgebenden Einflüsse aus Schienenprofil, Steifigkeit der Zwischenlage und des Schotters, Schwellengeometrie usw. parametrisiert [39]. Als Basis diente die Spannbetonschwelle B 70 mit der eingeleiteten Vorspannkraft von 320 kN. Mit diesem Modell können neben der Berechnung der charakteristischen Momente auch die Bemessung über die angestrebte Nutzungsdauer unter Berücksichtigung von Kriechen, Schwinden und Relaxation nach DIN EN 1992-1 [40] durchgeführt werden. Zu beachten ist, dass die Einwirkungen nicht nach DIN EN 1991 angenommen und die Tragfähigkeitsnachweise nicht nach DIN EN 1992-1 geführt werden können, da die Schwellenbemessung nach eigenen Verfahren erfolgt. Die einwirkenden Lasten werden zunächst nach Kapitel 2.4.1 berechnet und dann direkt ohne Beaufschlagung durch weitere Sicherheitsbeiwerte angesetzt. Auch die in DIN EN 1992-1 üblichen materialeitigen Teilsicherheitsbeiwerte bleiben unberücksichtigt, da der Schwellenbemessung ein anderes (Sicherheits-) Konzept zugrunde liegt.

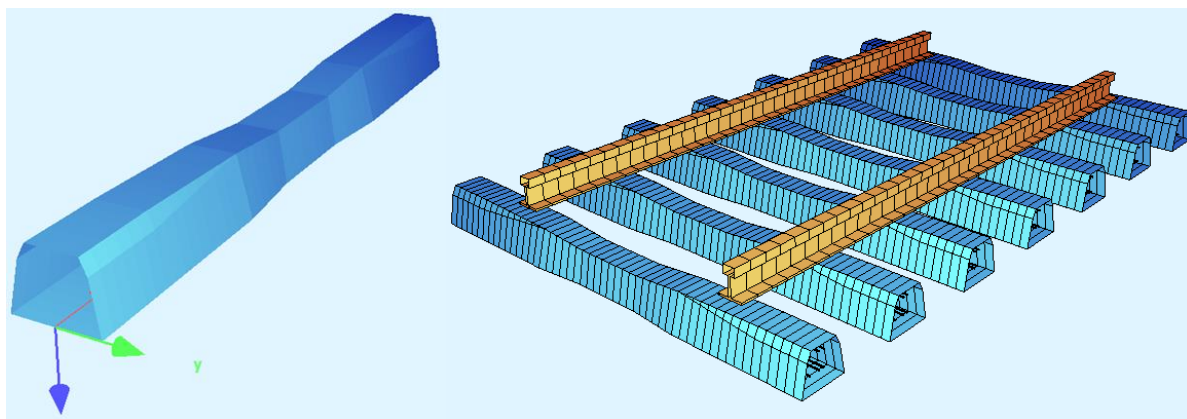


Abbildung 31: FEM-Modell [39]

Für das maximale Moment im Schienenaufleger kann die Berechnung neben dem vereinfachten Modell aus 2.4.2.1 auch über das Modell des elastisch gebetteten Balkens berechnet werden. Dies führt dazu, dass die Momente hier etwas geringer ausfallen, da die Elastizität der Schwelle in diesem Bereich mit berücksichtigt wird. Dazu muss im FEM-Modell lediglich die Auflagerung in Schwellenmitte angepasst werden. Die Momentenverläufe für diese beiden Auflagerungsarten ohne die Faktoren $k_{i,r}$ bzw. $k_{i,c}$ für eine Stützpunktkraft von 102 kN stellen sich dann folgendermaßen dar:

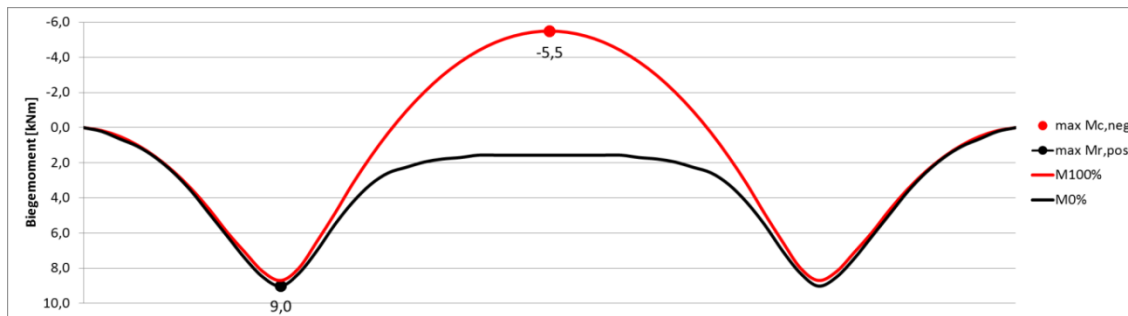


Abbildung 32: Momentenverlauf $M_{c,neg,102}$ für 100% und 0% Auflagerung in Schwellenmitte für $P_k = 102$ kN [39]

Diese Momente müssen jetzt noch mit den $k_{i,c}$ -Faktoren multipliziert werden. Für den Wert 2,0 wie er für Deutschland empfohlen ist, ergäbe das ein charakteristisches Biegemoment von 11,0 kNm. Setzte man einen Wert von 1,6 an, betrüge das charakteristische Biegemoment immerhin noch 8,8 kNm. Dieser Wert ist etwas geringer als der nach dem vereinfachten Verfahren ermittelte. Der Faktor $k_{i,c}$ ist mit dem Wert von 2,0 sehr konservativ gewählt. Die Bemessungsergebnisse unter Berücksichtigung dieses Faktors übersteigen damit die charakteristischen Biegemomente (Lastmomente) aus den Bemessungsgrundsätzen deutlich. Sie liegen aber noch immer unter dem Tragmoment von 12,0 kNm. Bei Ansatz des Faktors in der Größenordnung von 1,6 ergibt sich hingegen eine gute Übereinstimmung mit den Bemessungsgrundsätzen von 1982 für das charakteristische Biegemoment (Lastmoment) unter üblichen Betriebsbedingungen mit 8,4 kNm.

2.4.3 Statischer Nachweis

Mit diesen charakteristischen Biegemomenten von 14,5 kNm aus 2.4.2.1 für das Schienenaufleger und 8,8 kNm aus 2.4.2.2 für die Schwellenmitte muss nun die Gebrauchstauglichkeit für die angestrebte Nutzungsdauer von 40 Jahren nachgewiesen werden, d.h. während der Nutzungsdauer dürfen unter Einwirkung dieser Momente keine Risse entstehen. Das heißt, die resultierende Biegezugspannung infolge der Momente und der verbleibenden Vorspannkraft muss geringer sein als die Dauerbiegezugfestigkeit des Betons. Theoretisch wäre es damit auch denkbar, die Schwellen für andere Nutzungsdauern zu bemessen.

$$\sigma_{ct,max} = \sigma_{p,t=40a} + \sigma_k \leq f_{ct,fl,fat}$$

Formel 28: statischer Nachweis [17]

$\sigma_{p,t=40a}$: Spannung infolge Vorspannkraft nach 40 Jahren

σ_k : Spannung charakteristischem Moment

$f_{ct,fl,fat}$: Dauerbiegezugfestigkeit

Für die Dauerbiegezugfestigkeit wird in der prEN 13230-6:2015 für die Betonfestigkeitsklasse C50/60 der Wert 3,0 N/mm² empfohlen, wie sie auch schon in den Bemessungsgrundsätzen verankert war. Die verbleibende Vorspannkraft nach 40 Jahren kann nach DIN EN 1992-1 berechnet werden oder mit einem Verlust von 25% bei Verwendung von Spannstählen nach dem Entwurf der DIN EN 10138 [41]. Bei der Berechnung nach DIN EN 1992-1 ergeben sich bei der Schwelle B 70 mit 4 Spannstählen Durchmesser 9,5 mm, Festigkeitsklasse 1375/1570, für das Schienenaufleger Gesamtspannkraftverluste von ca. 19% und für die Schwellenmitte von ca. 22%. Damit ist die Empfehlung von 25% auf der sicheren Seite.

Die verbleibende rechnerische Vorspannkraft, ausgehend von einer anfänglichen Vorspannkraft von 325 kN, beträgt damit nach 40 Jahren im Schienenaufleger ca. 263 kN und in Schwellenmitte ca. 254 kN. Die maximal auftretenden Biegezugspannungen betragen 1,3 N/mm² unter dem Schienenaufleger für das charakteristische Moment von 14,5 kNm und -0,1 N/mm² in Schwellenmitte oben für das charakteristische Moment von 8,8 kNm, d.h. der zulässige Wert von 3,0 N/mm² wird deutlich unterschritten. In Schwellenmitte bleibt der Betonquerschnitt sogar unter Einwirkung des charakteristischen Momentes überdrückt. Setzt man das charakteristische Moment mit 11,0 kNm an, ergibt sich in Schwellenmitte eine Biegezugspannung von 2,3 N/mm². In der Konsequenz bedeutet das, dass die Schwelle B 70 für die vorhandenen Betriebsbedingungen überdimensioniert ist. Auch die Angaben der Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm² für die Betonfestigkeitsklasse C50/60 und einem 25%-Verlust der Vorspannkraft sind Hemmnisse für eine Optimierung der Spannbetonschwellen und für Neuentwicklungen, auch wenn es sich nur um Empfehlungen handelt, da die Etablierung hochfester Betone mit großer Biegezugfestigkeit erschwert wird.

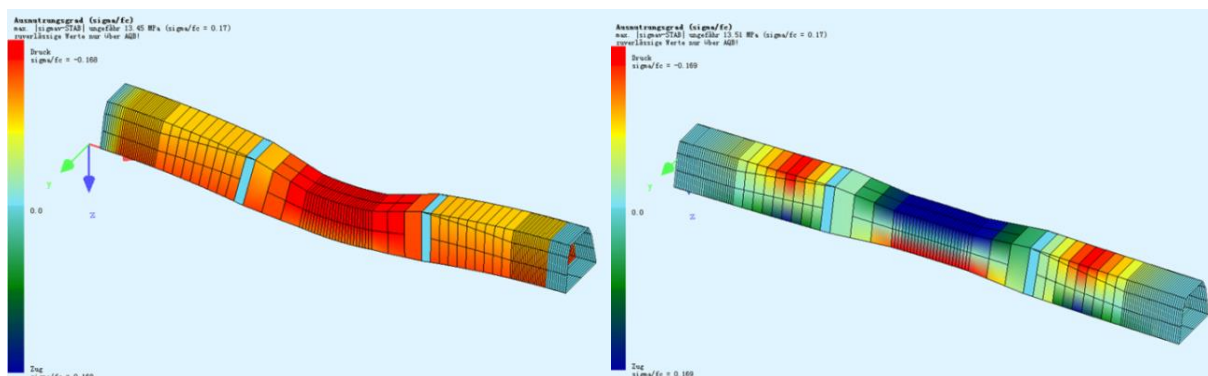


Abbildung 33: Spannungen infolge Vorspannkraft und charakteristischem Moment aus FEM-Berechnung [39]

2.4.4 Biegeprüfungen

Für die Zulassungsprüfungen werden nun die Prüfmomente und entsprechenden Prüfkraft, ausgehend von der Schwellengeometrie und den charakteristischen Momenten, berechnet. Aus dem charakteristischen Biegemoment 14,5 kNm ergibt sich

zunächst die Anfangsprüflast Fr_0 zu 116 kN im Schienenaufleger unten bzw. $F_{c_{0n}} = 25$ kN aus dem charakteristischen Biegemoment 8,8 kNm in Schwellenmitte oben nach Formel 25.

Auf die charakteristischen Momente werden dann die zeitabhängigen Verluste $\Delta M_{c,c+s+r}$ addiert und die Biegezugfestigkeit zum Zeitpunkt der Prüfung berücksichtigt. Hieraus ergibt sich das Prüfmoment M_t , welches für das Entstehen des ersten Risses als Abnahmekriterium gilt. Die prEN 13230-6 empfiehlt für den Zeitpunkt der Prüfung im Alter von 28 Tagen einen Verlust der Vorspannkraft von 33,3% der gesamten Vorspannverluste nach 40 Jahren zu verwenden. Treten also nach 40 Jahren 25% Vorspannkraftverluste auf, betragen die Vorspannkraftverluste im Prüfalter von 28 Tagen davon 33,3%, d.h. zum Prüfzeitpunkt betragen die Vorspannkraftverluste 8,3%. Dieser Wert liegt deutlich auf der sicheren Seite, da sich aus der numerischen Berechnung ca. 54% Gesamtverlust im Prüfalter von 28 Tagen ergeben, d.h. zu diesem Zeitpunkt sind die Spannkraftverluste bereits deutlich stärker abgeklungen. Daher werden für die Berechnung der Prüfmomente die numerischen Vorspannkraftverluste herangezogen, d.h. die Vorspannkraften nach 40 Jahren werden im Schienenaufleger mit 263 kN und in Schwellenmitte mit 253 kN angesetzt. Die Vorspannkraften im Prüfalter von 28 Tagen betragen demnach 292 kN im Schienenaufleger und 286 kN in Schwellenmitte.

$$M_t = M_k + \left[(f_{ct,fl,t=28d} - f_{ct,fl,fat}) + (\Delta\sigma_{c,c+s+r,t=40a} - \Delta\sigma_{c,c+s+r,t=28d}) \right] \cdot W$$

Formel 29: Berechnung Prüfmoment [17]

Die Spannungsverluste $\Delta\sigma$ für 40 Jahre und 28 Tage werden aus den Vorspannkraftverlusten berechnet.

$$(\Delta\sigma_{c,c+s+r,t=40a} - \Delta\sigma_{c,c+s+r,t=28d}) = (P_{m,t=28d} - P_{m,t=40a}) \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W} \right)$$

Formel 30: Berechnung Spannungsverluste [17]

$$\begin{aligned} M_{t,r,pos} &= 14,5 \text{ kNm} + \left[\left(5,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} - 3,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) + \left(0,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \right] \cdot 1855 \text{ cm}^3 \\ &= 14,5 \text{ kNm} + 5,9 \text{ kNm} = 20,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Formel 31: Berechnung positives Prüfmoment Schienenaufleger unten [17]

$$\begin{aligned} M_{t,c,neg} &= 8,8 \text{ kNm} + \left[\left(5,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} - 3,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) + \left(1,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \right] \cdot 908 \text{ cm}^3 \\ &= 8,8 \text{ kNm} + 3,5 \text{ kNm} = 12,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Formel 32: Berechnung negatives Prüfmoment Schwellenmitte oben [17]

Damit ergeben sich für die Biegezugfestigkeit $f_{ct,f,t=28d} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ und die Dauerbiegezugfestigkeit $f_{ct,fl,fat} = 3,0 \text{ N/mm}^2$, Prüfmomente für das Abnahmekriterium des ersten Risses von 20,4 kNm, d.h. eine Prüfkraft von 163 kN, im Schienenaufleger unten und 12,3 kNm, d.h. eine Prüfkraft von 36 kN, in Schwellenmitte oben. Für das charakteristische Moment 11,0 kNm in Schwellenmitte beträgt das Prüfmoment 14,5 kNm (41 kN). Damit liegen diese Prüfmomente unter den derzeitigen Anforderungen des DBS 918143:2015 mit 22 kNm (176 kN) bzw. 15 kNm (43 kN). Hier wird nun auch klar, wie die Empfehlungen der prEN 13230-6 für die $k_{i,c}$ -Werte zu Stande kommen. Das negative Biegemoment $M_{c,neg,102}$ in Schwellenmitte beträgt 5,5 kNm ohne Berücksichtigung des Faktors $k_{i,c}$. Daraus ergibt sich aus dem Prüfmoment 15,0 kNm und dem zeitabhängigen Verlust von 3,5 kNm ein zurückgerechnetes $k_{i,c}$ für Deutschland von:

$$k_{i,c} = \frac{M_{t,c,neg} - \Delta M_{c,c+s+r}}{M_{c,neg}} = \frac{15,0 \text{ kNm} - 3,5 \text{ kNm}}{5,5 \text{ kNm}} = 2,09$$

Formel 33: Rückrechnung $k_{i,c}$ für Deutschland [17]

Als kritisch anzusehen ist, dass die in der Norm angegebenen $k_{i,c}$ -Werte nur die anerkannten Regeln der Technik der jeweiligen Länder widerspiegeln und diese länderübergreifend sehr stark voneinander abweichen, da jeweils von der Standardschwelle zurückgerechnet wurde. In Ländern, in denen die Schwellen höher vorgespannt werden, ergeben sich damit automatisch größere $k_{i,c}$ -Werte, da die vorhandenen Prüfmomente dementsprechend größer ausfallen, obwohl die charakteristischen Momente aufgrund gleicher Betriebsbelastung identisch sein müssten. Ob dieser Wert richtig ist oder nicht, darüber wird keine Aussage getroffen.

Aus dem Quotienten des Prüfmomentes und dem charakteristischen Moment ergibt sich der Faktor k_t . Dieser Faktor variiert dementsprechend sehr stark je nach Schwellentyp, Vorspannung und Betriebsbelastung und kann zwischen 1,1 bis 1,8 liegen. Für Deutschland beträgt er im Schienenaufleger nach Berechnung (prEN 13230-6) 1,4 für das Prüfmoment 20,4 kNm bzw. 1,5 für das Prüfmoment 22,0 kNm aus dem DBS 918143:2015 [38]. Für die Schwellenmitte beträgt er 1,4 (Prüfmoment 12,3 kNm, charakteristisches Moment 8,8 kNm), 1,3 (Prüfmoment 14,5 kNm, charakteristisches Moment 11 kNm) oder 1,7 (Prüfmoment 15,0 kNm, charakteristisches Moment 8,8 kNm).

$$k_t = \frac{M_t}{M_k}$$

Formel 34: Berechnung k_t [17]

Welche Werte bei der Neuentwicklung von Schwellen, z.B. für höhere Achslasten oder Geschwindigkeiten, verwendet werden sollen, muss wieder vom Infrastrukturbetreiber festgelegt werden. Damit sind Neuentwicklungen und Optimierungen nur sehr schwer

möglich und gerade für solche Betreiber sehr schwierig, die nicht über ausreichende Erfahrungen bei der Verwendung von Spannbetonschwellen verfügen.

Problematischer ist allerdings, dass es keine Unterscheidung zwischen den Anforderungen an Zulassungsprüfungen und Qualitätsprüfungen mehr gibt. Die hier berechneten Prüfmomente decken die Anforderungen in Abhängigkeit des charakteristischen Biegemomentes ab, die aus der Betriebsbelastung resultieren, und nicht das Tragmoment, durch das die tatsächliche Beanspruchbarkeit der Schwelle charakterisiert wird. Wie aus der Bemessung hervorgeht, ist die B 70 in Schwellenmitte durch die Vorspannung unter Einwirkung des charakteristischen Momentes noch völlig überdrückt und die zulässige Biegezugspannung von $3,0 \text{ N/mm}^2$ wird nicht erreicht. Damit werden zwar nun die Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der Zulassungsprüfungen nachgewiesen, als Qualitätsprüfungen sind diese Prüfmomente jedoch ungeeignet, da die tatsächliche Tragfähigkeit der Spannbetonschwellen nicht überprüft wird.

Wenn die Anforderung an das Prüfmoment nun im Rahmen von Qualitätsprüfungen aus Zulassungsprüfungen erfüllt wird, kann daraus nicht automatisch geschlossen werden, dass die Biegezugfestigkeit oder die Vorspannung vollständig vorhanden sind. Um dies ermitteln zu können, müsste für die Biegezugfestigkeit der aus den Eignungsprüfungen ermittelte Wert eingesetzt werden und nicht pauschal der Wert $5,5 \text{ N/mm}^2$, der bereits nach 7 Tagen an Biegebalken ermittelt wird. Ferner müsste der Wert der Biegespannung eingesetzt werden, der tatsächlich aus dem charakteristischen Moment entsteht, d.h. die Spannungen $1,3 \text{ N/mm}^2$ bzw. $-0,13 \text{ N/mm}^2$. Alleine durch das Einsetzen der tatsächlichen Biegespannungen erhöht sich das Prüfmoment für das Entstehen des ersten Risses im Schienenaufleger unten auf $24,0 \text{ kNm}$, d.h. eine Prüfkraft von 192 kN , und in Schwellenmitte oben auf $15,3 \text{ kNm}$, d.h. eine Prüfkraft von 44 kN . Dies sind die Prüfmomente, die eine Schwelle B 70 mit der Biegezugfestigkeit $5,5 \text{ N/mm}^2$ mindestens rissfrei aufnehmen können muss. Für eine Biegezugfestigkeit von $6,5 \text{ N/mm}^2$, wie sie in der TL 918143:1989 gefordert war, ergeben sich Werte von $25,8 \text{ kNm}$ (206 kN) bzw. $16,2 \text{ kNm}$ (46 kN). Bei geringeren Werten bedeutet dies, dass die anfängliche Vorspannkraft von 325 kN nicht vorhanden oder die Biegezugfestigkeit geringer als $5,5 \text{ N/mm}^2$ bzw. $6,5 \text{ N/mm}^2$ war.

Für die Qualitätsprüfung bzw. das Prüfkriterium des Erstrisses im Prüfalter wäre es allerdings einfacher, direkt das Tragmoment, welches dann gleichbedeutend mit dem Prüfmoment wäre, nach Formel 20 aus der Vorspannung zum Prüfzeitpunkt und der Biegezugfestigkeit zu berechnen. Damit müssten die zeitabhängigen Verluste für die gesamte Nutzungsdauer oder die Spannungen infolge der charakteristischen Momente nicht bekannt sein.

Neben dem Kriterium für das Auftreten des ersten Risses gibt es noch die Kriterien für die verbleibende Rissbreite $0,05 \text{ mm}$ und Bruch. Dazu werden die charakteristischen Momente mit den Faktoren $k_{1,s}$ und $k_{2,s}$ für die statischen Prüfungen bzw. $k_{1,d}$ und $k_{2,d}$ für die dynamischen Prüfungen multipliziert. Diese Werte wurden aus dem UIC-Kodex 713 übernommen, allerdings mit einer Anpassung der Lastverteilung. Im UIC-Kodex 713 wurde mit dem Lastverteilungsfaktor $0,5$ gerechnet und hierfür die k-Werte angegeben. In der prEN 13230-6 wird der Lastverteilungsfaktor genau berechnet,

wodurch sich die Prüfmomente je nach verwendeter Schwelle und angenommener Bemessungsparameter ändern. Für dieses Berechnungsbeispiel betragen die k-Werte und damit die Prüfkkräfte nach Formel 25 bei Annahme des Lastverteilungsfaktors mit 0,38 für die charakteristischen Biegemomente $M_{k,r, \text{pos}} = 14,5 \text{ kNm}$ und $M_{k,c, \text{neg}} = 8,8 \text{ kNm}$:

$$k_{1,s} = 1,8 \cdot \frac{0,5}{0,38} = 2,37: Fr_{0,05} = 275 \text{ kN}$$

$$k_{2,s} = 2,5 \cdot \frac{0,5}{0,38} = 3,29: Fr_B = 382 \text{ kN}$$

$$k_{1,d} = 1,5 \cdot \frac{0,5}{0,38} = 1,97: Fr_{0,05} = 229 \text{ kN}$$

$$k_{1,d} = 2,2 \cdot \frac{0,5}{0,38} = 2,89: Fr_B = 335 \text{ kN}$$

2.5 Vergleich Prüfanforderungen

Abschließend sollen die unterschiedlichen Vorgaben für die statische Bemessung und die Prüfanforderungen für die statischen Biegeprüfungen nochmals gegenübergestellt werden.

			Bemessungs- grundsätze 1982 TL 918143:1989	DBS 918143: 2012	prEN 13230-6: 2015	DBS 918143: 2015
Schienenaufleger unten	charakteristisches Moment (Lastmoment)	$M_{k,r, \text{pos}}$	15,0	-	14,5	16,0
	Tragmoment		16,0	-	-	-
	Prüfmoment für Zulassungsprüfung	$M_{t,r}$	21,0	22,0	20,4	22,0
		$Mr_{0,05}$	34,0	33,0	34,4	34,0
		Mr_B	48,0	46,2	47,6	48,0
Prüfmoment für Qualitätsprüfung		-	22,0	20,4	22,0	
Schwellenmitte oben	charakteristisches Moment (Lastmoment)	$M_{k,c, \text{neg}}$	9,9	-	8,8	11,0
	Tragmoment		12,0	-	-	-
	Prüfmoment für Zulassungsprüfung	$M_{t,c, \text{neg}}$	13,0	15,0	12,3	15,0
		$M_{c,0,05}$	23,0	-	-	-
		$M_{c,B}$	26,0	-	-	-
Prüfmoment für Qualitätsprüfung		17,6	-	-	-	

Tabelle 14: Vergleich der Biegemomente für Spannbetonschwelle B 70 [kNm]

Die Anforderungen an die verbleibende Rissbreite und den Bruch steigen nach prEN 13230-6:2015 etwas gegenüber dem DBS 918143:2012 und liegen nun wieder etwa in dem Bereich der Bemessungsgrundsätze von 1982. Um nicht unter den derzeit geltenden Anforderungen zu liegen wurden die jeweils maßgebenden charakteristischen Momente und die Prüfanforderungen aus den Bemessungsgrundsätzen und dem DBS 918143:2012 herangezogen, allerdings nur für das Schienenaufleger. Das heißt, anstelle des berechneten charakteristischen Moments von 14,5 kNm wurde als charakteristisches Moment 16,0 kNm gewählt, da dies das nach den Bemessungsgrundsätzen ermittelte Tragmoment ist. Für die Schwellenmitte wurde das charakteristische Moment mit 11,0 kNm gewählt und liegt damit deutlich höher als das nach prEN 13230-6:2015 berechnete und zwischen dem charakteristischen Moment und dem Tragmoment aus den Bemessungsgrundsätzen.

Damit ergeben sich im Schienenaufleger für Deutschland folgende k-Werte auf Basis der gewählten charakteristischen Momente von 16,0 kNm und den jeweiligen Prüfmomenten 22,0 kNm:

- $k_t = 22 / 16 = 1,38$
- $k_{1s} = 34 / 16 = 2,13$
- $k_{2s} = 48 / 16 = 3,00$

Da diese k-Werte nun auf die charakteristischen Momente und nicht mehr auf die Prüfmomente bezogen sind, ergeben sich deutlich Unterschiede, wenn man nur die k-Werte vergleicht.

		UIC-Kodex 713	DBS 918143: 2012	prEN 13230-6: 2015	DBS 918143: 2015
Auftreten des 1. Risses	k_t	-	-	1,41	1,38
verbleibende Rissbreite 0,05 mm während statischer Prüfung	k_{1s}	1,8	1,5	2,37	2,1
Bruch während statischer Prüfung	k_{2s}	2,5	2,1	3,29	3,0
verbleibende Rissbreite 0,05 mm während dynamischer Prüfung	k_{1d}	1,5	1,3	1,97	1,8
Bruch während dynamischer Prüfung	k_{s2}	2,2	1,7	2,89	3,0

Tabelle 15: Übersicht k-Werte

Bei der Betrachtung der Prüfanforderungen relativieren sich diese Unterschiede dann aber wieder, da der Bezugswert nun ein anderer ist. Im DBS 918143:2012 wurden die k-Werte auf die Prüfkraft bei Auftreten des ersten Risses bezogen, die gleichzeitig die Anfangsprüfkraft ist. Im DBS 918143:2015 bzw. der prEN 13230-6:2015 werden die k-Werte auf die Anfangsprüfkraft bezogen und diese ist deutlich geringer als die Prüfkraft bei Auftreten des ersten Risses. Damit ergeben sich nahezu identische Prüfanforderungen beim Vergleich zwischen DBS 918143 aus den Jahren 2012 und 2014.

Diese fallen etwas geringer aus als die Empfehlungen aus der prEN 13230:2015, da nicht die berechneten k-Werte verwendet wurden, sondern die jeweiligen Maximalwerte aus den vorausgehenden Normen. Aus diesen Maximalwerten wurden dann die k-Werte als Quotient berechnet.

		DBS 918143: 2012	prEN 13230-6: 2015	Entwurf DBS 918143:2015
Anfangsprüfkraft	F_{R_0}	176	116	128
Prüfkraft für Auftreten des 1. Rissen	F_{R_r}	176	163	176
verbleibende Rissbreite 0,05 mm während statischer Prüfung	k_{1s}	264	275	269
Bruch während statischer Prüfung	k_{2s}	370	382	384
verbleibende Rissbreite 0,05 mm während dynamischer Prüfung	k_{1d}	229	229	230
Bruch während dynamischer Prüfung	k_{s2}	299	335	294

Tabelle 16: Übersicht Prüfkraft

In Schwellenmitte liegen die Prüfmomente nun deutlich unter den Prüfmomenten der Qualitätsprüfung aus dem Jahr 1982.

Für eine Qualitätsprüfung wäre es daher sinnvoll, das Prüfmoment nicht vom charakteristischen Moment abzuleiten, sondern über die Vorspannkraft und die Biegezugfestigkeit des Betons im Prüfalter. Damit liegen die Anforderungen hinsichtlich des Prüfmoments zwar über den aus der Belastung auftretenden Biegemomenten, es können jedoch sofort herstellungsbedingte und systematische Unregelmäßigkeiten festgestellt werden.

3 PRÜFUNG DER TRAGFÄHIGKEIT AN SPANNBETONSCHWELLEN AUS BETRIEBSGLEISEN

Das vorangegangene Kapitel hat gezeigt, dass sich die Bemessung von und die Prüfanforderungen an Spannbetonschwellen immer wieder verändert haben, dass sich jedoch grundsätzliche Annahmen unter anderem für die zulässigen Biegezugspannungen die Zeit nahezu unverändert überdauert haben, und das obwohl die heute gebräuchlichen Betone diesbezüglich deutlich leistungsfähiger sind. Weitere Untersuchungen verfolgen das Ziel auf der Grundlage von an neuen sowie an Bestandsschwellen erhobenen Daten bezogen auf ihre Beanspruchbarkeit, Empfehlungen für eine wirtschaftlichere Bemessung, für Zulassungsprüfungen und Qualitätsprüfungen zu geben.

3.1 Ziel der Prüfungen

Bei der Berechnung der charakteristischen Biegemomente mit den bisherigen Berechnungsverfahren [18] und [19] erhält man sehr hohe, auf der sicheren Seite liegende, Ergebnisse infolge der Berechnung der Schwelle als unendlich steifer Balken. Besonders fällt dies in Schwellenmitte ins Gewicht, da hier die Querschnittsreduzierung nicht berücksichtigt wird. Bei [42] gibt es erste Ansätze, dies zu berücksichtigen. Genauere Werte unter der Berücksichtigung der Schwellenquerschnitte erhält man bei der Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente.

Allerdings ergeben sich aus den Normen und Berechnungen mit der Methode der Finiten Elemente teils sehr hohe Werte für die anzunehmenden Vorspannkraftverluste mit bis zu 25% für die zu erwartende Lebensdauer von 40 Jahren für eine Spannbetonschwelle. Ferner wird die Dauerbiegezugfestigkeit generell mit 3,0 N/mm² angesetzt [18], [19], [42]. Hieraus ergeben sich Einschränkungen bei der Dimensionierung der Spannbetonschwellen, da höhere Biegezugfestigkeiten von Betonen mit größeren Festigkeitsklassen unberücksichtigt bleiben.

Deshalb wurden Schwellen unterschiedlichen Alters aus Betriebsgleisen hinsichtlich ihrer Resttragfähigkeit untersucht, um so Aufschluss über ihre verbleibende Vorspannkraft und tatsächliche Biegezugfestigkeit des Betons im ermüdeten Zustand zu erhalten.

3.2 Prüfungen an Spannbetonschwellen B 55

Am Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München wurden in den Jahren 1984 und 1992 Prüfungen an Spannbetonschwellen vom Typ B 55 durchgeführt [43]. Bei dieser Schwelle handelte es sich um eine 2,3 m lange Schwelle, die im Sofortentschalverfahren hergestellt und nachträglich mit „Haarnadeln“ mit einer Sollvorspannkraft von 300 kN vorgespannt wurde. Der Sollquerschnitt in Schwellenmitte entsprach dem einer Spannbetonschwelle B 70. Für beide Untersuchungen wurden jeweils Schwellen aus dem gleichen Schwellenwerk sowie

dem Produktionszeitraum 1956/57 ausgesucht. Die Schwellen lagen bis zu den Prüfungen im Gleis und waren einer Verkehrsbelastung ausgesetzt. Damit hatten die Schwellen zum Prüfzeitraum ein Alter von über 26 bzw. 35 Jahren.

3.2.1 Prüfung einer über 26 Jahre alten Spannbetonschwelle B 55

Bei dieser Prüfung [44] im März 1984 wurde an einer Schwelle, welche im Jahr 1957 hergestellt und 1983 aus einem Gleisbauhof entnommen wurde, ein statischer Biegeversuch in Schwellenmitte durchgeführt. Aus welcher Strecke die Schwelle ausgebaut wurde, konnte nicht mehr ermittelt werden. Die geschätzte Betriebsbelastung lag bei ca. 500 Mio. Tonnen. Das negative Anrissmoment betrug hierbei 15 kNm. Unter Berücksichtigung des Widerstandsmoments W von 927 cm^3 für den tatsächlichen Querschnitt in Schwellenmitte mit der gemessenen Schwellenhöhe 176,4 mm ergibt sich eine Rissspannung von:

$$\sigma_r = \frac{M_r}{W} = 16,2 \text{ N/mm}^2$$

Dabei setzt sich die Rissspannung σ_r aus der Biegezugfestigkeit des Betons $f_{ct,fl}$ und der Vorspannung σ_p zusammen. Da aus diesem Versuch keine Einzelermittlung der verbliebenen Vorspannkraft oder der Biegezugfestigkeit vorliegen, kann man die verbliebene Vorspannkraft und die Biegezugfestigkeit lediglich abschätzen.

Vorspannkraft V [kN]	Vorspannung σ_p [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [N/mm ²]
300	12,3	3,9
275	11,3	4,9
250	10,2	6,0
225	9,2	7,0

Tabelle 17: Zusammenhang Vorspannung und Biegezugfestigkeit in Schwellenmitte an 26 Jahre alten B 55

Das bedeutet, dass bei einer verbleibenden Vorspannkraft von 300 kN, d.h. also es traten keine Vorspannkraftverluste auf, die Biegezugfestigkeit $3,9 \text{ N/mm}^2$ betragen müsste bzw. dass bei einem Vorspannkraftverlust von 25% und damit einer verbleibenden Vorspannkraft von 225 kN die Biegezugfestigkeit $7,0 \text{ N/mm}^2$ betragen müsste.

Eine Rissbreite von 0,1 mm unter Last trat bei einem Moment von 19 kNm auf, der Bruch bei einem Moment von 34,6 kNm.

Bei den Zulassungsprüfungen im Jahr 1956 betragen die mittleren Anrissmomente 17 kNm und die Bruchmomente 32 kNm, das bedeutet eine Abnahme um ca. 12% für den Anriss und eine Zunahme von ca. 8% für den Bruch.

3.2.2 Prüfungen an über 35 Jahre alten Spannbetonschwellen B 55

Für diese Prüfungen [45] im April 1992 wurden Schwellen aus dem Herstelljahr 1956 verwendet, welche im Jahr 1991 aus einem Betriebsgleis ausgebaut wurden. Damit betrug das Schwellenalter über 35 Jahre. Die Schwellen entstammten der Strecke Nürnberg-Schirnding und erfuhren eine geschätzte Betriebsbelastung von über 500 Mio. Tonnen. Es liegen aber keine weiteren Erkenntnisse über die Gleislagequalität vor.

Bei dieser Prüfung konnte ein negatives Anrissmoment in Schwellenmitte von 20 kNm ermittelt werden, welches deutlich über dem Ergebnis der über 26 Jahre alten Schwelle liegt. Dieses Anrissmoment korrespondiert mit einer Rissspannung von 21,6 N/mm². Zusätzlich wurde die verbliebene Vorspannkraft an einer zweiten Schwelle ermittelt. Dazu wurde ein Spannstahl freigelegt und auf dem Spannstahl zwei Dehnmessstreifen angebracht. Anschließend wurde der Spannstahl durchtrennt und mit den Dehnmessstreifen eine Längenänderung von 3,92‰ gemessen. Aus einem angenommenen Elastizitätsmodul des Spannstahls von 210000 N/mm² und dem tatsächlichen Querschnitt 76,7 mm² sowie der Berücksichtigung der verbleibenden Längenänderung wurde eine Vorspannkraft von 64,6 kN berechnet. Damit betrug die gesamte verbleibende Vorspannkraft auf die Schwelle 258,4 kN in Schwellenmitte, d.h. die Verluste der Vorspannkraft lagen bei etwa 13,9%. Legt man einen Elastizitätsmodul von 205000 N/mm² zu Grunde und berücksichtigt die verbleibende Längenänderung nicht, beträgt die Vorspannung im Spannstahl 61,6 kN. Damit würde die gesamte Vorspannung in Schwellenmitte noch 246,5 kN betragen und die Vorspannkraftverluste lägen in der Größenordnung von etwa 17,8%. Aus dieser verbliebenen Vorspannkraft und dem Anrissmoment lässt sich die Biegezugfestigkeit des Betons abschätzen.

Vorspannkraft V [kN]	Vorspannung σ_p [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [N/mm ²]
258,4	10,6	11,0
246,5	10,1	11,5

Tabelle 18: Zusammenhang Vorspannung und Biegezugfestigkeit in Schwellenmitte an 35 Jahre alten B 55

Eine Rissbreite von 0,1 mm unter Last trat bei einem Moment von 27 kNm auf, der Bruch bei einem Moment von 37,6 kNm.

Bei dieser Prüfung lagen das Anrissmoment, das Moment für die Rissbreite 0,1 mm und das Bruchmoment deutlich über dem Wert der im März 1984 geprüften Schwelle bzw. über den Werten der Zulassungsprüfungen. Da die Biegezugfestigkeit (vgl. Tabelle 18) etwa in einem Bereich zwischen 11,0 N/mm² und 11,5 N/mm² liegt, müssen die Kombination aus Vorspannkraft und Biegezugfestigkeit deutlich besser funktionieren und ermüdungsrelevante Effekte einen weitaus geringeren Einfluss auf die Biegezugfestigkeit des Betons haben, als sie derzeit mit den zur Verfügung stehenden Modellen prognostiziert werden.

Da jedoch keine Aussagen über die Gleislagequalität und damit die Lagerbedingungen der Schwelle vorliegen, wären Aussagen hinsichtlich der Ermüdung des Betons

spekulativ. Die Steigerung des Anrissmomentes bei der 35 Jahre alten Schwelle lässt daher vermuten, dass die Schwelle bessere Auflagerbedingungen erfuhr als die 26 Jahre alte Schwelle. Dadurch kam es zu keiner signifikanten Biegebeanspruchung in Schwellenmitte infolge Verkehrsbeanspruchung und folglich zu keiner Ermüdung. Ferner wurde bei beiden Untersuchungen jeweils nur eine Schwelle statisch geprüft und die Vorspannkraft nur an einer Schwelle im April 1992 an einem einzelnen Spannstahl ermittelt. Ebenso liegen keine weiteren Angaben zur Betonrezeptur und den damals bei den Eignungsprüfungen erreichten Festigkeiten vor.

Jedoch lässt sich feststellen, dass die Biegezugfestigkeit bei beiden Prüfungen an zufällig ausgewählten Spannbetonschwellen mit der verbleibenden Vorspannkraft von ungefähr 250 kN noch deutlich über dem angenommenen Wert der Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm [18], [19], [42] liegt.

3.3 Prüfungen an Spannbetonschwellen B 70

Da bei den oben beschriebenen Prüfungen nur jeweils eine Schwelle geprüft wurde, lässt sich keine verlässliche Aussage über die verbliebene Vorspannkraft und die Biegezugfestigkeit des Betons ableiten. Daher wurden im Rahmen dieser Arbeit weitere Versuche an verschiedenen alten Schwellen durchgeführt [46], [47], [48], welche aus Betriebsgleisen der DB AG stammten. Ziel dieser Untersuchungen war es, abgesicherte Erkenntnisse zur Größe der Vorspannkraftverluste zu erhalten und die Ergebnisse hinsichtlich der Biegezugfestigkeit zu verifizieren.

Für die Versuche standen etwa 20 Jahre, 26 Jahre und 34 Jahre alte Spannbetonschwellen vom Typ B 70 von verschiedenen Herstellern zur Verfügung.

3.3.1 Prüfungen an 20 Jahre alten Spannbetonschwellen B 70

Die etwa 20 Jahre alten Prüfschwellen wurden in den Jahren 1993 und 1994 in drei verschiedenen Schwellenwerken unterschiedlicher Schwellenhersteller produziert, wobei es sich jeweils um Schwellen mit Verbund und ohne Endverankerung handelte. Dabei waren elf Schwellen aus dem Werk 1, vier Schwellen aus Werk 2 und fünf Schwellen aus Werk 3. Die Prüfungen erfolgten im Jahr 2013 [46]. Ziel bei diesen Prüfungen war es, mögliche Unterschiede zwischen einzelnen Schwellenwerken festzustellen. Daher wurden an den 20 Schwellen statische Biegeprüfungen in Schwellenmitte oben hinsichtlich des negativen Biegemomentes gemäß [36] und [49] durchgeführt. Die Anfangsprüfkraft lag bei 25 kN. Ausgehend von dieser Prüfkraft wurde die Belastung stufenweise um 5 kN erhöht und die Schwelle nach jeder Laststeigerung jeweils mit einer Lupe mit 25facher Vergrößerung auf Risse untersucht. Im folgenden Diagramm ist die Verteilung der Schwellen nach Werken und Anrisskräften dargestellt. Die Anrisskraft ist dabei die Prüfkraft, bei der der erste Riss festgestellt wurde. Der Riss trat also während der Steigerung auf diese Prüfkraft auf.

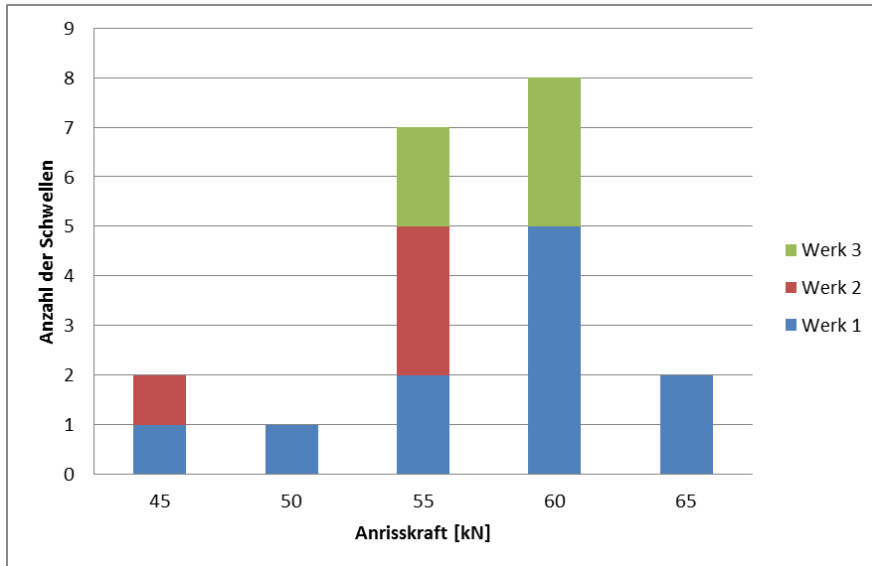


Diagramm 8: Verteilung der Anrisskräfte bei 20 Jahre alten B 70 in Schwellenmitte

Für die 20 Schwellen liegt der Mittelwert der Kraft, bei welcher der erste Riss festgestellt wurde, bei 56,8 kN. Das zugehörige Anrissmoment beträgt 19,9 kNm und die Spannung bei 21,7 N/mm². Die Momente infolge der Prüfkraft können wie folgt berechnet werden [36]:

$$M = \frac{L - 0,1}{4}$$

Formel 35 Berechnung Biegemoment [36]

L: Abstand der Prüfaufleger (1,5 m für Prüfung in Schwellenmitte)

Breite der Gelenkstütze: 0,1 m

Anhand der aus den statischen Biegeprüfungen erhaltenen Anrisskräfte $F_{c_{rn}}$ und den daraus resultierenden Anrissmomente $M_{c_{rn}}$ können die Anrissspannungen $\sigma_{c_{rn}}$ ermittelt werden.

Anrisskraft $F_{c_{rn}}$ [kN]	Anrissmoment $M_{c_{rn}}$ [kNm]	Anrissspannung $\sigma_{c_{rn}}$ [N/mm ²]
45	15,75	17,2
50	17,50	19,1
55	19,25	21,0
60	21,00	22,9
65	22,75	24,9

Tabelle 19: Zusammenhang Kraft – Moment – Spannung in Schwellenmitte

Die Anforderungen hinsichtlich des ersten Risses während der statischen Biegeprüfung an einer Spannbetonschwelle B 70 beträgt 43 kN im Prüfalter von mehr als 4 Wochen

[49]. Damit haben alle Schwellen trotz des Schwellenalters von 20 Jahren das Zulassungskriterium für eine neue Schwelle erfüllt.

	Werk 1			Werk 2			Werk 3		
	Kraft [kN]	Moment [kNm]	Spannung [N/mm ²]	Kraft [kN]	Moment [kNm]	Spannung [N/mm ²]	Kraft [kN]	Moment [kNm]	Spannung [N/mm ²]
Schwelle 1	65	22,75	24,9	45	15,75	17,2	55	19,25	21,0
Schwelle 2	60	21,00	22,9	55	19,25	21,0	55	19,25	21,0
Schwelle 3	60	21,00	22,9	55	19,25	21,0	60	21,00	22,9
Schwelle 4	60	21,00	22,9	55	19,25	21,0	60	21,00	22,9
Schwelle 5	65	22,75	24,9				60	21,00	22,9
Schwelle 6	60	21,00	22,9						
Schwelle 7	55	19,25	21,0						
Schwelle 8	60	21,00	22,9						
Schwelle 9	45	15,75	17,2						
Schwelle 10	50	17,50	19,1						
Schwelle 11	55	19,25	21,0						
Mittelwert	57,7	20,2	22,1	52,5	18,4	20,1	58,0	20,3	22,2

Tabelle 20: Rechenwerte Schwellenmitte 20 Jahre alte B 70

Anhand der in Tabelle 21 berechneten Anrissspannungen lassen sich die verbleibende Vorspannung P_{20a} für das Schwellenalter 20 Jahre und die Biegezugfestigkeit des Betons im Alter von 20 Jahren abschätzen, d.h. um die entsprechenden Anrisskräfte zu erreichen, ist eine Kombination aus der verbleibenden Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit notwendig. Der Zusammenhang zwischen der verbleibenden Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit für das Erreichen der entsprechenden Anrisskräfte ist in Tabelle 21 angegeben.

P_{20a} [kN]	$F_{c,m}$ [kN]					
	40	45	50	55	60	65
320	3,0	5,0	6,9	8,8	10,7	12,6
300	3,8	5,7	7,6	9,5	11,5	13,4
280	4,6	6,5	8,4	10,3	12,2	14,1
260	5,3	7,3	9,2	11,1	13,0	14,9

Tabelle 21: Biegezugfestigkeit in Schwellenmitte in Abhängigkeit der Vorspannkraft und Anrissspannung an 20 Jahre alten B 70

Aus dieser Übersicht kann man erkennen, dass bei den Schwellen mit den geringsten Anrisskräften auch bei einer noch wirksamen Vorspannkraft von 320 kN die Biegezugfestigkeit zwischen 3,0 N/mm² und 5,0 N/mm² betragen muss. Bedenkt man, dass Spannbetonschwellen planmäßig zwischen 320 kN und 340 kN vorgespannt werden, wären hier kaum Vorspannkraftverluste aufgetreten. Bei der in dem vorherigen Versuch ermittelten Vorspannkraft von ca. 260 kN würde die Biegezugfestigkeit des Betons zwischen 5,3 N/mm² und 7,3 N/mm² liegen.

Bei den Schwellen mit den Anrisskräften während der Laststeigerung auf 60 kN liegen die Biegezugfestigkeiten zwischen 10,7 N/mm² und 13,0 N/mm² in Abhängigkeit der verbliebenen Vorspannkraften von 320 kN bis 260 kN.

Anhand der Verteilung der Ergebnisse der Biegeprüfungen mit 7 Schwellen mit der Anrisskraft während der Laststeigerung auf 55 kN und 8 Schwellen mit der Anrisskraft während der Laststeigerung auf 60 kN lässt sich erkennen, dass die verbliebene Vorspannkraft bei einer noch vorhandenen Biegezugfestigkeit von 7,6 N/mm² bis 12,2 N/mm² zwischen 300 kN und 280 kN liegt.

Hier lässt sich das gleiche Phänomen wie bei den Schwellen B 55 beobachten. Die Betonbiegezugfestigkeit infolge der Nacherhärtung nimmt während der Liegedauer zu und die Schwelle erfährt in Schwellenmitte aufgrund guter Lagerungsbedingungen keine Ermüdungsbeanspruchung aus Verkehr.

Um die Abschätzung hinsichtlich der verbliebenen Vorspannkraft abzusichern, wurde diese nach den Biegeprüfungen an fünf Schwellen aus Werk 1 mit unterschiedlichen Anrisskräften ermittelt. Dazu wurde jeweils ein Spannstahl in Schwellenmitte oben freigelegt und mit zwei Dehnmessstreifen versehen. Danach wurde der Spannstahl durchtrennt und die vorhandene Vorspannung über die gemessene Verkürzung des Spannstahls berechnet.



Abbildung 34: Spannstahl mit Dehnmessstreifen vor und nach Durchtrennen

Mit den DMS können die Dehnungen ε [‰] im Spannstahl gemessen werden. Aus dem bekannten Querschnitt A [mm²] und dem Elastizitätsmodul E [N/mm²] des Spannstahls kann daraus die Vorspannkraft V_i [kN] ermittelt werden. Der Durchmesser des Spannstahls wurde über einen Messschieber nach dem Durchtrennen des Spannstahls gemessen und daraus die Querschnittsfläche berechnet. Für den E-Modul wurde ein Wert von 210000 N/mm² angesetzt.

$$V_i \text{ [kN]} = \frac{\varepsilon \text{ [‰]} \cdot E \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \cdot A \text{ [mm}^2\text{]}}{1000000}$$

Formel 36: Berechnung Vorspannkraft je Spannstahl in Abhängigkeit der Dehnung, E-Modul und Querschnittsfläche [50]

	$F_{c,m}$ [kN]	Dehnung [‰]	\varnothing [mm]	A [mm ²]	V_i (kN)	V_{ges} (kN)	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]
Schwelle 1	65	4,09	10,52	86,9	74,7	299	13,4
Schwelle 2	60	4,05	10,51	86,8	73,8	295	11,6
Schwelle 7	55	3,99	10,55	87,4	73,3	293	9,8
Schwelle 9	45	3,4	10,49	86,4	61,7	247	7,8
Schwelle 10	50	3,9	10,43	85,4	70,0	280	8,4

Tabelle 22: berechnete Vorspannkraften an 20 Jahre alten B 70

Damit bestätigen sich die Vermutungen, dass die verbleibende Vorspannkraft deutlich höher ist als der Prognosewert nach DIN EN 1992-1. Bei den geprüften Schwellen mit Anrisskräften von 55 kN bis 65 kN liegt die ermittelte Vorspannkraft zwischen 293 kN und 299 kN. Legt man diese Vorspannkraften für alle 20 geprüften Schwellen zu Grunde, kann man daraus schließen, dass im Mittel durchaus noch eine verbliebene Vorspannkraft von etwa 290 kN vorhanden sein muss und die Biegezugfestigkeit einen Mittelwert von etwa 10 N/mm² erreicht. Bei Schwelle 9, die lediglich eine Anrisskraft von 45 kN erreicht hat, muss man davon ausgehen, dass es während der Nutzungsdauer vermutlich zu einer höheren Beanspruchung gekommen ist. Dies würde die geringere verbleibende Vorspannkraft und Biegezugfestigkeit erklären.

3.3.2 Prüfungen an 26 Jahre alten Spannbetonschwellen B 70

Für diese Prüfung wurden insgesamt sechs Spannbetonschwellen B 70 aus dem Herstelljahr 1982 untersucht, welche nach 26 Liegedauer aus einem Betriebsgleis ausgebaut und zur weiteren Verwendung in das Schwellenaufbereitungswerk Schwandorf der DB AG gebracht worden waren. Dort wurden die Testschwellen ausgewählt und an das Prüfamts für Verkehrswegebau geschickt. An den Schwellen wurde eine vereinfachte Zulassungsprüfung gemäß [36] und [49] durchgeführt [47]:

- Statische Biegeprüfung an drei Schwellen im Schienenaufleger
- Dynamische Biegeprüfung an zwei Schwellen im Schienenaufleger
- Dauerversuch an einer Schwelle im Schienenaufleger
- Statische Biegeprüfung an zwei Schwellen in Schwellenmitte

➤ Statische Prüfungen Schienenaufleger

Bei der statischen Biegeprüfung im Schienenaufleger traten bereits bei der 1. Laststufe von 176 kN Risse mit einer Breite von ca. 0,02 mm und einer Länge zwischen 30 mm und 80 mm bei den Schwellen 1 und 3 auf beiden Seiten der Schwelle auf. Bei Schwelle 2 trat bei der Prüfkraft 176 kN der Riss nur auf einer Seite auf und betrug 0,01 mm bei einer Länge von ca. 37 mm. Legt man hier die Anforderung für eine Schwelle im Prüfalter von mehr als vier Wochen zu Grunde, hätte keine Schwelle die Anforderung hinsichtlich des ersten Risses bestanden.

Zusätzlich wurde noch das Kriterium für eine Rissbreite von 0,1 mm unter Belastung betrachtet, um die Schwellen besser vergleichen zu können.

Die Anforderung an die verbleibende Rissbreite von 0,05 mm nach einer Prüfkraft von 264 kN wurde bei allen drei Schwellen erfüllt. Die auftretenden Rissbreiten unter Belastung lagen zwischen 0,2 mm und 0,25 mm, die verbleibenden Rissbreiten nach Ablassen der Prüfkraft zwischen 0,02 mm und 0,03 mm.

Die Anforderung hinsichtlich der aufnehmbaren Kraft von 370 kN ohne Versagen der Schwelle konnte nur an der Schwelle 2 erreicht werden. Die Schwellen 1 und 3 versagten bei einer Prüfkraft von 342 kN bzw. 320 kN. Die Schwelle 2 wurde bis zu einer Prüfkraft von 396 kN belastet, welche die Schwelle ohne Versagen aufnehmen konnte.

Damit hat keine der drei Schwellen die Anforderungen hinsichtlich des ersten Risses an eine Zulassungsprüfung bei einer Zugrundlegung eines Prüfaltes von mehr als 4 Wochen erfüllt. Das Kriterium hinsichtlich der verbleibenden Rissbreite wurde bei allen drei Schwellen erfüllt. Das Kriterium für die Bruchkraft wurde nur an einer Schwelle erfüllt.

	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Anforderung nach [49]
Fr_r [kN]	176	176	176	> 176
$Fr_{0,1}$ [kN]	236	256	236	belastet
$Fr_{0,05}$ [kN]	276	386	286	> 264
Fr_B [kN]	342	> 396	320	> 370

Tabelle 23: Statische Prüfung im Schienenaufleger an 26 Jahre alten B 70

➤ Dynamische Prüfungen

Bei den beiden dynamischen Biegeprüfungen traten nach der Anfangsprüfkraft 176 kN ebenfalls Risse mit einer Breite von ca. 0,2 mm und einer Länge zwischen 60 mm und 80 mm auf. Bei den dynamischen Biegeprüfungen gibt es aber keine Anforderungen hinsichtlich des Auftretens des ersten Risses.

Ausgehend von dieser Anfangsprüfkraft von 176 kN wurden jeweils 5000 Lastzyklen auf die Schwelle aufgebracht und anschließend die Laststufe um 20 kN erhöht. Die Unterlast betrug in allen Laststufen 50 kN. Das Kriterium für eine verbleibende Rissbreite von 0,05 mm beträgt 229 kN. Bei einer Belastung mit dieser Prüfkraft betragen die Rissbreiten zwischen 0,08 mm und 0,1 mm. Nach der Entlastung betragen die verbleibenden Rissbreiten ca. 0,01 mm. Damit wurde diese Anforderung erfüllt.

Die maximal aufnehmbare Kraft muss größer als 299 kN sein. Bei beiden Schwellen trat ein Bruch während der 5000 Lastzyklen mit der Prüfkraft 376 kN auf. Diese Anforderung wurde somit ebenfalls erfüllt.

	Nr. 4	Nr. 5	Anforderung nach [49]
Fr_r [kN]	176	176	-
$Fr_{0,05}$ [kN]	276	296	> 229
Fr_B [kN]	376	376	> 299

Tabelle 24: Dynamische Prüfung im Schienenaufleger an 26 Jahre alten B 70

➤ Dauerversuch

An dieser Schwelle wurde zunächst eine statische Biegeprüfung bis zum ersten Riss durchgeführt. Dieser wurde mit einer Breite von ca. 0,01 mm und einer Tiefe von ca. 50 mm ebenfalls bereits bei der anfänglichen Prüfkraft von 176 kN erreicht. Im Anschluss daran wurde ein Dauerversuch mit 2 Mio. Lastwechseln und einer Prüfkraft von 176 kN bei einer Belastungsfrequenz von 5 Hz durchgeführt. Die Unterlast betrug 50 kN. Nach den 2 Mio. Lastwechseln betrug die Rissbreite unter Belastung ca. 0,02 mm bei einer Länge von ca. 60 mm. Im entlasteten Zustand konnte der Riss nicht festgestellt werden. Danach wurde die Schwelle kontinuierlich bis 396 kN belastet. Die Anforderung an die maximale Prüfkraft beträgt 370 kN. Damit wurden an der 26 Jahre alten Schwelle die Anforderungen hinsichtlich der verbleibenden Rissbreite nach dem Dauerversuch an eine neue Schwelle im Prüfalter von mehr als 4 Wochen ebenfalls erfüllt. Das Kriterium für den ersten Riss wurde nicht erfüllt.

	Nr. 6	Anforderung nach [49]
F_r [kN]	176	-
Belastet nach 2 Mio. Lw	0,02	< 0,1
Unbelastet nach 2 Mio. Lw	0,0	< 0,05
F_{rB} [kN]	396	370

Tabelle 25: Dauerversuch im Schienenaufleger an 26 Jahre alter B 70

➤ Statische Prüfungen Schwellenmitte

Die Anfängliche Prüfkraft in Schwellenmitte betrug 43 kN, entsprechend einem Moment von 15 kNm. Ausgehend von dieser Prüfkraft wurde die Belastung bis zum Auftreten des ersten Risses stufenweise um jeweils 5 kN erhöht. Bei den Prüfkraften 43 kN und 48 kN (entspricht einem Moment von 16,8 kNm) waren bei beiden Schwellen keine Risse feststellbar. Bei einer Prüfkraft von 53 kN (entspricht einem Moment von 18,55 kNm) konnte an beiden Schwellen ein Riss mit der Breite von ca. 0,01 mm und einer Länge zwischen 32 und 35 mm festgestellt werden. Damit wurden die Anforderungen für eine Zulassungsprüfung an einer neuen Schwelle im Prüfalter von mehr als 4 Wochen erfüllt. Im Anschluss daran erfolgte eine stufenweise Erhöhung der Prüfkraft bis zum Versagen der Schwelle. Die Schwellen versagten jeweils bei 117 kN.

	Nr. 7	Nr. 8	Anforderung nach [49]
F_{C_m} [kN]	53	53	> 43
$F_{r_{0,1}}$ [kN]	73	73	belastet
$F_{C_{Bn}}$ [kN]	117	117	-

Tabelle 26: Statische Prüfung in Schwellenmitte an 26 Jahre alten B 70

➤ Abschätzung Biegezugfestigkeit und Vorspannkraft

Aus den Anrisskräften bzw. Anrissmomenten können über die Anrissspannungen die Vorspannkraft und Biegezugfestigkeiten abgeschätzt werden. In Schwellenmitte entspricht die Prüfkraft 48 kN, bei der noch kein Riss vorhanden war, einem Moment von 16,8 kNm und damit einer Spannung von 18,5 N/mm². Die Prüfkraft 53 kN, bei der ein Riss vorhanden war, entspricht einem Moment von 18,55 kNm und damit einer

Spannung von 20,4 N/mm². Damit zeigen sich bei den 26 Jahre alten Schwellen vom Typ B 70 mit wahrscheinlichen Biegezugfestigkeiten zwischen 6,9 N/mm² und 9,6 N/mm² etwas geringere Werte als bei den 20 Jahre alten B 70 mit Biegezugfestigkeiten zwischen 7,6 N/mm² und 10,4 N/mm² bei einer verbliebenen Vorspannkraft zwischen 300 kN und 280 kN.

Diese Abschätzung lässt sich auch für das Schienenauflager vornehmen. Hier waren bereits bei der ersten Laststufe von 176 kN bei allen Schwellen Risse mit Rissbreiten zwischen 0,01 mm und 0,02 mm und Risslängen zwischen 30 mm und 80 mm feststellbar. Damit sind die so abgeschätzten Biegezugfestigkeiten und Vorspannkraften als Maximalwerte einzustufen. Allerdings lässt sich aufgrund der teilweise sehr geringen Rissbreiten von 0,01 mm und Risslängen von 30 mm auf nur einer Seite der Schwelle vermuten, dass der Riss kurz vor Erreichen der Prüfkraft von 176 kN aufgetreten ist. Die Prüfkraft von 176 kN im Schienenauflager entspricht einem Moment von 22 kNm und somit einer Spannung von 12,5 N/mm². Damit beträgt die Biegezugfestigkeit des Betons im Schienenauflager bei einer verbliebenen Vorspannkraft zwischen 300 kN und 260 kN maximal 5,1 N/mm² bis 6,1 N/mm² und liegt damit deutlich unter den Werten in Schwellenmitte. Legt man die gleiche Biegezugfestigkeit zu Grunde, würde dies bedeuten, dass die verbliebende Vorspannkraft im Schienenauflager deutlich unter den Werten in Schwellenmitte liegt. Wahrscheinlicher ist allerdings die Annahme, dass auf Grund der guten Lagerungsbedingungen der Schwelle die Schwelle in Schwellenmitte keine Verkehrsbeanspruchung erfuhr, wodurch es zu keiner Ermüdung des Betons kam. Im Bereich des Schienenaufagers erfuhr die Schwelle hingegen planmäßig die Biegezugspannungen aus Verkehr, welche zu einer deutlichen Ermüdung und damit Abnahme der Biegezugfestigkeit führte.

	F _{crn} [kN]		F _{rr} [kN]
P26a [kN]	48	53	176
320	6,1	8,0	4,6
300	6,9	8,8	5,1
280	7,7	9,6	5,6
260	8,5	10,4	6,1

Tabelle 27: Biegezugfestigkeit [N/mm²] in Abhängigkeit der Vorspannkraft und Anrisskraft an 26 Jahre alten B 70

3.3.3 Prüfungen an 34 Jahre alten Spannbetonschwellen B 70

Im Weiteren wurden aus dem Schwellenaufbereitungswerk Schwandorf 4 Schwellen aus dem Herstelljahr 1974 aus dem gleichen Herstellwerk wie die Schwellen aus dem Jahr 1982 ausgewählt, um hier ebenfalls statische Prüfungen zur Abschätzung der verbliebenen Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit durchzuführen [48]. Dazu wurden zwei statische Prüfungen in Schwellenmitte und zwei statische Prüfungen im Schienenauflager durchgeführt. An allen vier ausgewählten Schwellen waren bereits Risse mit ca. 0,01 mm und Längen zwischen 38 mm und 82 mm im Bereich des Schienenaufagers vorhanden. In Schwellenmitte konnte keine Risse festgestellt

werden. Dennoch wurden die statischen Prüfungen im Schienenaufleger durchgeführt, um die Prüfkraft festzustellen, bei der eine Vergrößerung des Risses auftritt, da nach [36] für die Definition des ersten Risses eine Vergrößerung des Risses mit einhergehen muss. Mit den Erfahrungen der vorherigen Versuche wurde die anfängliche Prüfkraft auf 156 kN reduziert.

Bei Schwelle 1 konnte bei einer Steigerung der Prüfkraft von 156 kN auf 166 keine Vergrößerung des Risses beobachtet werden. Bei der Erhöhung der Prüfkraft auf 176 kN wuchs die Rissbreite von ca. 0,01 mm auf ca. 0,02 mm an und die Risslänge von ca. 63 mm auf ca. 72 mm. Nach der Entlastung konnte ein bleibender Riss von ca. 0,01 mm beobachtet werden. Eine verbleibende Rissbreite trat nach der Prüfkraft von 346 kN auf, die Bruchkraft lag über 396 kN.

Bei Schwelle 2 konnte bei einer Prüfkraft von 156 kN eine Vergrößerung der Rissbreite von 0,01 mm auf 0,03 mm und der Risslänge von 73 mm auf 100 mm festgestellt werden, nach der Entlastung verringerte sich die Rissbreite auf ca. 0,01 mm. Die verbleibende Rissbreite nach Entlastung wurde bei einer Prüfkraft von 246 kN erreicht, der Bruch der Schwelle bei 356 kN.

	Nr. 1	Nr. 2	Anforderung nach [49]
F_{r} [kN]	176	156	> 176
$F_{r_{0,1}}$ [kN]	246	186	236
$F_{r_{0,05}}$ [kN]	346	246	> 264
F_{B} [kN]	> 396	356	> 370

Tabelle 28: Statische Prüfung im Schienenaufleger an 34 Jahre alten B 70

Bei Schwelle 1 liegt die Prüfkraft bei 246 kN zur Erzeugung einer Rissbreite von 0,1 mm etwa im Bereich der 26 Jahre alten Schwellen, bei denen diese Rissbreite bei Prüfkraften zwischen 236 kN und 256 kN auftrat. Schwelle 2 zeigt hier mit einer Prüfkraft von 186 kN einen deutlich geringeren Wert. Beim Kriterium der verbleibenden Rissbreite von 0,05 mm konnten bei den 26 Jahre alten Schwellen etwas bessere Werte erreicht werden. Bei der Bruchkraft zeigten die 34 Jahre alten Schwellen etwas bessere Ergebnisse. Jedoch sind dazu auf Grund der geringen Anzahl an Prüfschwellen und den großen Streuungen keine genaueren Aussagen möglich.

Bei den Prüfungen in Schwellenmitte konnte keine Veränderung der Anrisskraft festgestellt werden. Hier traten die ersten Risse bei der Steigerung der Prüfkraft von 48 kN auf 53 kN auf. Die Prüfkraft zur Erzeugung eines Risses mit der Breite 0,1 mm und Bruchkraft der 34 Jahre alten Schwellen lagen unter der Bruchkraft der 26 Jahre alten Schwellen.

	Nr. 7	Nr. 8	Anforderung nach [49]
F_{C_m} [kN]	53	53	> 43
$F_{r_{0,1}}$ [kN]	68	68	belastet
$F_{C_{Bn}}$ [kN]	110	108	-

Tabelle 29: Statische Prüfung in Schwellenmitte an 34 Jahre alten B 70

Um diese Anrisskräfte zu erreichen, müssen damit bei den 34 Jahre alten Schwellen vom Typ B 70 noch Biegezugfestigen zwischen 6,9 N/mm² und 10,4 N/mm² bei einer verbliebenen Vorspannkraft zwischen 300 kN und 260 kN vorliegen.

3.3.4 Prüfungen an neuen Spannbetonschwellen B70

Um die Ergebnisse der Prüfungen an den Schwellen aus dem Betriebsgleis bewerten zu können, wurden je drei neue Schwellen aus vier verschiedenen Werken im Schienenaufleger und in Schwellenmitte statisch gemäß [36] und [49] im Alter von ca. 4 Wochen geprüft. Die Schwellen wurden dabei mit drei unterschiedlichen Herstellverfahren produziert. Bei Werk 1 handelte es sich um ein Spätentschalverfahren mit sofortigem Verbund und Endverankerung. Bei Werk 2 um ein Sofortentschalverfahren mit nachträglichem Verbund. Bei den Werken 3 und 4 handelte es sich um Spätentschalverfahren mit sofortigem Verbund ohne Endverankerung. Der Mittelwert der Anrisskraft in Schwellenmitte betrug dabei 60 kN, im Schienenaufleger 213 kN.

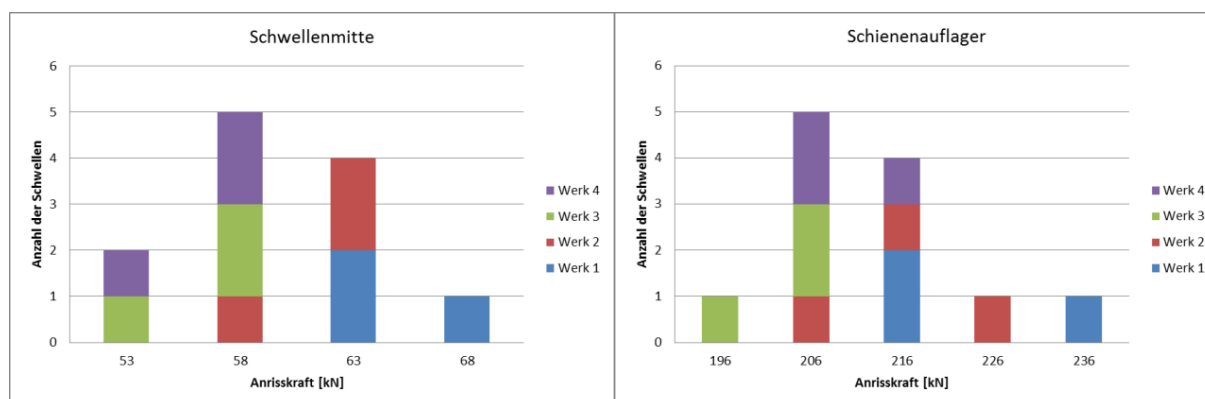


Diagramm 9: Anrisskräfte an B 70 im Alter von 4 Wochen

Schwellenmitte			Schienenaufleger		
Kraft [kN]	Moment [kNm]	Spannung [N/mm ²]	Kraft [kN]	Moment [kNm]	Spannung [N/mm ²]
48	16,80	18,5	196	24,50	13,2
53	18,55	20,4	206	25,75	13,8
58	20,30	22,3	216	27,00	14,5
63	22,05	24,2	226	28,25	15,2
68	23,80	26,2	236	29,50	15,9

Tabelle 30: Zusammenhang Kraft – Moment – Spannung

Aus diesen Anrisskräften und den zugehörigen Spannungen können die Biegezugfestigkeit und Vorspannkraft im Prüfalter von vier Wochen abgeschätzt werden. An den Prüfungen in Schwellenmitte kann man erkennen, dass für die mittlere

Anrisskraft von 60 kN bei einer noch vorhandenen Vorspannkraft von 320 kN die Biegezugfestigkeiten etwa 10,7 N/mm² betragen müsste. Geht man von größeren Verlusten und einer verbleibenden Vorspannkraft von 300 kN aus, müsste die Biegezugfestigkeit etwa 11,5 N/mm² betragen.

	F _{Cm} [kN]					
P28d [kN]	48	53	58	60	63	68
340	5,4	7,3	9,2	10,0	11,1	13,1
320	6,1	8,0	9,9	10,7	11,8	13,8
300	6,9	8,8	10,7	11,5	12,6	14,6
280	7,7	9,6	11,5	12,3	13,4	15,4

Tabelle 31: Biegezugfestigkeit in Schwellenmitte in Abhängigkeit der Vorspannkraft und Anrisskraft

Im Schienenaufleger ist für das Erreichen der mittleren Anrisskraft von 213 kN bei einer Vorspannkraft von 320 kN eine Biegezugfestigkeit von 6,4 N/mm² notwendig, bei einer Vorspannkraft von 300 kN sind es 6,9 N/mm². Legt man nun für das Schienenaufleger die gleiche Biegezugfestigkeit wie in Schwellenmitte zu Grunde, bedeutet das, dass im Schienenaufleger eine geringe Vorspannkraft wirken muss.

	F _r [kN]					
P28d [kN]	196	206	213	216	226	236
340	4,8	5,4	5,9	6,1	6,8	7,5
320	5,3	5,9	6,4	6,6	7,3	8,0
300	5,8	6,4	6,9	7,1	7,8	8,5
280	6,3	6,9	7,4	7,6	8,3	9,0

Tabelle 32: Biegezugfestigkeit im Schienenaufleger in Abhängigkeit der Vorspannkraft und Anrisskraft

3.4 Ergebnisse der Prüfungen an Spannbetonschwellen aus Betriebsgleisen

Wenn man nun die Ergebnisse der Biegeprüfungen in Schwellenmitte vergleicht, kann man feststellen, dass sich die mittlere Anrisskraft von 59,7 kN bei vier Wochen alten Schwellen B 70 im Vergleich zu den 20 Jahre alten Schwellen B 70 mit einer mittleren Anrisskraft von 57,8 kN um ca. 3% verringern. Bei den weiteren Prüfungen an 26 Jahre und 34 Jahre alten Schwellen betrug die Anrisskraft in Schwellenmitte jeweils 53 kN, dies bedeutet eine Verringerung von ca. 11 %. Diese Beobachtungen korrespondieren gut mit den Untersuchungen an den 26 Jahre und 34 Jahre alten Schwellen B 55. Damit erfüllten alle Schwellen die Anforderungen an eine Zulassungsprüfung in Schwellenmitte für vier Wochen alte Schwellen trotz ihres hohen Alters und der während dieser Zeit ertragenen Betriebsbeanspruchung. Um diese Prüfergebnisse zu erreichen, sind sowohl bei den 34 Jahre alten Schwellen B 70 als auch den 34 Jahre alten Schwellen B 55 noch Biegezugfestigen zwischen 6,9 N/mm² und 9,6 N/mm² bei einer verbliebenen Vorspannkraft zwischen 300 kN und 280 kN bzw. 11,0 N/mm² bei

260 kN notwendig. Dies lässt den Schluss zu, dass die Verluste hinsichtlich Vorspannkraft und Biegezugfestigkeit in Schwellenmitte deutlich geringer sind als in [18], [19] und [42] angegeben.

Bei den Prüfungen im Schienenaufleger an vier Wochen alten Schwellen hat sich gezeigt, dass die wirksame Vorspannkraft unter der Annahme der gleichen Biegezugfestigkeit wie in Schwellenmitte geringer sein muss als in Schwellenmitte. Dies kann an Verlusten infolge Schlupf des Spannstahls gegenüber dem Beton zum Zeitpunkt des Einleitens der Vorspannkraft liegen.

Vor allem bei den Prüfungen der 26 Jahre und 34 Jahre alten Schwellen hat sich gezeigt, dass die Prüfergebnisse in Schwellenmitte deutlich besser sind als die Prüfergebnisse im Schienenaufleger bezogen auf Vergleichsprüfungen an neuen Schwellen. Bei den 26 Jahre alten Schwellen betragen die Biegezugfestigkeiten zwischen 5,1 N/mm² und 6,1 N/mm² bei einer Vorspannkraft zwischen 300 kN und 260 kN. Das bedeutet, dass die verbliebenen Vorspannkraften und Biegezugfestigkeiten im Schienenaufleger in größerem Maße abnehmen als in Schwellenmitte. Für die größeren Verluste der Biegezugfestigkeit und der Vorspannkraften gibt es mehrere Erklärungen. Es ist zu vermuten, dass die Verluste der Vorspannkraft im Schienenaufleger auf Grund der Einleitung der Vorspannkraft und den daraus resultierenden Spannungsspitzen sowie dem damit einhergehenden Schlupf des Spannstahls größer sind als in Schwellenmitte. Eine weitere Erklärung der geringeren Biegezugfestigkeiten liegt in der Ermüdung des Betons. In einem Gleis mit guter Instandhaltung und regelmäßigen Stopfvorgängen sollte die Schwellenmitte nicht auf dem Schotter aufliegen [19]. Dadurch erfährt die Schwelle in Schwellenmitte keine Beanspruchung infolge Verkehrsbelastungen und der Beton ermüdet nicht wie in einem konsolidiertem Gleis, in welchem die Schwelle auch in Mitte flächig aufliegt. Im Schienenaufleger treten jedoch immer Verkehrsbeanspruchungen auf, welche zu einer Ermüdung des Betons führen. Ist hier die Dauerbiegezugfestigkeit des Betons erreicht, führt dies zu Rissen in den Schwellen, wie sie an den 34 Jahre alten Schwellen bereits aufgetreten sind.

Daher sind weitere Untersuchungen hinsichtlich der Einleitung der Vorspannkraft und damit verbundenen Vorspannkraftverlusten bei Spannbetonschwellen und der Dauerbiegezugfestigkeit des Betons notwendig und werden im weiteren Verlauf untersucht.

4 BESTIMMUNG DER VORSPANNKRAFTVERLUSTE

4.1 Ziel der Prüfungen

Die Vorspannkraftverluste setzen sich aus mehreren Komponenten zusammen. Deren Ursachen, Einfluss, Größenordnung und Strategien, diese zu minimieren, sollen im Folgenden beleuchtet werden.

An den Ergebnissen der durchgeführten Prüfungen an den Spannbetonschwellen kann man erkennen, dass die Resttragfähigkeit in Schwellenmitte höher ist als im Schienenaufleger. Dies ist einerseits mit einer geringeren Ermüdung des Betons in Schwellenmitte erklärbar, da ermüdungswirksame Effekte aus der Verkehrsbelastung bezogen auf die Biegezugfestigkeit des Betons hier wegen der zumeist guten Gleislagequalität einen geringeren Einfluss haben als im Bereich der direkt beanspruchten Schienenaufleger. Andererseits sind auch geringere Verluste der Vorspannkraft in Schwellenmitte verglichen mit dem Schienenaufleger möglich. Diese Verluste an der eingeleiteten Vorspannkraft hängen von mehreren Faktoren ab:

- Schlupf des Spannstahls und Verformung der Schwelle während des Umspannvorgangs,
- Relaxation des Spannstahls und
- Kriech- und Schwindprozesse im Beton.

Während die Verluste infolge der Spannstahlrelaxation aus den Zulassungsprüfungen des Spannstahls hinreichend bekannt sind und die Verluste infolge des Kriechens und Schwindens mit den Normen berechnet werden können, sind die Verluste aus den Umspannvorgängen nicht bekannt. Um nun detailliertere Aussagen hinsichtlich des Verlaufs und der Verluste der Vorspannkraft in der Schwelle treffen zu können, wurden mehrere Versuchsreihen durchgeführt. Neben den Verlusten während des Umspannvorganges sollten auch die Verluste infolge der Relaxation und infolge von Kriech- und Schwindprozessen untersucht werden.

4.2 Prüfprogramm

Prinzipiell kann man in Deutschland die Herstellung von Spannbetonschwellen für das Gleis in zwei Herstellverfahren unterscheiden:

- Sofortentschalverfahren mit nachträglichem Verbund
- Spätentschalverfahren mit sofortigem Verbund

Beim Sofortentschalverfahren mit nachträglichem Verbund werden die Schwellen zunächst ohne Spannstahlbewehrung betoniert. Nach dem Ausschalvorgang werden die Schwellen in der Wärmekammer gelagert und der Beton kann erhärten. Wenn die notwendige Betondruckfestigkeit erreicht wird, werden die Spannstähle, für gewöhnlich in Form von Haarnadeln, in die Spannkanäle eingeführt und die Schwelle wird

vorgespannt. Anschließend werden die Spannkäme mit einem Injiziermörtel verpresst. Bei diesem Verfahren treten keine Schlupfvorgänge auf und die elastischen Verformungsanteile aus der Schwelle werden beim Vorspannvorgang direkt ausgeglichen, wodurch die Verluste der Vorspannkraft infolge des Vorspannvorganges sehr gering sind.

Beim Spätentschalverfahren werden die Spannstähle direkt in die Form eingelegt. Nach dem Vorspannen gegen die Form mit Hilfe von Spannspindeln wird der Beton eingebracht und die Schwellen werden in der Wärmekammer gelagert. Nach Erreichen der notwendigen Betondruckfestigkeit werden die Spannspindeln gelöst und die Vorspannkraft von der Form auf den Beton übertragen. Hierbei kommen zwei Spannstahlarten zur Anwendung:

- glatte Spannstähle mit Endverankerung
- profilierte oder gerippte Spannstähle

Bei beiden Arten tritt infolge der Vorspannung eine elastische Verformung der Schwelle auf, welche zu Verlusten der Vorspannkraft führt. Ferner kann beim Verfahren mit profilierten oder gerippten Spannstählen ein Schlupf zwischen Spannstahl und Beton auftreten, der ebenfalls zu Verlusten bei der Vorspannkraft führt. Da speziell diese Verluste während des Umspannvorganges stark vom Herstellverfahren abhängen, wurden Testschwellen vom Typ B 70 dieser beiden Varianten des Spätentschalverfahrens für die Untersuchungen verwendet, um Erkenntnisse über die Größenordnung des Spannkraftverlustes infolge von Umspannvorgängen zu erlangen. Dazu wurden mehrere Dehnmessstreifen (DMS) entlang des Spannstahls befestigt. Mit den DMS können die Dehnungen ε [‰] im Spannstahl gemessen werden. Aus dem bekannten Querschnitt A [mm²] und dem Elastizitätsmodul [N/mm²] des Spannstahls kann daraus die Vorspannkraft V [kN] unter Zugrundelegung des Hookeschen Gesetzes [50] für ein linear-elastisches Verhalten ermittelt werden. Zusätzlich kann über die unterschiedliche Position der DMS der Verlauf der Vorspannkraft (Einleitungslänge) in der Schwelle bestimmt werden. Die Messungen erfolgten nach dem Spannvorgang, nach dem Umspannvorgang und während der Lagerung nach 28 Tagen, 90 Tagen sowie 180 Tagen.

$$V [kN] = \frac{\varepsilon [‰] \cdot E \left[\frac{N}{mm^2} \right] \cdot A [mm^2]}{1000000}$$

Formel 37: Berechnung der Vorspannkraft in Abhängigkeit von Dehnung, E-Modul und Querschnittsfläche [50]

Da die Vorspannkraft nur mittelbar über die gemessenen Dehnungen berechnet wird, d.h. dass die Ergebnisse stark vom tatsächlichen Spannstahldurchmesser und dem tatsächlichen E-Modul abhängen, müssen die Messergebnisse interpretiert werden. Ferner können mit den DMS nur die Vorspannkraftverluste aus tatsächlichen Längenänderungen des Spannstahls berechnet werden. Dies sind Verluste infolge der Verformung der Schwelle während des Umspannvorganges und der zeitabhängigen

Verformungen aus Kriechen und Schwinden des Betons. Die Relaxation des Spannstahls, d.h. der Spannungsabbau im Spannstahl bei gleichbleibender Verformung, kann mit den DMS nicht ermittelt werden. Hierfür sind die Rechenwerte der „Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung“ des Deutschen Instituts für Bautechnik für die entsprechenden Spannstähle zu berücksichtigen. Dies ist ein iterativer Prozess, da bei zunehmenden Vorspannkraftverlusten die Spannungen im Spannstahl abnehmen und damit die Relaxationsverluste ebenfalls geringer werden.

4.3 Schwellen mit glatten Spannstählen und Endverankerung

4.3.1 Prüfschwellen

Die Prüfschwellen mit Endverankerung wurden über acht glatte Spannstähle mit dem Durchmesser 7,0 mm, der Streckgrenze $f_{p0,2k} = 1470 \text{ N/mm}^2$ und der Zugfestigkeit $f_{pk} = 1670 \text{ N/mm}^2$ mit einer Vorspannkraft von $350 \pm 10 \text{ kN}$ vorgespannt. Dies entspricht einer Ausnutzung des Spannstahls von ca. 72%. Die Spannstähle sind in zwei Lagen zu je vier Spannstählen angeordnet und über Köpfchenstauchung in der Endverankerung befestigt. Zur Aufbringung der Vorspannkraft wurde die Endverankerung gezogen und gegen die Form verspannt. Auf den Spannstählen wurden jeweils zwei DMS angebracht, auf der oberen Lage in Schwellenmitte, in der unteren Lage im Bereich des Schienenauflegers, da in diesen Bereichen die Belastungen im Betrieb auftreten. Zusätzlich wurde zur Kontrolle der aufgebrachten Vorspannkraft eine Druckmessdose zwischen der Schwellenform und der Verschraubung der Endverankerung angebracht. Da die Endverankerung über zwei Schraubverbindungen gezogen wurde und damit je Schraubverbindung zwei Spannstähle, maß die Druckmessdose die Vorspannkraft an zwei Spannstählen. Insgesamt wurden drei Schwellen für die Versuche hergestellt.

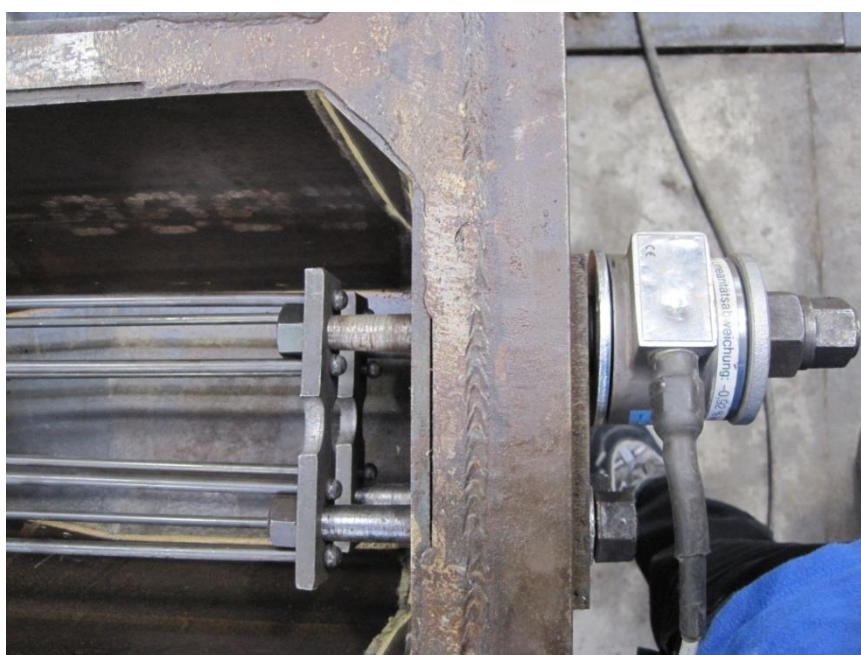


Abbildung 35: Endverankerung mit Köpfchenstauchung und Druckmessdose



Abbildung 36: Position der DMS an den Spannstählen

Gemäß DBS 918143:2012 [49] soll der Beton der Festigkeitsklasse C 50/60 entsprechen. Zusammen mit den Schwellen wurden Würfel mit den Abmessungen 150 mm x 150 mm x 150 mm und Balken mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 350 mm gemäß DIN EN 12390-1:2012 [51] hergestellt und gemäß DIN EN 12390-2:2012 [52] gelagert. Die anschließenden Prüfungen wurden gemäß DIN EN 12390-3: 2009 [53] bzw. DIN EN 12390-5: 2009 [54] durchgeführt. Vor dem Umspannvorgang wurden die Würfeldruckfestigkeiten $f_{ck,20h}$ an drei Würfeln im Betonalter von ca. 24 h bestimmt und an drei Würfeln die Würfeldruckfestigkeiten $f_{ck,28d}$ im Alter von 28 Tagen. Im Weiteren wurden die Biegezugfestigkeiten $f_{ct,fl,7d}$ an drei Balken mit 2-Punkt-Lastangriff im Alter von 7 Tagen mit Wasserlagerung ermittelt. An den Betonprüfungen war bereits zu erkennen, dass der verwendete Beton deutlich über den Anforderungen der Festigkeitsklasse C 50/60 liegt. Dazu werden in Kapitel 5 weitere Ausführungen gemacht.

Probe	Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,24h}$ [N/mm ²]	Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,28d}$ [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl,7d}$ [N/mm ²]
1	51	96	6,6
2	51	85	6,2
3	53	89	7,0
Mittel	52	90	6,6

Tabelle 33: ermittelte Betonfestigkeiten

4.3.2 Messungen der Vorspannkraft

Mit der Druckmessdose kann die auf zwei Spannstähle aufgebrachte Vorspannkraft gemessen werden. Sie dient der Überprüfung der aus den gemessenen Dehnungen ermittelten Vorspannkraft. Die dabei gemessenen Vorspannkraft stimmten sehr gut mit den berechneten Werten überein. Für die Berechnung der Vorspannkraft aus den Dehnungen wurden die Spannstahldurchmesser gemessen und daraus die Querschnittsflächen berechnet. Die Durchmesser lagen zwischen 7,0 mm und 7,2 mm. Die errechneten Querschnittsflächen ergaben damit Werte zwischen 38,5 mm² und 40,7 mm². Der E-Modul wurde mit einem mittleren Rechenwert von 210000 N/mm² angenommen. Daraus ergaben sich Vorspannkraft nach dem Spannvorgang zwischen 344 kN und 349 kN. Nach dem Spannvorgang erfolgten das Betonieren der Schwellen und eine ca. 24-stündige Lagerung in der Wärmekammer. Anschließend wurden die Schwellen umgespannt und ausgeschalt. Direkt nach dem Ausschaltvorgang erfolgte die nächste Messung. Hierbei konnten eingeleitete Vorspannkraft zwischen 325 kN und 327 kN gemessen werden. Dabei zeigte sich, dass die Vorspannkraft der einzelnen Spannstähle sowohl im Bereich des Schienenaufagers wie auch in Schwellenmitte geringfügige Unterschiede aufwiesen. So konnten in Schwellenmitte etwa je Spannstahl ca. 0,5 kN höhere Verluste an Vorspannkraft gemessen werden als im Schienenauflager. Dies ist auf den kleineren Querschnitt der Schwelle in Schwellenmitte zurückzuführen, wodurch die Verformung infolge des Umspannens größer ist. Die Messungen wurden dann nach einem Zeitraum von 28 Tagen, 90 Tagen und 180 Tagen wiederholt. Während dieses Lagerungsprozesses konnten in Schwellenmitte weiterhin bis zum Lagerungsalter von 90 Tagen geringfügig höhere Verluste infolge der Kriech- und Schwindprozesse von ca. 3 kN beobachtet werden. Ab einem Schwellenalter von 90 Tagen waren die Spannkraftverluste weitgehend abgeklungen und es konnten nur noch geringfügige Veränderungen gemessen werden. Um Temperatureinflüsse bei der Messung ausschließen zu können, wurden die Schwellen vor jeder Messung ca. 24 h bei ca. 20°C Raumtemperatur gelagert. Zwischen den einzelnen Messungen lagerten die Schwelle zwischen März und September im Freien und waren dabei der Witterung ausgesetzt. Damit betragen die berechneten Vorspannkraftverluste aus den gemessenen Dehnungen infolge der Verformungen während des Umspannvorganges und aus den Kriech- und Schwindprozessen ca. 12,2% in Schwellenmitte und 9,8% im Schienenauflager.

Schwelle		Vorspannkraft nach Vorspannen [kN]	Vorspannkraft nach Umspannen [kN]	Vorspannkraft nach 28 d [kN]	Vorspannkraft nach 90 d [kN]	Vorspannkraft nach 180 d [kN]
1	Mitte	347	334	326	309	304
	Auflager	347	338	332	315	312
2	Mitte	349	337	328	310	305
	Auflager	349	341	334	317	315
3	Mitte	344	332	325	306	304
	Auflager	344	335	331	312	311

Tabelle 34: berechnete Vorspannkraft aus DMS-Messungen

Zu diesen Verlusten sind nun noch die Verluste aus der Relaxation des Spannstahls nach [55] hinzuzurechnen. Infolge der Ausnutzung von ca. 67,5% des Spannstahls während der ersten 24 h vor dem Umspannvorgang betragen die Rechenwerte der Relaxationsverluste auf der sicheren Seite liegend ca. 1%. Nach dem Umspannen beträgt die Ausnutzung des Spannstahls bei einer mittleren Vorspannkraft von ca. 336 kN noch ca. 65,4% und damit erhöhen sich die Verluste infolge Relaxation bis zum Schwellenalter von 28 d um ca. weitere 0,7%. In diesem Schwellenalter beträgt die berechnete Vorspannkraft im Mittel noch ca. 329 kN, entsprechend einer Spannstahlausnutzung von 64,0%. Dies führt zu weiteren Relaxationsverlusten von ca. 0,4% nach 90 Tagen. Ab diesem Zeitpunkt sind keine weiteren signifikanten Verluste aus Kriech- und Schwindprozessen mehr feststellbar und die berechnete Vorspannkraft liegt entsprechend einer Spannstahlausnutzung von ca. 60,5% noch bei ca. 311 kN, womit die Verluste aus Relaxation um ca. weitere 0,2% zunehmen. Die Gesamtverluste aus Relaxation im Schwellenalter von 180 Tagen betragen damit auf der sicheren Seite liegend ca. 2,3%. Für die angestrebte Lebensdauer der Schwelle von 40 Jahren betragen die weiteren Rechenwerte für die Verluste aus Relaxation bei diesem Ausnutzungsgrad ca. 1,3% und die Gesamtverluste aus Relaxation ca. 3,6%.

Insgesamt erhält man damit einen Verlust an Vorspannkraft aus Umspannverlusten, Kriech- und Schwindvorgängen und Relaxation von ca. 14,5% in Schwellenmitte und ca. 12,1% im Schienenaufleger für das Schwellenalter von 180 Tagen und ca. 15,8% in Schwellenmitte und 13,4% im Schienenaufleger für die angestrebte Lebensdauer von 40 Jahren.

Schwelle		Vorspannkraft nach Vorspannen [kN]	Vorspannkraft nach Umspannen [kN]	Vorspannkraft nach 28 d [kN]	Vorspannkraft nach 90 d [kN]	Vorspannkraft nach 180 d [kN]	Vorspannkraft nach 40 a [kN]
1	Mitte	347	331	320	302	296	292
	Auflager	347	335	326	308	304	300
2	Mitte	349	334	322	303	297	292
	Auflager	349	338	328	310	307	302
3	Mitte	344	329	319	299	296	292
	Auflager	344	332	325	305	303	299

Tabelle 35: berechnete Vorspannkraften aus DMS-Messungen und Relaxation

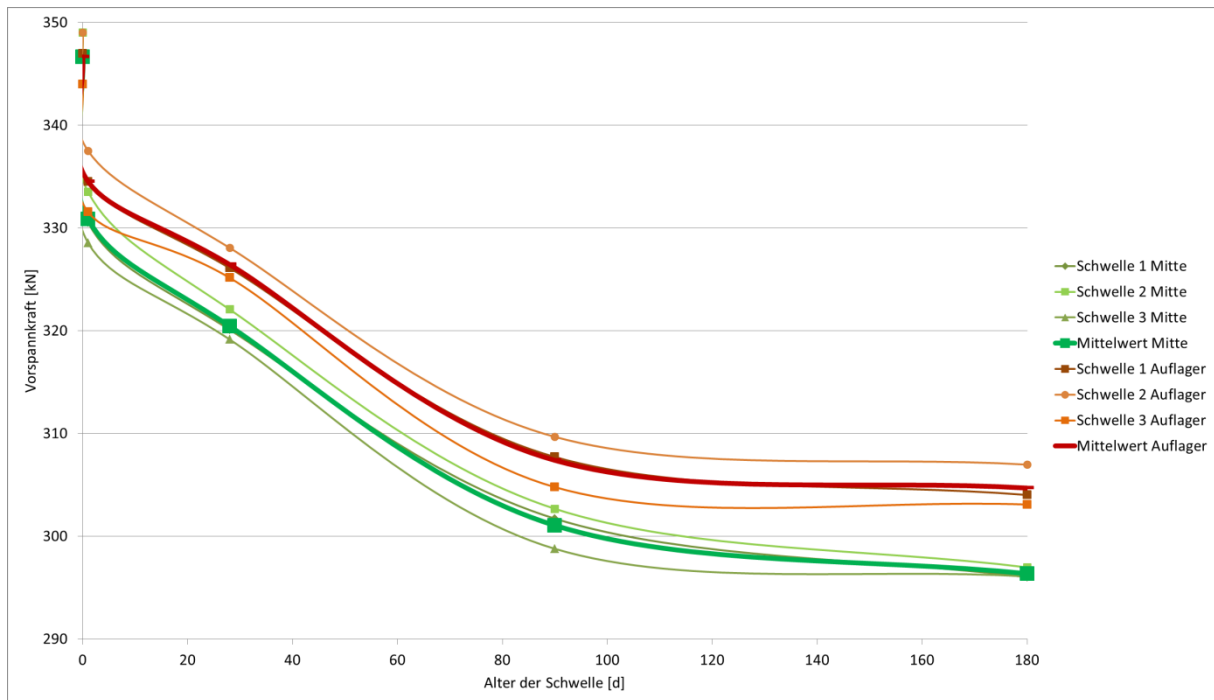


Diagramm 10: Verlauf der Vorspannkraften aus DMS-Messungen und Relaxation

4.3.3 Schwellenprüfungen

Nach einer Lagerung von 180 Tagen wurden an den Schwellen Biegeprüfungen in Anlehnung an [49] und [56] durchgeführt. Um eine genauere Aussage zum Auftreten des ersten Risses treffen zu können, wurde die Prüfkraft in Schwellenmitte in 1 kN-Schritten erhöht, im Schienenaufleger in 5 kN-Schritten. Zur Reduzierung von Einflüssen aus Temperatur und Luftfeuchte wurden die Schwellen unmittelbar bis zur Prüfung 48 Stunden im Wasser bei ca. 20°C gelagert. Zunächst wurde an den drei Schwellen die Anrisskraft in Schwellenmitte bestimmt, anschließend an einem Schienenaufleger die Anrisskraft und die verbleibende Risskraft für eine Rissbreite von 0,05 mm.

Um eine Aussage hinsichtlich der Vorspannkraftverluste bei gleichzeitiger Nacherhärtung des Betons treffen zu können, wurden beschriebenen Versuche bereits an drei weiteren Schwellen im Alter von 28 Tagen durchgeführt worden, die am selben Tag wie die Schwellen mit DMS-Bestückung (s.o.) hergestellt worden sind.

Schwelle	Schwellenmitte F_{cr_n} [kN]		Schienenaufleger F_{rr} [kN]	
	28 d	180 d	28 d	180 d
1	50	53	211	226
2	51	53	216	226
3	52	51	211	216

Tabelle 36: Ergebnisse der Schwellenprüfungen B 70 mit Endverankerung

Die Biegeprüfungen an den 28 Tagen bzw. 180 Tage alten Schwellen liefern zunächst augenscheinlich vergleichbare Ergebnisse. Es ist jedoch zu bedenken, dass die vorhandene Vorspannkraft bei den 180 Tage alten Schwellen durch Relaxations-, Kriech- und Schwindvorgänge um ca. 7,5% (Mitte) bzw. 6,7% (Auflager) geringer sind als bei den 28 Tage alten Schwellen. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass der Beton nacherhärtert ist und seine Biegezugfestigkeit somit angestiegen ist. Zur Ermittlung der Zunahme der Biegezugfestigkeit wird diese aus den gemessenen Anrisskräften und den über die DMS bestimmten Vorspannkraften im Betonalter von 28 Tagen und 180 Tagen berechnet. Da die Schwellen am gleichen Tag produziert wurden, kann davon ausgegangen werden, dass die Vorspannkraft bei diesen Schwellen im Alter von 28 Tagen vergleichbar ist. Daher wird für die Schwellen im Prüfalalter von 28 Tagen eine mittlere Vorspannkraft von 320 kN in Schwellenmitte und 326 kN im Schienenaufleger angenommen.

Bei Berücksichtigung der Messgenauigkeit und der geringen Anzahl untersuchter Schwellen kann man von einer guten Übereinstimmung der Biegezugfestigkeiten sprechen:

Schwelle	Schwellenmitte		Schienenaufleger	
	28 d	180 d	28 d	180 d
1	6,0	8,1	6,5	8,0
2	6,4	8,1	6,9	8,0
3	6,8	7,4	6,5	7,2
Mittel	6,4	7,9	6,6	7,7

Tabelle 37: berechnete Biegezugfestigkeiten der Schwellen mit Endverankerung

Diese Ergebnisse untermauern die Erkenntnisse aus den Biegeprüfungen an alten Schwellen hinsichtlich der Nacherhärtung des Betons. Die Biegezugfestigkeiten an den 7 Tage alten Balken mit 100 mm und Wasserlagerung lagen zwischen 6,2 N/mm² und 7,0 N/mm² (Tabelle 33) und damit etwas über den Ergebnissen der 28 Tage alten Schwellen. Auch fällt auf, dass die berechneten Biegezugfestigkeiten in Schwellenmitte etwas höher sind als im Schienenaufleger. Dieser Effekt resultiert aus den unterschiedlichen Bauteilhöhen und wird in Kapitel 5 genauer erläutert.

Während der Lagerung der Schwellen im Freien stiegen die berechneten Biegezugfestigkeiten von im Mittel 6,5 N/mm² im Alter von 28 Tagen auf im Mittel 7,8 N/mm² im Alter von 180 Tagen an (Tabelle 37), dies entspricht einer Erhöhung der Biegezugfestigkeit durch Nacherhärtung um ca. 20%.

Diese Nacherhärtung des Betons wurde auch bei einem Ringversuch an Normprobekörpern aus 7 Schwellenwerken festgestellt [57]. Dabei wurden die Probekörper sowohl nach Normvorgaben als auch bei realistischen Bedingungen, wie sie im Gleis vorherrschen, gelagert. Die Würfeldruckfestigkeiten wurden an

Probekörpern mit den Abmessungen 150 mm x 150 mm x 150 mm bestimmt. Zwischen den Lagerungsarten:

- a) 7 Tage Wasserlagerung + 21 Tage Luftlagerung,
- b) 28 Tage Lagerung wie Schwellen und
- c) 56 Tage Lagerung wie Schwellen

Es konnten keine wesentlichen Unterschiede der Würfeldruckfestigkeiten in Abhängigkeit der Lagerung und des Alters festgestellt werden. Ein ähnliches Ergebnis zeigte sich bei der Entwicklung des Elastizitätsmoduls, hier konnten ebenfalls keine wesentlichen Unterschiede zwischen 28 Tagen und 56 Tagen festgestellt werden.

Bei der Ermittlung der Biegezugfestigkeit an Probekörpern mit den Abmessungen 150 mm x 150 mm x 550 mm zeigten sich allerdings deutliche Unterschiede. Während die Biegezugfestigkeiten nach 7 Tagen Wasserlagerung zwischen 6,3 N/mm² und 7,6 N/mm² lagen, betrugen die Biegezugfestigkeiten nach 7 Tagen Lagerung zusammen mit den Schwellen zwischen 3,9 N/mm² und 7,6 N/mm². Dieser sehr große Unterschied war damit zu erklären, dass zum Zeitpunkt der Lagerung bei den Schwellen aus dem Werk mit dem niedrigsten Wert der Biegezugfestigkeit eine trockene und warme Witterung vorherrschte, während im Werk mit dem höchsten Wert der Biegezugfestigkeit zu diesem Zeitpunkt Niederschläge zu verzeichnen waren. In den anderen Werken, bei denen zum Lagerungszeitpunkt mäßige bis hohe Luftfeuchtigkeit nachweisbar sind, erreichten die Biegezugfestigkeiten nach 7 Tagen Lagerung Werte zwischen 5,2 N/mm² und 5,8 N/mm². Während der Lagerungszeit konnte eine durchgängige Nacherhärtung beobachtet werden. Die Schwellen, die zu Beginn der Lagerung Niederschlägen ausgesetzt waren, bildeten die einzige Ausnahme, hier nahm die Biegezugfestigkeit während der Lagerung von 7,6 N/mm² auf 7,1 N/mm² nach 28 Tagen und 6,1 N/mm² nach 56 Tagen ab. Nach 28 Tagen Lagerung betrugen die Biegezugfestigkeiten der Schwellen, die unter zumeist bewölktem Himmel lagerten, zwischen 5,4 N/mm² und 6,6 N/mm², nach 56 Tagen zwischen 5,5 N/mm² und 6,9 N/mm². Bei den Prüfungen der Probekörper, die anfangs der warmen Witterung ausgesetzt waren, stieg die Biegezugfestigkeit von 3,9 N/mm² nach 7 Tagen auf 4,1 N/mm² nach 28 Tagen und 5,3 N/mm² nach 56 Tagen.

Schwelle	7 d Wasser	7 d im Freien	28 d im Freien	56 d im Freien
min.	6,2	5,2	5,4	5,5
max.	7,3	5,8	6,6	6,9

Tabelle 38: Biegezugfestigkeiten [N/mm²] der Balken aus 5 Werken ohne extreme Witterung [57]

4.4 Schwellen mit profilierten Spannstählen

4.4.1 Prüfschwellen

Für diese Prüfungen wurden vier Schwellen mit einer planmäßigen Vorspannkraft von 330 ± 10 kN produziert. Die Vorspannkraft wurde über vier Spannstähle mit dem Durchmesser 9,5 mm und einer Sonderprofilierung aufgebracht. Die Streckgrenze des Spannstahls betrug $f_{p0,2k} = 1375$ N/mm², die Zugfestigkeit $f_{pk} = 1570$ N/mm² [58]. Der Beton sollte wie üblich der Festigkeitsklasse C 50/60 entsprechen. Zur Überprüfung der Festigkeitseigenschaften wurden Würfel mit den Abmessungen 150 mm x 150 mm x 150 mm und Balken mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 350 mm betoniert und geprüft. Auch diese Betonprobekörper wiesen trotz gleicher Abmessungen und gleicher Lagerungs- und Prüfbedingungen deutlich höhere Festigkeiten auf. Während die Würfeldruckfestigkeit nur etwa 7% höher war, lag die Biegezugfestigkeit ca. 18% höher.

Probe	Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,24h}$ [N/mm ²]	Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,28d}$ [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl,7d}$ [N/mm ²]
1	53	100	7,9
2	56	96	7,4
3	55	93	8,1
Mittel	54	96	7,8

Tabelle 39: Betonfestigkeiten

Bei den Prüfungen der Schwellen mit profilierten Spannstählen sollte vor allem der Einleitungsbereich der Schwelle betrachtet werden. Daher wurden die vier Testschwellen mit unterschiedlichen Zusatzbewehrungen versehen. Bei Testschwelle 1 handelte es sich um eine standardmäßig hergestellte B 70, bei Testschwelle 2 wurden auf die Gewinde der Spannstähle 15 mm dicke Stahlscheiben mit dem Durchmesser 30 mm als Endverankerungen aufgeschraubt. Bei der Testschwelle 3 wurden Spaltzugbewehrungen um die Spannstähle gelegt, die aus 3 Bügeln mit dem Durchmesser 8 mm im Abstand von 100 mm, 200 mm und 300 mm vom Schwellenende aus bestanden. Bei Testschwelle 4 wurden die Endverankerung und die Spaltzugbewehrung eingebracht.

Um nun den Einfluss dieser unterschiedlichen Zusatzbewehrungen auf die Einleitungslänge der Vorspannkraft zu ermitteln, wurden je Schwelle acht DMS, zwei je Spannstahl, in unterschiedlichen Abständen vom Schwellenende aus an den Spannstählen angebracht. Die Abstände vom Schwellenende betragen dabei 100 mm, 150 mm, 200 mm, 250 mm, 300 mm, 400 mm, 500 mm und in Schwellenmitte. Die Messungen erfolgen nach dem Spannvorgang, nach dem Umspannvorgang, nach 1, nach 28, nach 90 und nach 180 Tagen. Zur Berechnung der Vorspannkraft aus den gemessenen Dehnungen wurden ein Querschnitt von 70,9 mm² und ein E-Modul von 205000 N/mm² verwendet, für die Verluste aus der Relaxation die Rechenwerte aus [58].


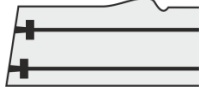
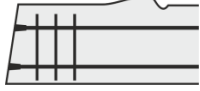
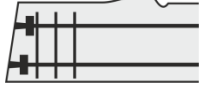
Testschwelle	Ausführung	Skizze
1	B 70, Standardausführung	
2	B 70 mit Endverankerungen	
3	B 70 mit Spaltzugbewehrung	
4	B 70 mit Endverankerungen und Spaltzugbewehrung	

Tabelle 40: Varianten der konstruktive Durchbildung des Einleitungsbereichs der Vorspannkraft



Abbildung 37: Endverankerung



Abbildung 38: Spaltzugbewehrung

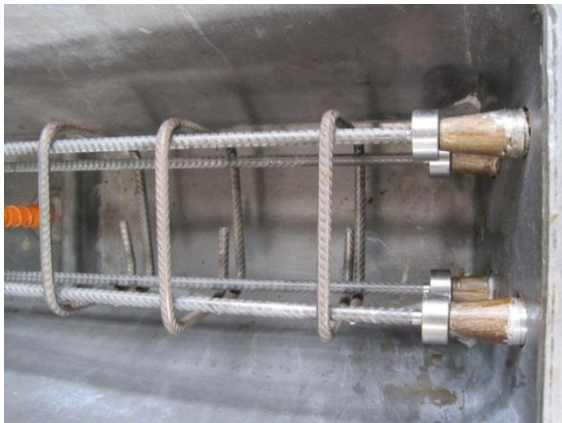


Abbildung 39: Endverankerung und Spaltzugbewehrung

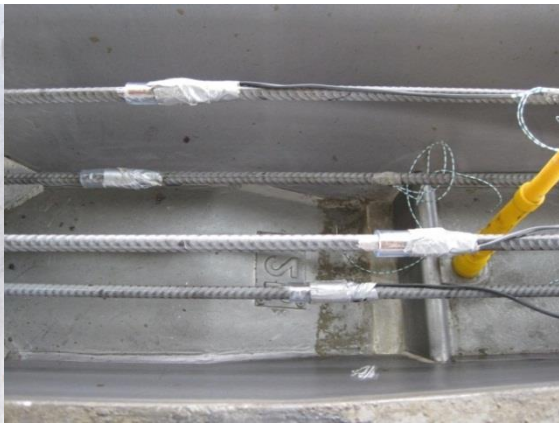


Abbildung 40: Anordnung DMS

4.4.2 Schwelle ohne Zusatzbewehrung

Anhand der gemessenen Dehnungen und den Spannstahlparametern konnte eine mittlere Vorspannkraft von 333 kN an der Schwelle ohne Zusatzbewehrung berechnet werden. Diese Berechnung zeigt eine ausreichende Übereinstimmung mit dem auf 330 kN eingestellten Vorspannautomaten. Nach dem Vorspannvorgang weisen die Spannstähle im Rahmen der Messgenauigkeit der DMS über den Verlauf der Schwelle in etwa die gleiche Vorspannkraft an allen vier Spannstählen auf. Unmittelbar nach

dem Umspannvorgang konnten deutliche Verluste der Vorspannkraft festgestellt werden. Während die mit den DMS gemessenen Verluste in Schwellenmitte bei ca. 12 kN, d.h. ca. 3,6%, infolge der Verformung der Schwelle lagen, konnte am Schwellenanfang infolge des zusätzlichen Schlupfes des Spannstahls im Abstand von 100 mm vom Schwellenende entfernt ein Abfall der Vorspannkraft von knapp 48 kN festgestellt werden. Nach einer Einleitungslänge von etwa 400 mm bis 500 mm konnte sich die vollständige Vorspannung von ca. 323 kN aufbauen und nahm infolge des geringeren Querschnitts und damit der größeren Verformungen in Schwellenmitte auf 321 kN ab.

Während der 180-tägigen Lagerung konnte ein weiterer Abfall der Vorspannkraft infolge Kriech- und Schwindvorgängen – die Anteile aus der Relaxation können mit DMS nicht erfasst werden, da damit zwar ein Spannungsabbau jedoch keine Dehnung einhergeht – beobachtet werden. So verringerte sich die über die gemessene Dehnung berechnete Vorspannkraft in Schwellenmitte von 321 kN unmittelbar nach dem Umspannvorgang auf 315 kN nach 28 Tagen und auf 306 kN nach 180 Tagen. Die Verluste infolge Kriech- und Schwindvorgängen sind damit nach ca. 180 Tagen größtenteils abgeschlossen und die Gesamtverluste in Schwellenmitte betragen somit insgesamt ca. 8,2%.

Im Bereich des Schienenaufagers bei einem Abstand von ca. 500 mm vom Schwellenende zeigte sich ein ähnliches Bild. Hier nahm die mit DMS gemessene eingeleitete Vorspannkraft von ca. 323 kN direkt nach dem Umspannen auf ca. 310 kN nach 180 Tagen ab. Damit betragen die gesamten Verluste infolge der Kriech- und Schwindvorgänge und der Verformung im Schienenaufleger ca. 7,0% bezogen auf die ursprüngliche Vorspannkraft von 333 kN. Im Einleitungsbereich der Vorspannkraft am Schwellenkopf waren deutlichere Verluste feststellbar, was darauf zurückzuführen ist, dass aus dem gestörten Verbund noch weitere Schlupfvorgänge resultieren.

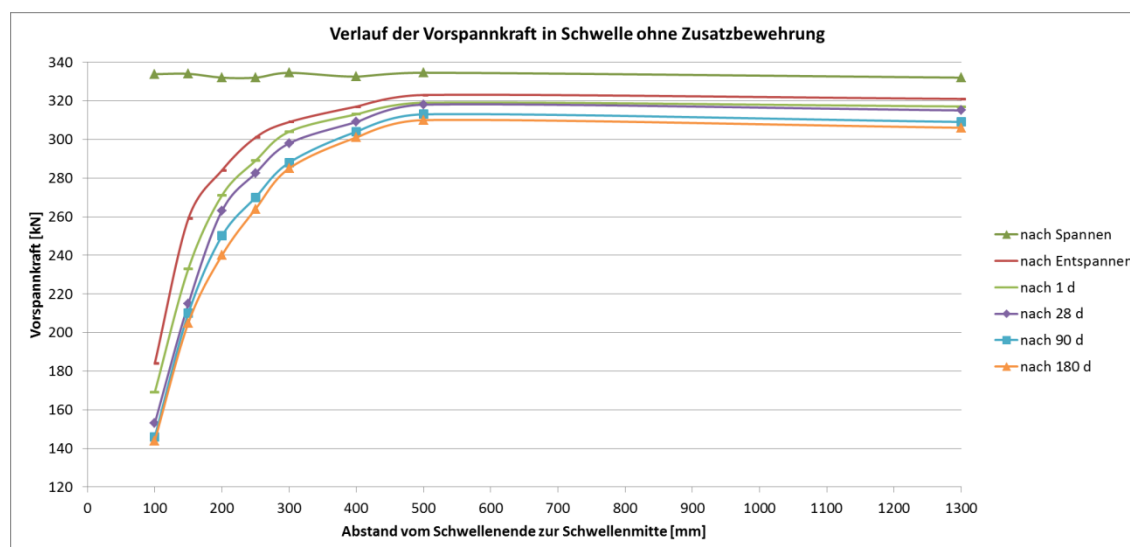


Diagramm 11: Verlauf der Vorspannkraft aus DMS an Schwelle ohne Zusatzbewehrung

Zusätzlich zu diesen messbaren Verlusten aus Kriechen und Schwinden sind noch die Verluste aus der Spannstahlrelaxation zu berücksichtigen. Laut [58] beträgt der

Rechenwert der Relaxation für den verwendeten Spannstahl zum Zeitpunkt des Umspannens ca. 1,5% nach 24 h für die Anfangsspannung von 75% der Zugfestigkeit. Nach dem Umspannen beträgt die Vorspannkraft in Schwellenmitte ca. 321 kN, diese entspricht einer Ausnutzung der Spannstahlspannung von 72% und führt zu einem weiteren Relaxationsverlust von ca. 1,0% innerhalb der nächsten 24 h. Bis zum Alter von 28 Tagen mit der ungefähren Vorspannkraft von 315 kN, d.h. ca. 71% Ausnutzung, kommt erneut ca. 0,8% Relaxationsverlust hinzu. Ab diesem Schwellenalter verringert sich die Vorspannkraft nur noch unwesentlich und die Spannstahlausnutzung bleibt bei etwa 69%, wodurch noch weitere Relaxationsverluste von ca. 0,7% bis zum Schwellenalter von 180 Tagen hinzukommen und die gesamten Relaxationsverluste dann ca. 4,0% betragen. Infolge der dann noch wirkenden Vorspannkraft von ca. 306 kN kann man von weiteren Relaxationsverlusten von ca. 3,0% bis zum angestrebten Schwellenalter von 40 Jahren ausgehen. Dies entspricht dann Relaxationsverlusten von insgesamt ca. 7,0%.

Man kann also von einer wirksamen Vorspannkraft von ca. 293 kN in Schwellenmitte, entsprechend Vorspannkraftverlusten von ca. 12,1%, und von ca. 297 kN im Schienenaufleger, entsprechend Vorspannkraftverlusten von ca. 10,9% während der Schwellenprüfungen im Alter von 180 Tagen ausgehen, woraus sich folgende theoretischen Biegezugfestigkeiten aus den Anrisskräften der Biegeprüfungen ergeben.

Schwellenmitte		Schienenaufleger	
Fcr _n [kN]	f _{ct,fl} [N/mm ²]	Frr[kN]	f _{ct,fl} [N/mm ²]
56	10,2	226	7,9

Tabelle 41: berechnete Biegezugfestigkeit der Schwelle ohne Zusatzbewehrung

Auffällig ist hier der große Unterschied zwischen den berechneten theoretischen Biegezugfestigkeiten in Schwellenmitte und Schienenaufleger, wobei die Biegezugfestigkeit im Schienenaufleger ungefähr im Bereich der geprüften Schwellen mit Endverankerung liegen, obwohl die im Rahmen der Eignungsprüfungen ermittelten Biegezugfestigkeiten nach 7 Tagen Wasserlagerung mit 6,6 N/mm² und 7,6 N/mm² doch recht unterschiedlich waren. Auch erscheint die berechnete Biegezugfestigkeit für die Schwellenmitte sehr hoch. Hierfür gibt es mehrere Erklärungen. Die angenommene Vorspannkraft in Schwellenmitte mit 293 kN berücksichtigt neben den mit DMS gemessenen Verlusten aus der Verformung während des Umspannens und aus Kriechen und Schwinden auch die Rechenwerte für die Spannstahlrelaxation mit Annahmen auf der sicheren Seite liegend. Nimmt man nun an, die Relaxation wäre geringer und die wirksame Vorspannung damit größer, sänke die rechnerische Biegezugfestigkeit. Andererseits sind die Verluste aus Schlupfvorgängen des Spannstahls für die Vorspannkraft im Schienenaufleger mit den DMS anscheinend nur teilweise erfasst, da mit den DMS nur die Dehnungsänderungen am Spannstahl gemessen werden können. Bei Schlupfvorgängen bewegt sich allerdings der Spannstahl insgesamt, wodurch die Relativverformungen nicht erfasst werden können. Daher ist davon auszugehen, dass die tatsächlich wirksame Vorspannkraft im

Schienenaufleger geringer als die mit 297 kN angenommene ist, wodurch die Biegezugfestigkeit rechnerisch steigt. Zusätzlich haben die unterschiedlichen Querschnittsabmessungen der Schwelle, v.a. die Höhe, im Schienenaufleger und in Schwellenmitte einen großen Einfluss auf die Biegezugfestigkeit. Dies wird in Kapitel 5.2 näher erläutert.

4.4.3 Schwellen mit Scheiben als Endverankerung

An der Schwelle mit den aufgeschraubten Scheiben als Endverankerung konnte anhand der mit den DMS gemessenen Dehnungen eine mittlere Vorspannkraft von ca. 336 kN ermittelt werden. Unmittelbar nach dem Umspannvorgang konnte in Schwellenmitte eine Vorspannkraft von ca. 326 kN ermittelt werden. Infolge der weiteren Kriech- und Schwindvorgänge verringerte sich diese auf ca. 308 kN nach 180 Tagen. Diese Werte entsprechen in etwa den Ergebnissen der Messungen an der Schwelle ohne Zusatzbewehrung.

Im Einleitungsbereich zeigten sich ein deutlich schnellerer Anstieg der wirksamen Vorspannkraft und geringere Verluste. So konnte bereits unmittelbar nach dem Umspannen am ersten DMS in 100 mm Abstand vom Schwellenende eine Vorspannkraft von ca. 271 kN ermittelt werden. Infolge der weiteren Verluste reduzierte sich diese während der 180 tägigen Lagerung auf ca. 239 kN. Die volle Vorspannkraft war bereits ab einer Einleitungslänge von ca. 300 mm bis 400 mm eingeleitet.

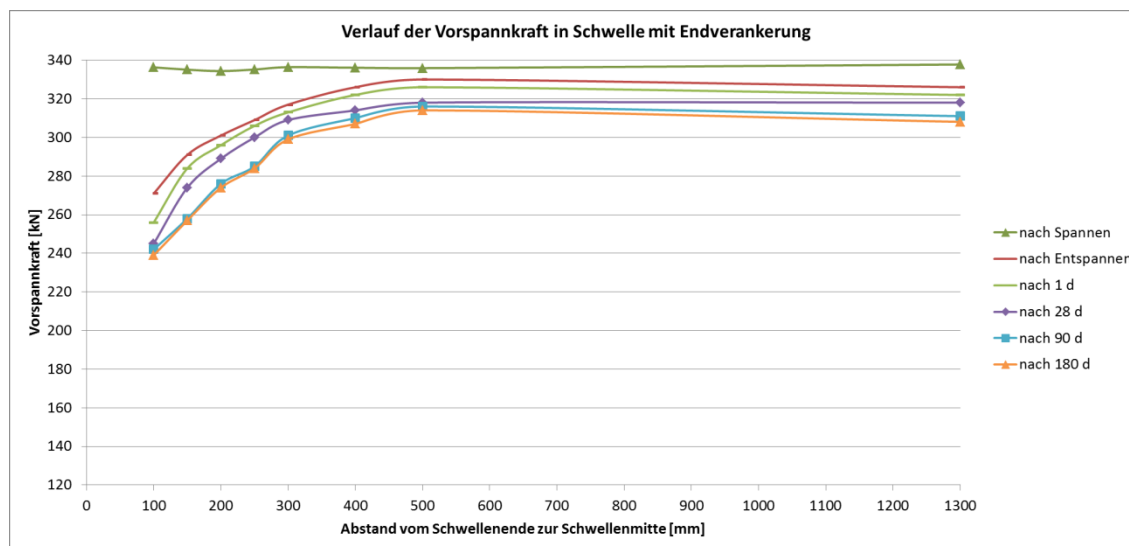


Diagramm 12: Verlauf der Vorspannkraft aus DMS an Schwelle mit Scheiben

Für die weiteren Verluste der Relaxation des Spannstahls könnten die vorherigen Werte der Testschwelle 1 verwendet werden, da die Beanspruchung des Spannstahls vergleichbar ist. Die wirksame Vorspannkraft in Schwellenmitte beträgt somit 295 kN und im Schienenaufleger ca. 301 kN während der Schwellenprüfungen im Alter von 180 Tagen, woraus sich folgende theoretischen Biegezugfestigkeiten ergeben.

Schwellenmitte		Schienenaufleger	
F_{cr_n} [kN]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	F_{rr} [kN]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]
56	10,1	236	8,4

Tabelle 42: berechnete Biegezugfestigkeit der Schwelle ohne Zusatzbewehrung

Damit ergibt sich hinsichtlich der Biegezugfestigkeit des Betons ein ähnliches Ergebnis wie bei der Testschwelle 1 ohne Zusatzbewehrung.

4.4.4 Schwelle mit Bügelbewehrung

Die dritte geprüfte Schwelle verfügte über eine Bügelbewehrung um die Spannstähle, die die Funktion einer Spaltzugbewehrung erfüllen sollte. Die ermittelte aufgebrauchte Vorspannkraft lag bei ca. 338 kN. Sowohl im Bereich der Schwellenmitte als auch im Bereich des Schienenauflegers ergab sich ein ähnliches Bild wie bei der Testschwelle 1 ohne Zusatzbewehrung. Nach einem Einleitungsbereich von ca. 400 mm bis 500 mm war die volle Vorspannung erreicht. In Schwellenmitte konnte anhand der DMS noch eine wirksame Vorspannkraft von ca. 309 kN ermittelt werden, im Schienenaufleger von ca. 312 kN. Damit ergibt sich bei der Verwendung der Bügelbewehrung kein deutlich erkennbarer Unterschied zur Schwelle ohne Zusatzbewehrung.

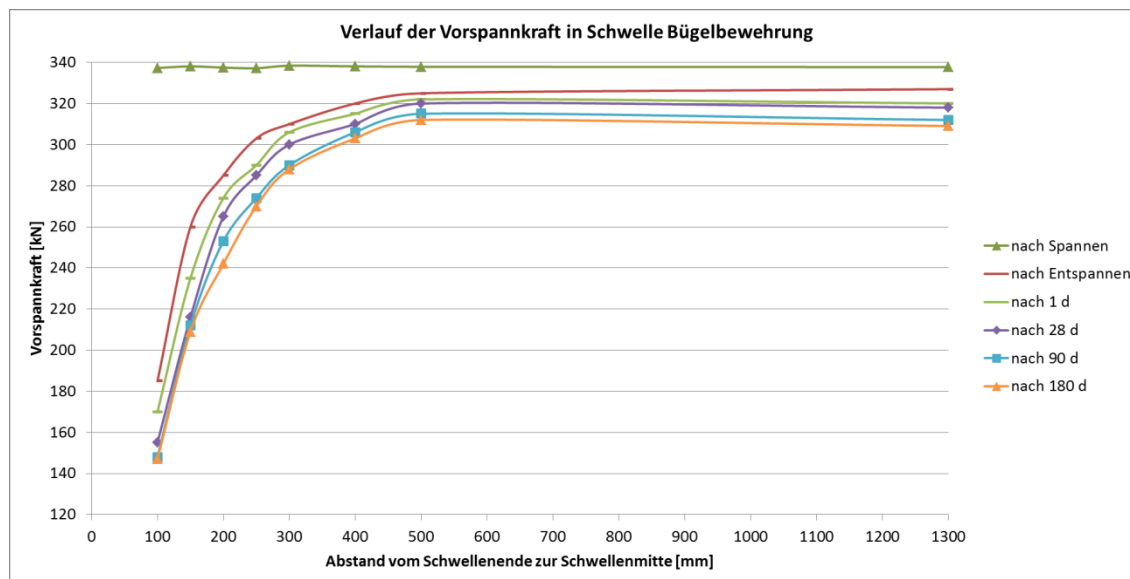


Diagramm 13: Verlauf der Vorspannkraft aus DMS an Schwelle mit Bügelbewehrung

Unter Berücksichtigung der Relaxation ergeben die aus den Biegeprüfungen berechneten Biegezugfestigen für eine angenommene Vorspannkraft von 295 kN in Schwellenmitte und 298 kN im Schienenaufleger im Rahmen der Messgenauigkeiten und jeweils nur einer geprüften Schwelle in etwa vergleichbare Resultate zu den vorherigen Prüfungen. Die Anrisskraft in Schwellenmitte lag bei dieser Schwelle bei 58 kN, wodurch die rechnerische Biegezugfestigkeit höher ausfällt.

Schwellenmitte		Schienenaufleger	
F_{cr_n} [kN]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	F_{rr} [kN]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]
58	10,9	236	8,5

Tabelle 43: berechnete Biegezugfestigkeit der Schwelle mit Bügelbewehrung

4.4.5 Schwelle mit Scheiben und Bügelbewehrung

Als letztes wurde die Schwelle mit den aufgeschraubten Scheiben und der Bügelbewehrung geprüft. Anhand der DMS wurde die aufgebrachte Vorspannkraft zu 334 kN bestimmt. Der Verlauf der Vorspannkraft ist vergleichbar mit der Testschwelle 2 mit Endverankerungen. Ab einer Einleitungslänge von ca. 300 mm bis 400 mm ist die volle Vorspannkraft aufgebracht. Auch die Höhe der Vorspannkraft entspricht in etwa dieser Schwelle. Damit zeigt sich, dass die Bügelbewehrung in diesem Fall keine wesentliche Verbesserung hinsichtlich der Einleitungslänge oder der Höhe der Vorspannkraft ergeben hat. In Schwellenmitte konnte nach der 180 tägigen Lagerung anhand der DMS noch eine Vorspannkraft von ca. 307 kN und im Schienenaufleger von ca. 313 kN bestimmt werden.

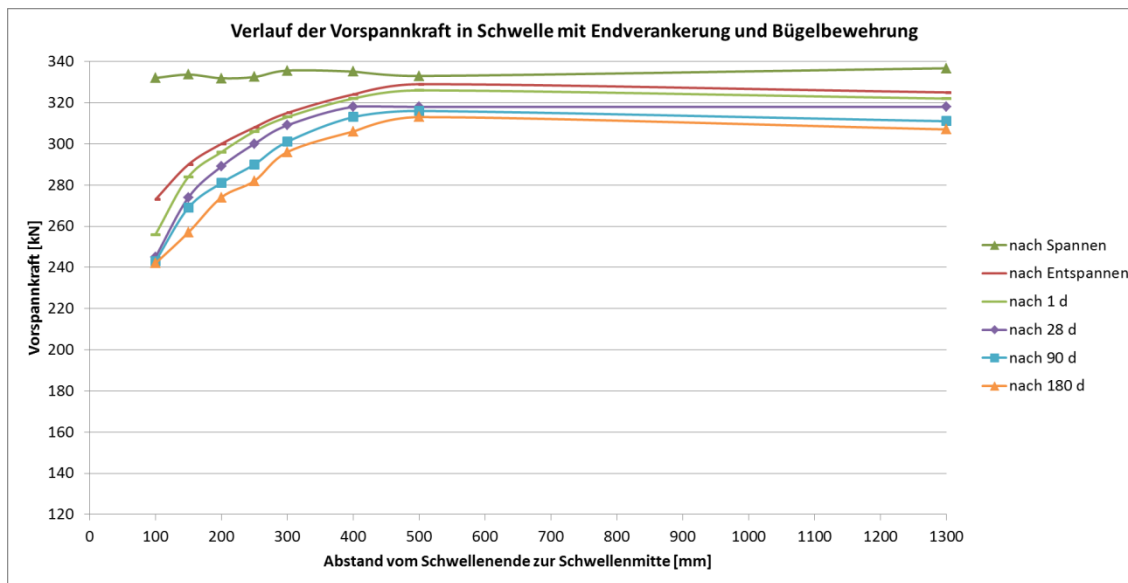


Diagramm 14: Verlauf der Vorspannkraft aus DMS an Schwelle mit Scheiben und Bügelbewehrung

Für die Berechnung der Biegezugfestigen aus den Biegeprüfungen wurde unter Berücksichtigung einer Relaxation von 4,0% wie bei den anderen Schwellen auch eine Vorspannkraft von 307 kN in Schwellenmitte und 300 kN im Schienenaufleger angenommen.

Schwellenmitte		Schienenaufleger	
F_{cr_n} [kN]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	F_{rr} [kN]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]
59	10,6	236	8,4

Tabelle 44: berechnete Biegezugfestigkeit der Schwelle mit Bügelbewehrung und Scheiben

4.5 Zusammenfassung der Untersuchungen hinsichtlich der Vorspannkraft

Die Untersuchungen an den Schwellen mit Endverankerung und glatten Spannstählen und den Schwellen mit profilierten Spannstählen und unterschiedlicher Bewehrung im Schienenaufleger haben gezeigt, dass sich die Verluste der Vorspannkraft in Schwellenmitte nicht wesentlich voneinander unterscheiden und im Rahmen der Messgenauigkeit der DMS und unter Berücksichtigung der Rechenwerte der Spannstahlrelaxation auf der sicheren Seite liegend im Alter von 180 Tagen ca. 12 - 15% betragen. Dieser Unterschied ist den Streuungen der Betoneigenschaften geschuldet, deren Würfeldruckfestigkeiten um ca. 7% voneinander abwichen. Die Größenordnung der Verluste der Vorspannkraft infolge der Verformungen während des Umspannvorganges und infolge der Kriech- und Schwindprozesse sind direkt von der Würfeldruckfestigkeit abhängig. Auch in den Verlusten infolge der Relaxation sind wegen der Streuung der Ausnutzungsgrade während des Vorspannprozesses Unterschiede vorhanden. Für die Schwellenmitte konnte wegen der guten Verbundbedingungen sowie ihrer Lage außerhalb des Einleitungsbereiches der Vorspannkraft kein wesentlicher Einfluss aus den unterschiedlichen Varianten der Krafteinleitung festgestellt werden.

Im Schienenaufleger konnten hingegen deutliche Unterschiede festgestellt werden. Die Schwellen mit profilierten Spannstählen und aufgedrehten Scheiben (Testschwelle 2) wiesen eine deutlich kürzere Einleitungslänge als die Schwellen ohne Scheiben auf. Während an den Schwellen ohne Scheiben die volle Vorspannung erst nach ca. 400 mm bis 500 mm erreicht war, konnte bei den Schwellen mit Scheiben bereits ab ca. 300 mm bis 400 mm die volle Vorspannung gemessen werden.

Auch die Verluste der Vorspannkraft durch Schlupfvorgänge konnten durch die Scheiben deutlich gemindert werden. So konnte bereits im Abstand von 100 mm vom Schwellenende eine Vorspannkraft von ca. 240 kN ermittelt werden, während an den Schwellen ohne Scheiben die ermittelte Vorspannkraft mit ca. 145 kN deutlich unter diesem Wert lag.

Die Bügelbewehrung alleine zeigte keinen messbaren Einfluss auf die Einleitungslänge und den Verlauf der Vorspannkraft über die Spanngliedlänge.

An allen Schwellen mit Bügelbewehrung konnte anhand der durchgeführten Biegeprüfungen eine deutliche Nacherhärtung des Betons festgestellt werden. So konnte eine Steigerung der Biegezugfestigkeit von 6,5 N/mm² im Alter von 28 Tagen auf 7,8 N/mm² im Alter von 180 Tagen an den Schwellen mit Endverankerung berechnet werden, wobei die Biegezugfestigkeiten an den 7 Tage alten Balken einen Mittelwert von 6,6 N/mm² ergaben. Damit wird in der Zeitspanne 28 Tage bis 180 Tagen eine Nacherhärtung von ca. 20% erzielt. Es konnten auch geringfügige Unterschiede zwischen den Ergebnissen im Schienenaufleger und in Schwellenmitte festgestellt werden, was zeigt, dass die Verluste der Vorspannkraft infolge der geringeren Querschnittsfläche und der damit verbundenen größeren Stauchung des Betonquerschnitts in Schwellenmitte um ca. 3% höher ausfallen.

Bei den Prüfungen der Schwellen mit den profilierten Spannstählen zeigte sich ein anderes Ergebnis. Die aus den Biegeprüfungen ermittelten Biegezugfestigkeiten

variieren teilweise sehr deutlich zwischen Schienenaufleger und Schwellenmitte, da die Verluste im Schienenaufleger infolge messtechnisch nicht erfasster Vorgänge wie Schlupf deutlich höher sind. Während die rechnerisch ermittelten Biegezugfestigkeiten in Schwellenmitte zwischen 10,1 N/mm² und 10,9 N/mm² lagen, betragen diese im Schienenaufleger zwischen 7,9 N/mm² und 8,5 N/mm². Dieser Effekt resultiert aus der rechnerischen Berücksichtigung einer größeren Vorspannkraft, die durch messtechnisch nicht erfasste Verluste im Schienenaufleger höher ausfällt als die tatsächliche, wodurch die berechnete Biegezugfestigkeit sinkt. Bezogen auf die Biegezugfestigkeit der 7 Tage alten Biegebalken mit Wasserlagerung von 7,8 N/mm² konnte eine Zunahme der Biegezugfestigkeit von fast 30% festgestellt werden. Zusätzlich spielen die unterschiedlichen Querschnittsabmessungen im Schienenaufleger und in Schwellenmitte eine Rolle. Diese Unsicherheiten, die aus dem Iterationsprozess gepaart mit Modellungenauigkeiten stammen, zeigen deutlich, dass die Ermittlung der Biegezugfestigkeit an 7 Tage alten Balken für die Bemessung der Spannbetonschwelle mit einer angestrebten Nutzungsdauer von 40 Jahren nach [49] nicht ausreichend ist, da die Biegezugfestigkeit das Bemessungsergebnis maßgebend beeinflusst. Aus den bisher gewonnenen Erkenntnissen dieser Untersuchungen kann abgeleitet werden, dass sowohl die Biegezugfestigkeit als auch die Dauerbiegezugfestigkeit, für die Nutzungsdauer der Schwelle entscheidend sind und dass diese deutlich höher liegen als die nach dem Bemessungskonzept anzunehmenden Werte von 5,5 N/mm² für die Biegezugfestigkeit und 3,0 N/mm² für die Dauerbiegezugfestigkeit [42]. Zumal diese Werte unabhängig vom verwendeten Beton in die Berechnung eingehen. Damit lassen die normativen Festlegungen keine Optimierung in wirtschaftlicher Hinsicht unter Ausnutzung der tatsächlichen Materialeigenschaften zu. Daher ist es in einem nächsten Schritt notwendig, die tatsächliche Biegezugfestigkeit zu ermitteln, um diese in eine Bemessung mit einfließen zu lassen.

5 BESTIMMUNG DER BIEGEZUGFESTIGKEIT DES BETONS AN SCHWELLEN

5.1 Ziel der Prüfungen

Die maßgebende Größe bei der Bemessung der Spannbetonschwellen ist neben der Vorspannkraft insbesondere die Biegezugfestigkeit. Wie bereits erläutert, wird bei der statischen Bemessung der Schwelle nach prEN 13230-6:2015 [42] ein Verkehrslastmoment angesetzt, welches sich aus der statischen Achslast und dynamischen Zuschlägen zusammensetzt. Unter Berücksichtigung der Vorspannkraftverluste für die Nutzungsdauer von 40 Jahren darf die Biegezugspannung an der Schwelle infolge dieses Verkehrslastmomentes nicht die Dauerbiegezugfestigkeit des Betons überschreiten. Dieser Wert der Dauerbiegezugfestigkeit ist nach prEN 13230-6:2015 für eine Betonfestigkeitsklasse C50/60 mit $3,0 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Für die Biegeversuche an der Schwelle wird das rechnerische Anrissmoment, das das Kriterium für das Bestehen der Prüfung darstellt, im Rahmen der Qualifikations- und Qualitätsprüfungen für die Biegezugfestigkeit $5,5 \text{ N/mm}^2$ berechnet. Diese pauschalisierte Festlegung von Materialkennwerten ist in Hinblick darauf, dass länderspezifisch unterschiedliche Betonfestigkeiten verwendet werden, als kritisch zu bewerten. Während die Mindestbetonfestigkeitsklasse C45/55 in DIN EN 13230-1:2009 [59] vorgeschrieben ist, sieht der DBS 918143:2012 [49] eine Mindestbetongüte C50/60 als technische Lieferbedingung der DB AG vor.

Bemisst man nun die Schwellen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Dauerbiegezugfestigkeit, ergibt sich somit die Möglichkeit einer wirtschaftlichen Optimierung der Schwellen. Kann eine höhere Dauerbiegezugfestigkeit in Anspruch genommen werden, resultieren daraus eine Verringerung der aufzubringenden Vorspannkraft und damit Einsparungen beim Spannstahl.

Ein weiterer Kritikpunkt besteht in der generellen Annahme der Biegezugfestigkeit des Betons mit $5,5 \text{ N/mm}^2$ bei den Biegeprüfungen. Liegt nämlich die tatsächliche Biegezugfestigkeit deutlich über diesem Wert, werden bei den Biegeprüfungen Ergebnisse der Anrisskraft erreicht, die weit über den üblich zu erwartenden liegen. Kennt man nun die Biegezugfestigkeit nicht oder berücksichtigt diese nicht in ihrer tatsächlichen Größenordnung, können keine Rückschlüsse auf die wirksame Vorspannkraft geschlossen werden. Da diese Biegeprüfungen allerdings der Qualitätsprüfung zur Überprüfung der Biegezugfestigkeit als auch der Vorspannkraft dienen, ist es unabdingbar, diese zu kennen.

Zwar werden im Rahmen der Qualitätsprüfungen Betonprüfungen durchgeführt, aber diese erfolgen an Balken mit den Querschnittsabmessungen $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ bzw. $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ nach 7-tägiger Wasserlagerung. Diese hier ermittelte Biegezugfestigkeit hat allerdings wenig mit der an 28 Tage alten Schwellen oder gar 40 Jahre alten Schwellen gemein. Sie liefert auch keine Rückschlüsse hinsichtlich der Dauerbiegezugfestigkeit.

Daher sollte die Biegezugfestigkeit im Alter von 28 Tagen sowie die Dauerbiegezugfestigkeit nur an Schwellen ohne Spannstahl ermittelt werden. Diese Schwellen wurden wie gewöhnliche Spannbetonschwellen produziert und gelagert. Es wurde lediglich auf das Einlegen der Spannstähle verzichtet. Somit können

realitätsnahe Werte der Dauerbiegezugfestigkeit für die Bemessung und der Biegezugfestigkeit für die Biegeprüfungen ermittelt werden. Am Ende der Dauerversuche sollten dann nochmals Schwellen hinsichtlich ihrer Biegezugfestigkeit geprüft werden, um detailliertere Aussagen zur Nacherhärtung des Betons treffen zu können.

5.2 Theoretische Betrachtungen der Biegezugfestigkeiten

Für die in Deutschland nach DBS 918143:2012 [49] für Betonschwellen vorgeschriebene Mindestfestigkeitsklasse des Betons C50/60 gelten gemäß DIN EN 1992-1-1: 2011 [40] folgende Materialkennwerte:

- charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ als 5%-Quantilwert,
- charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube} = 60 \text{ N/mm}^2$,
- mittlere zentrische Zugfestigkeit $f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2$ und
- charakteristische zentrische Zugfestigkeit $f_{ctk0,05} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ [40].

Die mittlere zentrische Zugfestigkeit und die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit stehen für die Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 in folgendem Zusammenhang:

$$f_{ctm} \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$$

Formel 38: Berechnung mittlere zentrische Zugfestigkeit in Abhängigkeit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit [40]

Der ermittelte Wert der Biegezugfestigkeit hängt allerdings stark von der Prüfanordnung ab. Weigler und Karl zeigen, dass bei einer 2-Punkt-Lasteinleitung in den Drittelpunkten 10 bis 30 % geringere Biegezugfestigkeiten zu erwarten sind als bei einer mittigen Lasteinleitung [60]. Dies resultiert aus der größeren Länge, auf welcher das Prüfmoment wirkt, wodurch der Balken an der Stelle versagt, an der die geringste Biegezugfestigkeit angetroffen wird. In DIN EN 12390-5:2009-07 wird dieser Unterschied mit einem mittleren Unterschied von 13% angegeben [54]. Üblicherweise wird die Biegezugfestigkeit in den Schwellenwerken an den 100 mm Balken aufgrund der einfacheren Handhabung geprüft. Die Prüfung selbst hat über eine 2-Punkt-Lasteinleitung zu erfolgen und entspricht damit der DIN EN 12390-5:2009-07. Da die Schwellen aber über eine mittige Lasteinleitung geprüft werden, sind allein deshalb günstigere Ergebnisse zu erwarten.

Ferner haben die Bauteilabmessungen einen deutlichen Einfluss auf die Biegezugfestigkeit. Aus der mittleren zentrischen Zugfestigkeit darf die mittlere Biegezugfestigkeit in Anhängigkeit der Bauteilhöhe berechnet werden:

$$f_{ctm,fl} \left[\frac{N}{mm^2} \right] = \left(1,6 - \frac{h [mm]}{1000} \right) \cdot f_{ctm} \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Formel 39: Berechnung mittlere Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der mittleren zentrischen Zugfestigkeit und Bauteilhöhe [40]

Damit ergibt sich für die Bauteilhöhe 100 mm ein Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur zentrischen Zugfestigkeit von 1,5 und für die Bauteilhöhe 150 mm von 1,45, d.h. die rechnerische mittlere Biegezugfestigkeit für die Festigkeitsklasse C50/60 liegt bei 6,2 N/mm² bzw. 5,9 N/mm², während die charakteristische Biegezugfestigkeit für die Bauteilabmessung 100 mm x 100 mm 4,4 N/mm² und für die Bauteilabmessung 150 mm x 150 mm 4,2 N/mm² betragen. Für eine Betonschwelle, die in der Mitte eine Höhe von 175 mm hat, würde die mittlere Biegezugfestigkeit, entsprechend einem Verhältnis von 1,425, dann 5,8 N/mm² betragen und die charakteristische Biegezugfestigkeit 4,1 N/mm². Nach Heilmann [61] und Günther/Mehlhorn [62] liegen die Biegezugfestigkeiten im Verhältnis zur Zugfestigkeit höher, so beträgt die Biegezugfestigkeit bei einer Bauteilhöhe von 100 mm ca. den 1,8-fachen Wert der Zugfestigkeit. Somit beträgt die mittlere Biegezugfestigkeit 7,4 N/mm². Bei einer Bauteilhöhe von 150 mm erhöht sich Biegezugfestigkeit um ca. den 1,6-fachen Wert. Die entspricht einer Biegezugfestigkeit von 6,6 N/mm². Für die Schwellenhöhe von 175 mm liegt die Biegezugfestigkeit bei ca. 1,5-fachen der Zugfestigkeit, d.h. die mittlere Biegezugfestigkeit beträgt dann 6,2 N/mm².

Damit sind die zu erwartenden Biegezugfestigkeiten an Schwellen allein bauteilbedingt um ca. 6% bis 16% niedriger als an den Prüfbalken mit 100 mm x 100 mm Querschnittsabmessungen. Dieser Einfluss der Balkenhöhe auf die Biegezugfestigkeit wurde von Sodeikat in weiteren Versuchen bestätigt [63].

Im DBS 918143:2012-01 [49] wird dies insoweit berücksichtigt, als dass die Prüfung mit 2-Punkt-Lasteinleitung im Alter von 7 Tagen nach Wasserlagerung zu erfolgen hat und die Biegezugfestigkeiten an Balken mit den Querschnittsabmessungen 100 mm x 100 mm 6,0 N/mm² und mit den Querschnittsabmessungen 150 mm x 150 mm 5,5 N/mm² betragen müssen. Allerdings unterscheiden sich die Lagerungsbedingungen nur geringfügig. Gemäß DIN EN 12390-2: 2009 soll der Probekörper zunächst mindestens 16 h bis maximal 3 d bei einer Temperatur von 20 ± 5 °C gelagert werden um anschließend bis zur Prüfung in Wasser mit einer Temperatur von 20 ± 5 °C gelagert zu werden. Gemäß DBS 918143:2012-01 soll aber der Probekörper bis zum Einleiten der Vorspannkraft in die Schwelle genauso wie die Schwelle gelagert werden [49]. Aufgrund der höheren Temperatur und Luftfeuchtigkeit ist ein schnelleres Erhärten des Betons zu erwarten, wodurch die Biegezugfestigkeiten der Probekörper höhere Werte erreichen. Diese Festlegungen

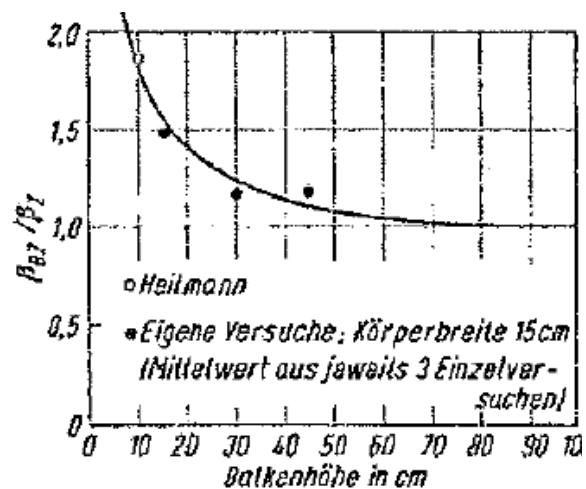


Abbildung 41: Einfluss der Balkenhöhe auf die Biegezugfestigkeit [63]

wurden von der DB AG im Rahmen von Ringversuchen in den deutschen Schwellenwerken getroffen und liegen augenscheinlich zunächst unter den Vorgaben nach DIN EN 1992-1-1:2012-01, nach denen die mittleren Biegezugfestigkeiten für die Querschnittsabmessungen 100 mm x 100 mm rechnerische 6,2 N/mm² und für die Querschnittsabmessungen 150 mm x 150 mm 5,9 N/mm² betragen müssen [40], allerdings handelt es sich bei den normativ festgelegten Werten um die mittleren 28-Tage-Festigkeiten. Im DBS 918143:2012-01 sind aber die Mindestfestigkeiten für ein Betonalter von 7 Tagen angegeben, die nicht unterschritten werden dürfen. Daher können diese Werte nicht direkt miteinander verglichen werden. In DIN EN 1992-1-1:2012-01 wird zwar eine Abschätzung für die alterungsabhängige Biegezugfestigkeit bei konstanten Lagerungsbedingungen angegeben, jedoch wird empfohlen, dass zusätzliche Prüfungen unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen und der Bauteilgröße durchgeführt werden, wenn die zeitabhängige Entwicklung von Bedeutung ist. Bei den verwendeten Parametern, wie sie im Schwellenbeton verwendet werden, kann die rechnerische Erhärtung von 7 auf 28 Tage mit ca. 22% gemäß Formel 40 angenommen werden. Legt man diese Nacherhärtung für die im DBS 918143:2012-01 geforderten Mindestfestigkeiten zugrunde, sind Mindestbiegezugfestigkeiten von 7,3 N/mm² an Balken mit den Querschnittsabmessungen 100 mm x 100 mm bzw. 6,7 N/mm² an Balken mit den Querschnittsabmessungen 150 mm x 150 mm im Prüfalter von 28 Tagen zu erwarten und liegen damit im Bereich von [61]. Legt man diese altersbedingte Erhärtung für die Rechenwerte der DIN EN 1992-1-1:2012-01 zugrunde, ergibt dies rechnerische mittlere Biegezugfestigkeiten von 5,1 N/mm² (Balken 100 mm x 100 mm) bzw. 4,8 N/mm² (Balken 150 mm x 150 mm) und charakteristische Biegezugfestigkeiten von 3,6 N/mm² bzw. 3,4 N/mm² für das Betonalter von 7 Tagen für die Betonfestigkeitsklasse C50/60. Damit liegen die Anforderungen der DB AG deutlich über den Normforderungen. Für die Prüfungen an etwa 180 Tage alten Schwellen sind damit Biegezugfestigkeitssteigerungen von ca. 13% zu erwarten.

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm}$$

Formel 40: Berechnung zeitabhängige Zugfestigkeit [40]

mit:

$\alpha = 1$ für $t < 28$ Tage oder $\alpha = 2/3$ für $t \geq 28$ Tage

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot [1 - \sqrt{28/t}]}$$

$s = 0,2$ Zemente der Festigkeitsklassen CEM 42,5 R, CEM 52,5 N und 52,5 R

Diese Vorgaben werden nun mit den Prüfungen aus den Werken A und B verglichen. Zur Verfügung standen hierfür die werkseigenen Qualitätsüberwachungen der beiden Werke aus den Monaten Januar bis Mai 2014. Im Werk A wurden in diesem Zeitraum 171 Prüfbalken mit den Querschnittsabmessungen 100 mm x 100 mm nach 7-tägiger Wasserlagerung zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit geprüft. Hieraus konnte eine mittlere Biegezugfestigkeit von 8,4 N/mm² bei einer Standardabweichung von 0,50 N/mm² ermittelt werden mit dem 1%-Quantilwert 7,2 N/mm² und dem 5%-Quantilwert

7,5 N/mm². Der Mittelwert der Biegezugfestigkeit bei insgesamt 234 Biegebalken aus dem Werk B, das wegen der Versuche mit profiliertem Spannstahl ausgewählt wurde, lag bei 7,1 N/mm² bei einer Standardabweichung von 0,32 N/mm² mit dem 1%-Quantilwert 6,3 N/mm² und dem 5%-Quantilwert 6,6 N/mm². Damit liegen die mittleren Biegezugfestigkeiten deutlich über den Rechenannahmen nach DIN EN 1992-1-1: 2011 für die Festigkeitsklasse C50/60 von 5,1 N/mm² und überschreiten folglich bereits im Betonalter von 7 Tagen die Anforderungen für Beton im Alter von 28 Tagen. Ein Grund dafür ist, dass es sich bei den entsprechenden Angaben des DBS 918143:2012 um Mindestfestigkeiten handelt, die nicht unterschritten werden dürfen und über das 1%-Quantil abzusichern sind. Die DIN EN 1992-1-1:2012 geht währenddessen vom 5%-Quantil aus. Um nun diese Mindestfestigkeiten und das 1%-Quantil zu erreichen, sind deutlich höhere Vorhaltemaße erforderlich. Dies zeigt sich daran, dass selbst die 1%-Quantile mit den Werten 7,2 N/mm² bzw. 6,3 N/mm² deutlich über dem Mindestwert von 6,0 N/mm² liegen. Dies wurde schon 1999 in [57] untersucht, als die Biegezugfestigkeiten an Schwellen acht deutscher Schwellenwerke statistisch ausgewertet wurden. Die mittleren Biegezugfestigkeiten nach 7 Tagen betragen damals zwischen 6,4 N/mm² und 7,6 N/mm². Die 5%-Quantile lagen zwischen 5,7 N/mm² und 6,8 N/mm², während die 1%-Quantile zwischen 5,3 N/mm² und 6,4 N/mm² lagen.

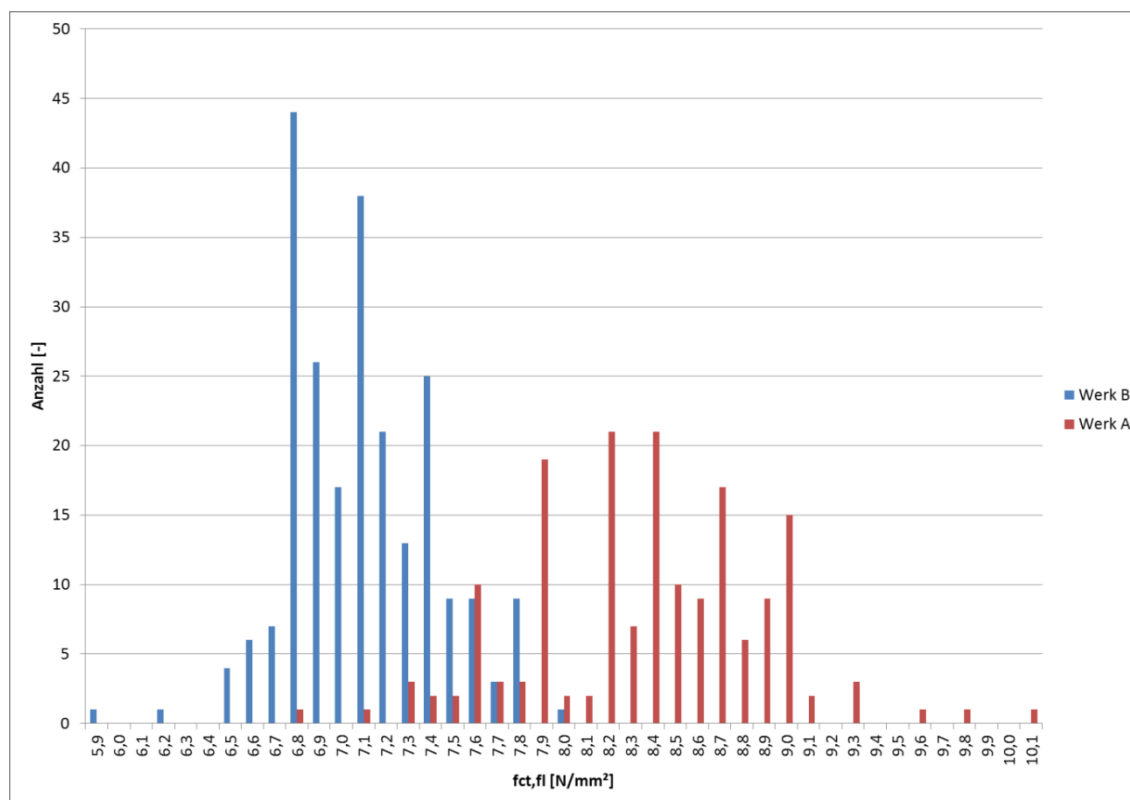


Diagramm 15: 7-Tage-Biegezugfestigkeiten aus den Werken A und B

Bei Betrachtung dieser Biegezugfestigkeiten kann man erkennen, dass die Forderungen an den Schwellenbeton sehr viel höher sind, als die Betonfestigkeitsklasse C50/60 erwarten lässt. Dies wird auch deutlich, wenn man die tatsächlichen Würfeldruckfestigkeiten berücksichtigt, wie sie an dem Schwellenbeton

erzielt werden. Hierbei sind die unterschiedlichen Lagerbedingungen allerdings zu beachten. Gemäß dem nationalen Anhang zur DIN EN 12390-2:2012-02 [52] sollen die Probekörper nur bis zum Alter von 7 Tagen im Wasser gelagert werden und danach in einem geschlossenen Raum bei einer Temperatur zwischen 15°C und 22°C bei einer relativen Luftfeuchte von $65 \pm 5 \%$ gelagert werden, wohingegen in DIN EN 12390-2:2009-08 eine Wasserlagerung bis zur Prüfung vorgesehen ist. Diese unterschiedlichen Lagerungsbedingungen können nach DIN 1045-2:2008-08 berücksichtigt werden.

$$\text{Formel 41: } f_{c,cube} = 0,92 \cdot f_{c,dry} \quad [64]$$

Allerdings gilt dieser Umrechnungsfaktor für Normalbetone bis einschließlich C50/60. Für hochfeste Normalbetone ab C55/67 ist ein Umrechnungsfaktor mit 0,95 anstelle 0,92 anzuwenden.

Nach DBS 918143:2012-01 dürfen die Schwellen frühestens nach 24 h umgespannt werden, müssen aber zu diesem Zeitpunkt eine Mindestwürfeldruckfestigkeit von 48 N/mm² erreichen. Die Lagerung der Probekörper hat hierbei bis zum Zeitpunkt des Umspannvorgangs analog der Schwellenlagerung zu erfolgen. Zusätzlich muss die Umspannfestigkeit mit dem 1%-Quantil-Wert abgesichert werden, wobei die Standardabweichung mindestens mit dem Wert 3,0 N/mm² anzunehmen ist. Das bedeutet, dass die mittlere Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Umspannens mindestens 54,9 N/mm² betragen muss. Um dies dauerhaft gewährleisten zu können, werden in den Herstellwerken noch zusätzliche Sicherheiten aufgeschlagen. Dies kann man an den statistisch ausgewerteten Eigenüberwachungsprotokollen erkennen, in denen der Mittelwert für die Umspannfestigkeit teils über 60 N/mm² bei einer maximalen Aushärtedauer von 26 h liegt.

Für die 28-Tage-Festigkeit ist eine maximale Würfeldruckfestigkeit von $f_{ck,cube,dry} = 95,0$ N/mm² definiert, welche über das 84%-Quantil abgesichert werden muss, d.h. die mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube,dry}$ nach 28 Tagen darf maximal 92 N/mm² betragen. Dies entspricht mit Formel 41 einer maximalen Würfeldruckfestigkeit von $f_{ck,cube}$ von 87 N/mm² und einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von $f_{cm,cube} = 85$ N/mm² für eine Wasserlagerung bis zum Prüfzeitpunkt.

Diese Forderungen hinsichtlich des frühestmöglichen Umspannzeitpunkts von 24 h und der maximalen Würfeldruckfestigkeit wurden eingeführt, da es im Ermessen des Herstellers lag, den Umspannzeitpunkt selbstständig festzulegen, solange die Umspannfestigkeiten erreicht wurden. Dies geschah in Abhängigkeit der Betonrezeptur teilweise bereits nach Aushärtezeiten von 12 bis 14 Stunden, wodurch auch die 28-Tage-Festigkeitswerte sehr hoch ausfielen.

Damit liegen die Anforderungen nach DBS 918143:2012-01 deutlich über den Eigenschaften eines Betons der Festigkeitsklasse C50/60, da hier die Standardabweichung immer mindestens mit 3,0 N/mm² angesetzt werden muss und das Vorhaltemaß über das 1%-Quantil abgesichert wird, während in DIN EN 1992-1-1:2011-01 die charakteristischen Werte über das 5%-Quantil definiert sind [40].

Vergleicht man diese Anforderungen beispielsweise mit einem Beton der Festigkeitsklasse C70/85 mit einer mittleren zentrischen Zugfestigkeit von $4,6 \text{ N/mm}^2$, würde die mittlere Biegezugfestigkeit für 100 mm Balken nach Formel 39 etwa $6,9 \text{ N/mm}^2$ und nach [61] etwa $8,3 \text{ N/mm}^2$ betragen. Wie die Prüfungen in den Schwellenwerken zeigen, werden diese Werte im Mittel auch durchaus erreicht. Für die Abmessungen der Schwellenmitte mit der Höhe 175 mm betragen die theoretischen mittleren Biegezugfestigkeiten dann zwischen $6,6 \text{ N/mm}^2$ und $6,9 \text{ N/mm}^2$.

Für die Auswertung der Umspannfestigkeiten im Zeitraum zwischen 24 bis 26 Stunden standen aus Werk A 90 Datensätze zur Verfügung, aus Werk B 103. Für die 28-Tage-Würfeldruckfestigkeiten konnte auf 180 Datensätze aus Werk A und 138 aus Werk B zurückgegriffen werden. Die Ergebnisse der Festigkeitsauswertungen sind in der folgenden Tabelle 45 den Anforderungen gegenübergestellt.

Die zu erwartende Biegezugfestigkeit der Schwelle im Prüfalalter von 28 Tagen weicht damit erheblich von den Ergebnissen der Balkenprüfungen im Alter von 7 Tagen ab. Um nun realitätsnahe Prüfkriterien definieren zu können, ist es unbedingt notwendig, die Biegezugfestigkeit zu kennen. Daher wird diese nun in einem nächsten Schritt an Schwellen im Alter von 28 Tagen ermittelt, welche unter üblichen Lagerbedingungen im Freien lagerten.

		DIN EN 1992-1-1 2011-01 C 50/60	DIN EN 1992-1-1 2011-01 C 60/75	DIN EN 1992-1-1 2011-01 C 70/85	DBS 918143 2012-01	Werk A	Werk B
28 d 5%- Quantil-Wert Würfeldruck- festigkeit	$f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	60 ⁽¹⁾	75 ⁽¹⁾	85 ⁽¹⁾		87,3 ⁽⁵⁾ 73,6 ⁽¹⁾⁽⁶⁾	83,7 ⁽⁵⁾ 77,0 ⁽¹⁾⁽⁶⁾
28 d Einzelwert Würfeldruck- festigkeit	$f_{ci,cube}$ [N/mm ²]				< 95 ⁽⁵⁾ < 87 ⁽¹⁾⁽⁶⁾		
28 d Mittelwert Würfeldruck- festigkeit	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	68 ⁽¹⁾⁽²⁾	83 ⁽¹⁾⁽²⁾	93 ⁽¹⁾⁽²⁾	< 92 ⁽⁵⁾⁽⁷⁾ < 85 ⁽¹⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾	86,2 ⁽⁵⁾ 79,3 ⁽¹⁾⁽⁶⁾	89,8 ⁽⁵⁾ 82,6 ⁽¹⁾⁽⁶⁾
Mindestwert Umspannen Würfeldruck- festigkeit	$f_{ci,cubev}$ [N/mm ²]				≥ 48 ⁽⁸⁾	55,1 ⁽⁸⁾	55,3 ⁽⁸⁾
1%-Quantil- Wert Umspannen Würfeldruck- festigkeit	[N/mm ²]					51,2 ⁽⁸⁾	53,4 ⁽⁸⁾
5%-Quantil- Wert Umspannen Würfeldruck- festigkeit	[N/mm ²]					55,0 ⁽⁸⁾	55,2 ⁽⁸⁾
Mittelwert Umspannen Würfeldruck- festigkeit	$f_{cm,cubev}$ [N/mm ²]				≥ 54,9 ⁽⁸⁾⁽⁹⁾	64,0 ⁽⁸⁾	60,4 ⁽⁸⁾
28 d 5%- Quantil-Wert Zugfestigkeit	$f_{ctk0,05}$ [N/mm ²]	2,9 ⁽¹⁾	3,1 ⁽¹⁾	3,2 ⁽¹⁾			
28 d Mittelwert Zugfestigkeit	f_{ctm} [N/mm ²]	4,1 ⁽¹⁾	4,4 ⁽¹⁾	4,6 ⁽¹⁾			
28 d 5%- Quantil-Wert Biegezug- festigkeit	$f_{ctk0,05,fl100}$ [N/mm ²]	4,4 ⁽¹⁾⁽³⁾	4,6 ⁽¹⁾⁽³⁾	4,8 ⁽¹⁾⁽³⁾			
28 d Mittelwert Biegezug- festigkeit	$f_{ctm,fl100}$ [N/mm ²]	6,2 ⁽¹⁾⁽³⁾	6,6 ⁽¹⁾⁽³⁾	6,9 ⁽¹⁾⁽³⁾			
7 d Einzelwert Biegezug- festigkeit	$f_{ct,fl100,7d}$ [N/mm ²]				≥ 6,0 ⁽¹⁰⁾		
7 d 1%- Quantil-Wert Biegezug- festigkeit	$f_{ct,fl100,7d,0,01}$ [N/mm ²]					7,1	6,3
7 d 5%- Quantil-Wert Biegezug- festigkeit	$f_{ct,fl100,7d,0,05}$ [N/mm ²]	3,6 ⁽⁴⁾	3,6 ⁽⁴⁾	4,0 ⁽⁴⁾		7,5	6,6
7 d Mittelwert Biegezug- festigkeit	$f_{ctm,fl100,7d}$ [N/mm ²]	5,1 ⁽⁴⁾	5,1 ⁽⁴⁾	5,7 ⁽⁴⁾	≥ 7,2 ⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾	8,4 ⁽¹⁰⁾	7,1 ⁽¹⁰⁾

Tabelle 45: Vergleich Betonfestigkeiten DIN EN 1992-1-1: 2011-01, DBS 918143:2012-01 und Prüfergebnisse des Produktionszeitraums Januar bis Mai 2014 aus den Werken A und B

(1): 28 d Wasserlagerung bis zur Prüfung nach DIN EN 12390-2: 2009 -08 [65]

(2): mit $f_{cm} = f_{ck} + 8$ bzw. $f_{cm,cube} = f_{ck,cube} + 8$ [40]

(3): nach Formel 39 für $h = 100\text{mm}$ und 2-Punkt-Lasteinleitung

(4): nach Formel 40

(5): Lagerungsbedingung bis Einleiten der Vorspannkraft wie Schwelle, 6 Tage Wasserlagerung, danach Trockenlagerung bis zur Prüfung nach Nationalem Anhang zu DIN EN 12390-2:2012-02 [52]

(6): Umrechnung nach Formel 42: $f_{c,cube} = 0,92 \cdot f_{c,dry}$

(7): Vorhaltemaß über 84%-Quantil mit Standardabweichung 3 N/mm^2

(8) : Lagerungsbedingung wie Schwellen

(9): Vorhaltemaß über 1%-Quantil mit Standardabweichung 3 N/mm^2

(10): Lagerungsbedingung bis Einleiten der Vorspannkraft wie Schwelle, danach 6 Tage Wasserlagerung bis Prüfung

(11): Vorhaltemaß über 1%-Quantil mit Standardabweichung $0,57\text{ N/mm}^2$ (max. Wert aus Werk A)

5.3 Ermittlung der Biegezugfestigkeit an 28 Tage alten Schwellen

Für die Ermittlung der Biegezugfestigkeiten unter realen Bedingungen im Betonalter von 28 Tagen in Schwellenmitte wurden Schwellen ohne Spannstahl im Werk A produziert und im Freien gelagert. Die Schwellen wurden am 27.05.2013 produziert und am 24./25.06.2013 geprüft. Die Prüfung erfolgte dabei in Anlehnung an [54] mit 2-Punkt-Lastangriff in den Drittelpunkten. Der Abstand zwischen den Auflagerrollen betrug 600 mm , der Abstand zwischen den Belastungsrollen 200 mm . Die Rollen hatten dabei einen Durchmesser von 50 mm . Diese Lastanordnung wurde gewählt, da der Querschnitt der Schwelle B 70 in der Mitte größer ist als die Normbalken und der Abstand der Belastungsrollen dementsprechend angepasst wurde. Ferner konnte das Lastmoment so über eine größere Länge aufgebracht werden, womit die Stelle mit der geringsten Biegezugfestigkeit sicher erfasst werden sollte. Da die Unterseite der Schwelle produktionsbedingt sehr uneben ist, wurden Zwischenlagen aus Polyamid zwischen die Rollen und die Schwelle eingelegt, um Spannungsspitzen auszugleichen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug $0,4\text{ kN/s}$, dies entspricht einer Spannungszunahme von $0,05\text{ N/mm}^2$ pro Sekunde. Aus der Prüflast und der Geometrie der Schwelle kann die auftretende Spannung am Betonrand berechnet werden. Die Spannung, bei der die Schwelle bricht, entspricht dann der Biegezugfestigkeit. Bei der Berechnung der Spannungen wurden jeweils die tatsächlichen Abmessungen der Schwellen berücksichtigt.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{P \cdot 200}{\frac{h^2 \cdot (b_u^2 + 4 \cdot b_u \cdot b_o + b_o^2)}{12 \cdot (2 \cdot b_u + b_o)}}$$

Formel 43: Berechnung Biegespannung aus Prüfkraft und Schwellenquerschnitt [50]

P: Prüflast je Belastungsrolle [N]

200: Abstand zwischen Auflagerrolle und Belastungsrolle [mm]

h: Höhe der Schwelle [mm]

b_u: Breite der Schwelle an Unterseite [mm]

b_o: Breite der Schwelle an Oberseite [mm]

Ferner wurden an der Schwellenoberseite, an welcher die Biegezugspannungen auftreten, 4 Dehnmessstreifen aufgeklebt, um den E-Modul des Betons über die gemessenen Dehnungen ermitteln zu können. Dabei wurden jeweils 2 DMS mit den Längen 20 mm und 50 mm kreuzweise auf der Schwelle im Abstand von ca. 100 mm aufgeklebt, um die Dehnungen gleichmäßig erfassen zu können. Der E-Modul kann aus den Spannungen infolge der Prüfkraft und der Dehnung wie folgt berechnet werden.

$$E\left[\frac{N}{mm^2}\right] = \frac{\sigma[Nmm^2]}{\varepsilon[\%]} \cdot 1000$$

Formel 44: Berechnung E-Modul aus Dehnung und Spannung [50]

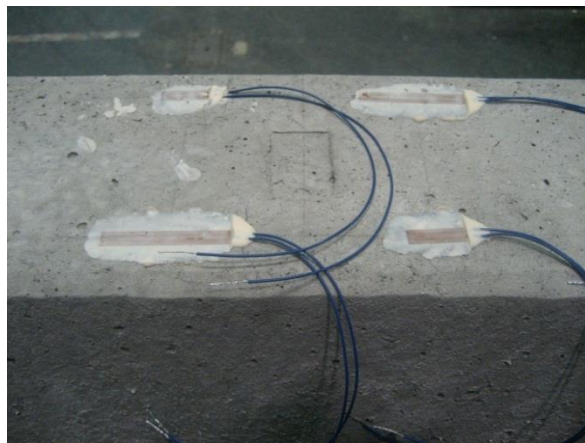


Abbildung 42: Anordnung der DMS auf Schwellen

Die gemessenen Prüfkraft und Dehnungen wurden während der Belastung kontinuierlich mit einer Messfrequenz von 50 Hz aufgezeichnet und aus den Prüfkraft und der Schwellengeometrie die auftretende Biegespannung berechnet. Die Spannungs-Dehnungs-Verläufe sind in der folgenden Grafik angegeben.

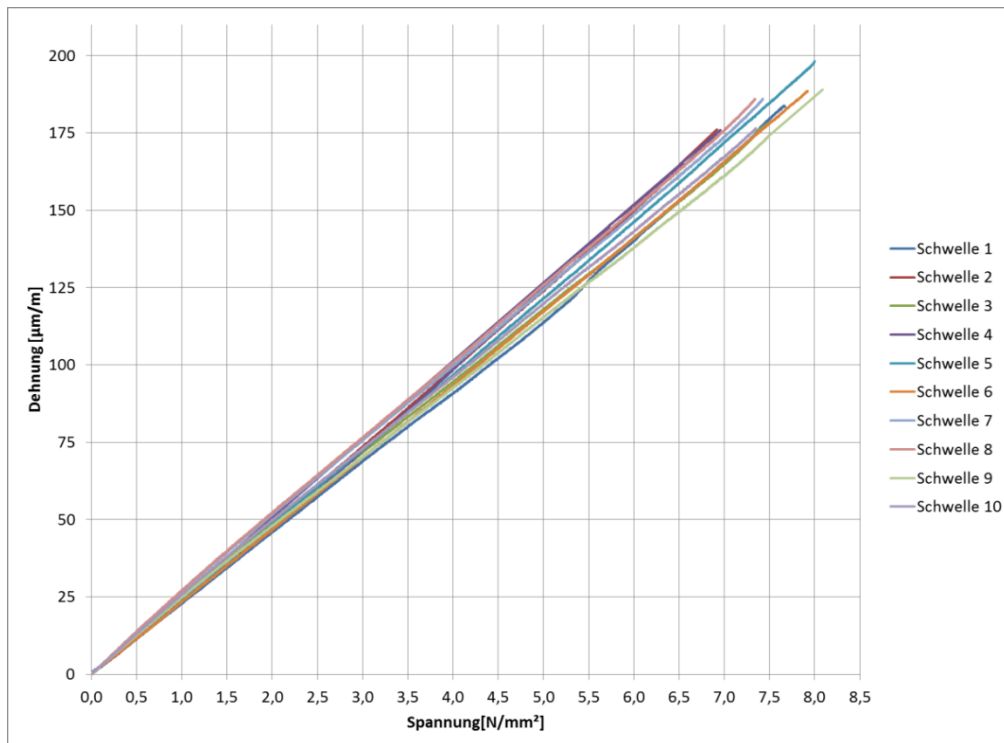


Abbildung 43: Aufgezeichnete Spannungs-Dehnungs-Verläufe

Damit ergaben sich folgende Biegezugfestigkeiten und E-Module:

Schwelle	$f_{ct,fl,28d}$ [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
1	7,7	41729
2	6,9	39284
3	7,5	42018
4	6,9	39524
5	8,0	39560
6	7,9	42016
7	7,4	39928
8	7,3	39464
9	8,1	42791
10	7,4	41654
Mittel	7,5	40797
5%-Quantil	6,9	38682
1%-Quantil	6,6	37806

Tabelle 46: ermittelte Biegezugfestigkeiten und E-Module an Schwellen ohne Spannstahl

Hinsichtlich des E-Modul kann festgestellt werden, dass der Mittelwert etwa dem Wert eines C70/85 entspricht [40].

Die Werte der Biegezugfestigkeit liegen im Mittel bei 7,5 N/mm² und sind damit geringer als die Ergebnisse an den 7 Tage wassergelagerten Balken mit den Querschnittsabmessungen 100 mm x 100 mm, bei denen der Mittelwert bei 8,4 N/mm² lag. Dies ist der ungünstigeren Lagerung im Freien anstelle der Wasserlagerung sowie

der größeren Bauteilhöhe geschuldet und kann nur zum Teil durch die Nacherhärtung kompensiert werden. Trotz der begrenzten Anzahl an Prüfschwellen und der damit verbundenen Standardabweichung von $0,40 \text{ N/mm}^2$ weist der Mittelwert aber eine gute Übereinstimmung mit dem 5%-Quantilwert aus den Biegebalken auf. Falls keine weiteren Prüfungen vorliegen, kann daher davon ausgegangen werden, dass die 5%-Quantilwerte der Biegezugfestigkeiten an Balken mit den Querschnittsabmessungen $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ nach 7 Tagen Wasserlagerung in etwa der mittleren Biegezugfestigkeit an Schwellen nach 28 Tagen Luftlagerung entsprechen. Dies sollte aber in weiteren Versuchen mit unterschiedlichen Betonrezepturen verifiziert werden. Diese Biegezugfestigkeit ist nun der Wert, der bei der Biegeprüfung einen maßgeblichen Einfluss auf die Anrisskraft hat. Selbst bei einer Sicherheit für das 1%-Quantil beträgt die Biegezugfestigkeit an den Prüfschwellen aus Werk A noch $6,6 \text{ N/mm}^2$ und liegt damit deutlich über dem vorgeschlagenen Wert von $5,5 \text{ N/mm}^2$ nach prEN 13230-6:2015 [17]. Bei der Berücksichtigung des 5%-Quantilwertes beträgt die Biegezugfestigkeit $6,9 \text{ N/mm}^2$. Hierbei ist noch zu berücksichtigen, dass sich durch die Prüfbedingungen der Schwellenprüfungen mit mittiger Lasteinleitung die Werte sogar noch erhöhen und damit begünstigend auf die Prüfergebnisse auswirken. Um nun noch größere Sicherheiten hinsichtlich der Qualitätsprüfungen zu erhalten, wäre es somit empfehlenswert, die Schwellenprüfungen stets mit 2-Punkt-Lasteinleitung durchzuführen, da somit die Stelle mit der geringsten Biegezugfestigkeit in der Schwelle detektiert wird. Im Schienenaufleger mit der Höhe 214 mm einer B 70 verringert sich die Biegezugfestigkeit bedingt durch die größere Bauteildicke nach um ca. 3% [40]. Wird aber der Wert der Biegezugfestigkeit aus der Schwellenmitte für die Berechnung des Prüfmoments herangezogen, liegt dies auf der sicheren Seite und kann damit vernachlässigt werden.

Dieser Wert wird für die Berechnung des Prüfmoments hinsichtlich des Prüfkriteriums des ersten Risses benötigt. Für die statische Bemessung über die Nutzungsdauer wird die Dauerbiegezugfestigkeit benötigt. prEN 13230-6:2015 empfiehlt dazu die Annahme für einen Beton der Festigkeitsklasse C50/60 mit $3,0 \text{ N/mm}^2$ [17]. Da der dort empfohlene Wert für die Biegezugfestigkeit allerdings deutlich unter den tatsächlich ermittelten Festigkeiten liegt, werden in einem nächsten Prüfabschnitt Versuche zur Dauerbiegezugfestigkeit durchgeführt.

5.4 Theoretische Betrachtungen zur Dauerbiegezugfestigkeit

Wie in prEN 13230-6:2015 und den Bemessungsgrundsätzen angegeben, wird für die Dauerbiegezugfestigkeit generell ein Wert von $3,0 \text{ N/mm}^2$ angenommen [17] [18]. Dieser Wert resultiert aus der Annahme, dass die Dauerbiegezugfestigkeit ab 2 Mio. Lastwechseln etwa 50% der Biegezugfestigkeit entspricht und wurde so von Eisenmann/Leykauf für die Bemessung von Betonschwellen angesetzt [66] [67]. Diese Beziehung kann aus dem Smith'schen Schaubild entnommen bzw. über eine Gleichung ermittelt werden.

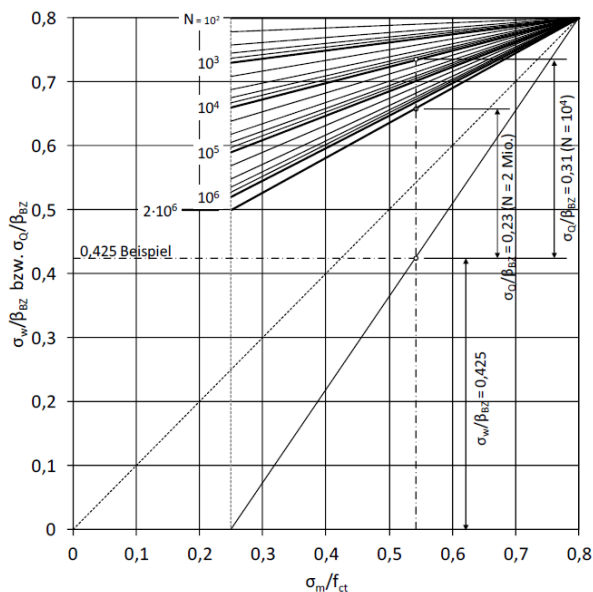


Diagramm 16: Smith'sches Schaubild [66]

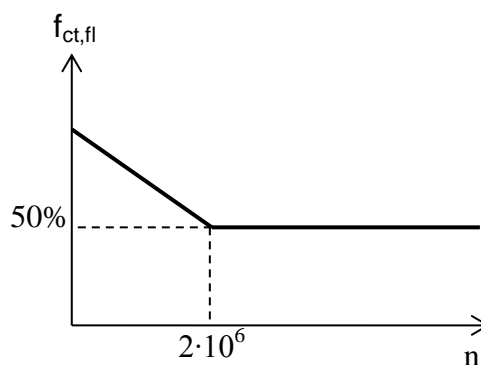


Diagramm 17: idealisierter Verlauf Biegezugfestigkeit [66]

$$\text{zul } \sigma_Q = f_{ct,fl} \cdot \left[(\log n - 2) \cdot \left(\frac{0,0875 \cdot \sigma_w}{f_{ct,fl}} - 0,07 \right) + 0,8 \right] - \sigma_w$$

Formel 45: zulässige Verkehrslastspannung aus Smith-Diagramm für $10^2 \leq n \leq 2 \cdot 10^6$ [66]

Da es sich bei Schwellen um verhältnismäßig kleine Bauteile handelt und die Verformungen nicht eingeschränkt werden, kann der Einfluss der Biegebeanspruchung aus Temperatur (z.B. Wölbspannung σ_w) vernachlässigt werden, wodurch die zulässigen Verkehrslastspannungen 50% der Biegezugfestigkeit des Beton betragen dürfen. In [68] wurde aber gezeigt, dass bei Beton keine wirkliche Dauerbiegezugfestigkeit vorhanden ist. Dies wird in der Bemessung der Schwellen insoweit berücksichtigt, als dass die Abnahme der Dauerbiegezugfestigkeit mit der zunehmenden Biegezugfestigkeit während der Nutzungsdauer kompensiert wird. Diese idealisierte Annahme berücksichtigt nicht die tatsächliche Nutzungsdauer oder die tatsächliche Biegezugfestigkeit. Zwar liegt man mit dieser Annahme auf der sicheren Seite, für wirtschaftliche Optimierungen lässt dies jedoch keinen Spielraum.

Eid [69] hat in seinen Untersuchungen festgestellt, dass es keine ausreichenden Versuche hinsichtlich der Dauerbiegezugfestigkeit gibt. Die Mehrzahl der Dauerversuche wurde als Druckversuche an Betonzylindern- oder Würfeln durchgeführt. Dabei wurden selten mehr als 5 Mio. Lastwechsel aufgebracht werden. Er hat verschiedene Ansätze zur Bestimmung der Dauerbiegezugfestigkeit miteinander verglichen, wobei abschließend festgestellt werden muss, dass in den Versuchen keine wirkliche Dauerbiegezugfestigkeit nachgewiesen wurde. So gehen die unterschiedlichen Modelle zur Erreichung der Dauerbiegezugfestigkeit von der generellen Annahme von 25% der statischen Festigkeit über 50% der statischen Festigkeit bei 100 Mio. Lastwechseln bis zu extrapolierten 40% der statischen Festigkeit bei 10-100 Mio. Lastwechseln aus.

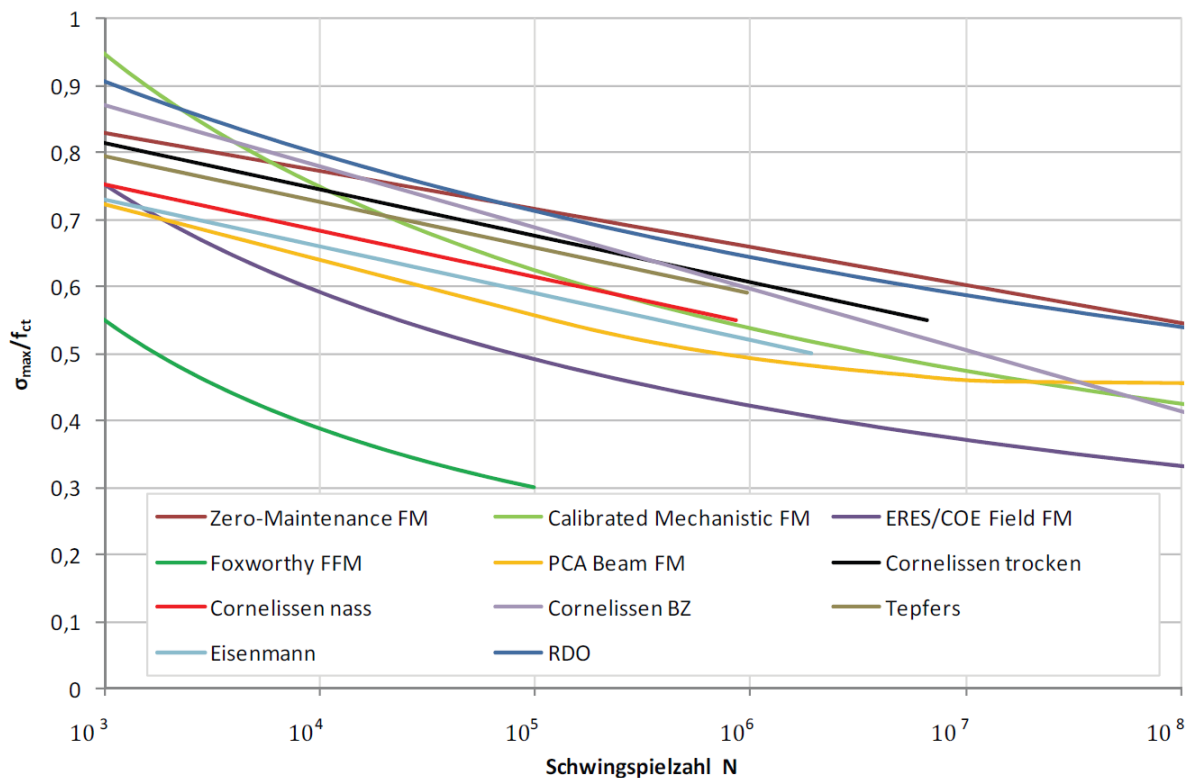


Abbildung 44: Vergleich der unterschiedlichen Modelle zur Biegezugfestigkeit [69]

5.5 Ermittlung der Dauerbiegezugfestigkeit an Schwellen

Um nun die Dauerbiegezugfestigkeit zu ermitteln, wurden an Betonschwellen Dauerversuche in einem Treppenstufenverfahren geprüft. Der Prüfaufbau war dabei analog den statischen Biegeprüfungen zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit mit einer 2-Punkt-Lasteinleitung.

Der erste Dauerversuch wurde direkt im Anschluss an die statischen Versuche durchgeführt, d.h. in einem Schwellenalter von 30 Tagen. Da es für die Ermittlung der Dauerbiegezugfestigkeit keine Prüfvorschriften gibt, wurde die Prüfung in Anlehnung an das Treppenstufenverfahren während des dynamischen Versuchs an Spannbetonschwellen durchgeführt. Die Anfangsprüfkraft für die erste Laststufe wurde so gewählt, dass eine Oberspannung von 2,4 N/mm² auftritt. Die Unterlast in jeder Laststufe wurde zu 10% der Oberlast gewählt, um ein möglichst großes Lastintervall zu erzeugen. Die Laststeigerung nach jeweils 2 Mio. Lastwechseln in jeder Laststufe betrug 0,1 N/mm². Vor jeder Laststufe wurde eine statische Belastung bis zur Oberlast durchgeführt, um den E-Modul bestimmen zu können. Die Belastungsfrequenz betrug 8 Hz. Diese Prüfzyklen in jeder Laststufe sollten dann bis zum Bruch der Schwelle wiederholt werden.

Das Versagen der Schwelle trat nach insgesamt 40,35 Mio. Lastwechseln während einer Oberspannung von 4,4 N/mm² durch Bruch ein. Die Schwelle hatte zu diesem Zeitpunkt ein Alter von 90 Tagen.

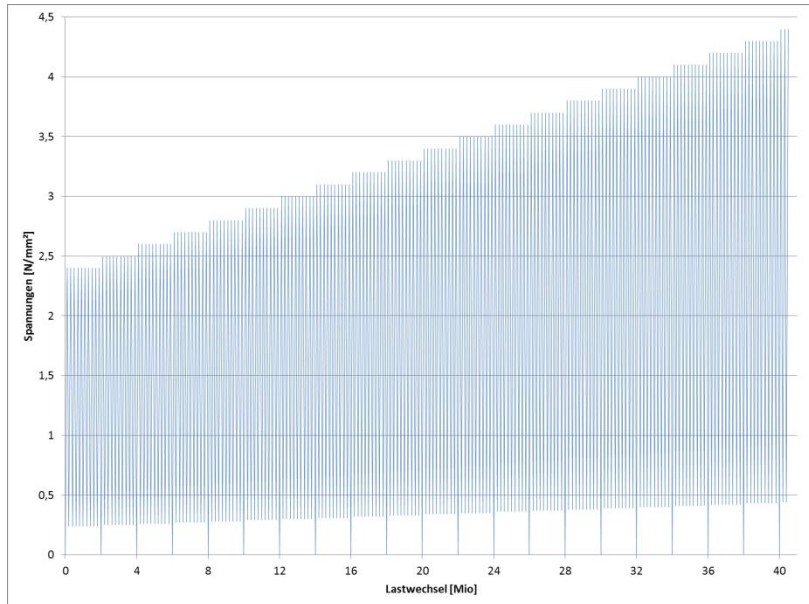


Diagramm 18: Prüfablauf Dauerversuch 1

Vor der ersten Laststufe wurde der E-Modul mit 40058 N/mm² ermittelt. Während der statischen Messungen zwischen den Prüfzyklen konnte während der ersten 6 Mio. Lastwechseln bis zur Oberspannung von 2,7 N/mm², das entspricht einer Prüfdauer von ca. 9 Tagen, eine geringe Zunahme des E-Moduls auf 40206 N/mm² festgestellt werden. Dieser Zunahme resultiert aus der Nacherhärtung des Betons. Ab dieser Lastwechselzahl bzw. mit der nächsten Oberspannung verringerte sich der E-Modul bei jeder statischen Messung zwischen den Laststufen bis zum Wert von 34277 N/mm² nach 40 Mio. Lastwechseln aufgrund der Ermüdung des Betons durch die Dauerbelastung. Zwar kann hier davon ausgegangen werden, dass der Beton noch weiter nacherhärtet, jedoch ist die Abnahme infolge der Ermüdung größer als die Zunahme infolge der Nacherhärtung. Deutlich zu erkennen ist, dass die E-Modulabnahme während der ersten 14 bis 18 Mio. Lastwechseln relativ gering ist, dann aber mit zunehmender Oberspannung von ca. 3,3 N/mm² bis 3,4 N/mm² deutlich zunahm.

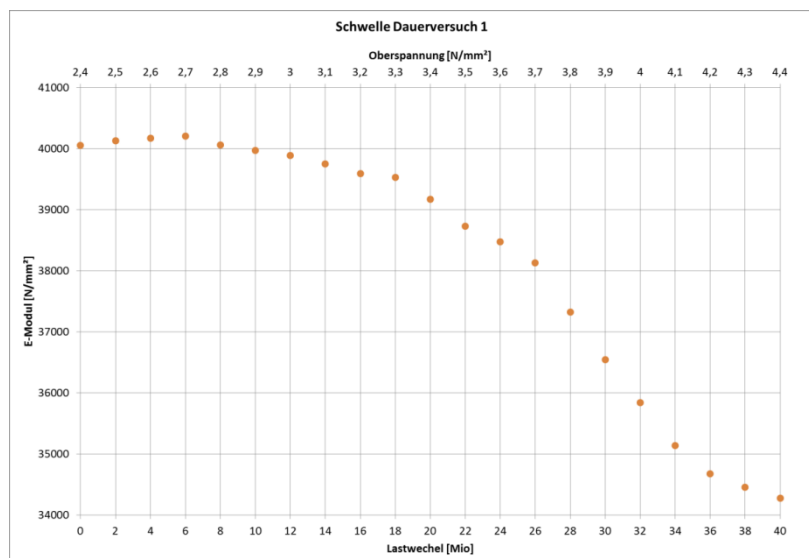


Diagramm 19: Verlauf E-Modul zwischen den Laststufen

Daher wurde die anfängliche Oberspannung in den folgenden Dauerversuchen auf 3,0 N/mm² festgelegt. Da auch die Prüfdauer für die erreichten 40 Mio. Lastwechsel mit knapp 60 Tagen relativ zeitintensiv ist, wurden die Lastwechselzahlen je Lastphase auf 1 Mio. reduziert. An den drei geprüften Schwellen konnte während der Dauerversuche eine kontinuierliche Abnahme des E-Moduls festgestellt werden. Die Schwellen sind während einer Oberspannung von 4,1 N/mm², 4,2 N/mm² und 4,5 N/mm² gebrochen. Die Schwellen hatte dabei ein Alter von etwa 95 Tagen für den ersten Dauerversuch, von etwa 120 Tagen für den dritten Dauerversuch und etwa 140 Tagen für den vierten Dauerversuch.

Schwelle	Alter Prüfbeginn [d]	Lastwechsel bei Bruch [Mio.]	Oberspannung bei Bruch [N/mm ²]
1	30	40,35	4,4
2	95	11,24	4,2
3	120	10,96	4,1
4	140	15,09	4,5

Tabelle 47: Übersicht Dauerversuche

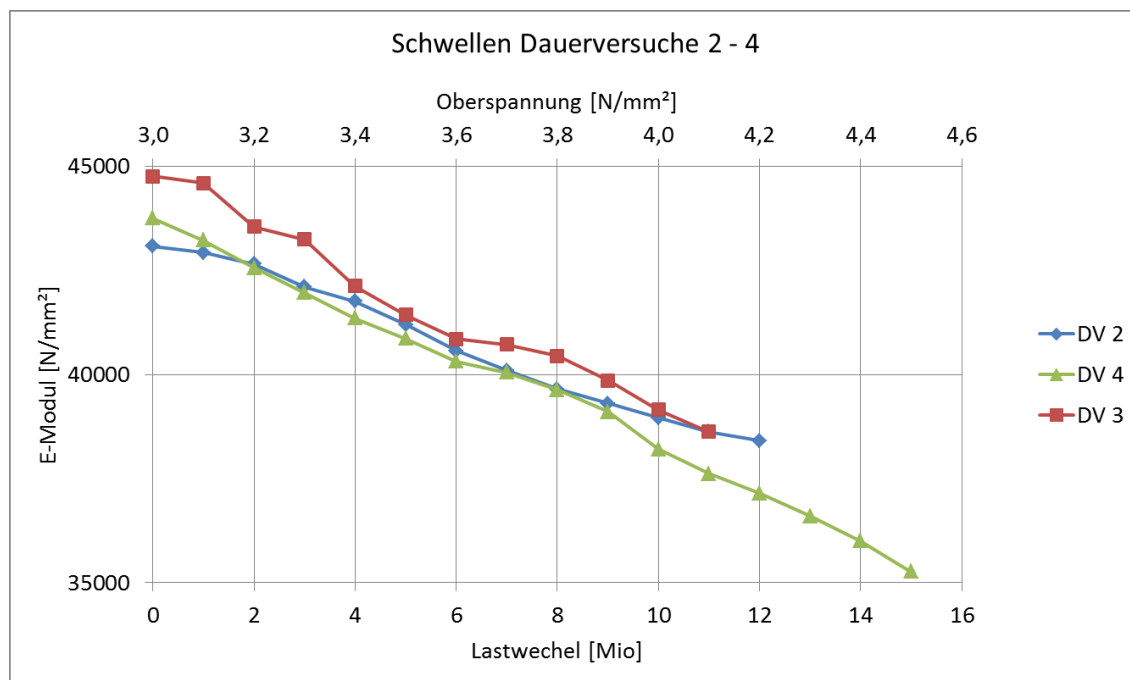


Diagramm 20: Verlauf E-Modul während der Dauerversuche

Für eine statistische Auswertung liegen zwar zu wenige Prüfdaten vor, jedoch kann festgestellt werden, dass bei allen vier Dauerversuchen mindestens 10 Mio. Lastwechsel mit einer größeren Oberspannung als der empfohlenen Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm² für 2 Mio. Lastwechseln absolviert wurden. Die Oberspannungen, die im Versuch zum Bruch der Schwelle geführt haben, liegen jeweils zwischen 55% und 60% der mittleren Biegezugfestigkeit von 7,5 N/mm², welche im Alter von 28 Tagen erreicht wurde.

5.6 Ermittlung der Biegezugfestigkeit an 180 Tage alten Schwellen

Nach den vier Dauerversuchen wurden an 10 weiteren Schwellen zur Ermittlung der Nacherhärtung die Biegezugfestigkeiten und E-Module im Alter von etwa 180 Tagen in Schwellenmitte bestimmt. Diese Schwellen stammten aus dem gleichen Werk und Produktionszeitraum wie die Schwellen für die Prüfungen im Alter von 28 Tagen und wurden bis zum Prüfzeitpunkt im Freien gelagert. Die Prüfungen erfolgten am 13./14.11.2013.

Dabei konnten die folgenden Biegezugfestigkeiten und E-Module ermittelt werden:

Schwelle	$f_{ct,fl,28d}$ [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
1	8,7	43805
2	9,4	43835
3	8,9	43016
4	9,0	43805
5	9,2	44790
6	8,9	45618
7	9,4	43229
8	8,9	44200
9	9,1	42055
10	9,3	45040
Mittel	9,1	43939
5%-Quantil	8,7	42313
1%-Quantil	8,6	41639

Tabelle 48: ermittelte Biegezugfestigkeiten und E-Module an Schwellen ohne Spannstahl

Für die mittlere Biegezugfestigkeit bedeutet dies eine Steigerung durch Nacherhärtung von ca. 21% und für den E-Modul von ca. 8%. Eine Verteilung der erreichten Biegezugfestigkeiten ist im folgenden Diagramm dargestellt. Zwar liegen hier nur jeweils 10 Proben vor, wodurch eine statistische Auswertung nicht sehr aussagekräftig ist, aber man kann feststellen, dass bei den Schwellen mit dem Alter 28 Tage die Standardabweichung 0,40 N/mm² beträgt und im Alter von 180 Tagen 0,23 N/mm². Das 5%-Quantil im Alter von 28 Tagen beträgt 6,9 N/mm² und das 1%-Quantil 6,6 N/mm², während diese bei den Prüfschwellen mit dem Alter 180 Tagen bei 8,7 N/mm² bzw. 8,6 N/mm² liegen. Die 1%-Quantilwerte liegen damit unter den kleinsten tatsächlichen Werten, was aus der geringen Probenanzahl resultiert.

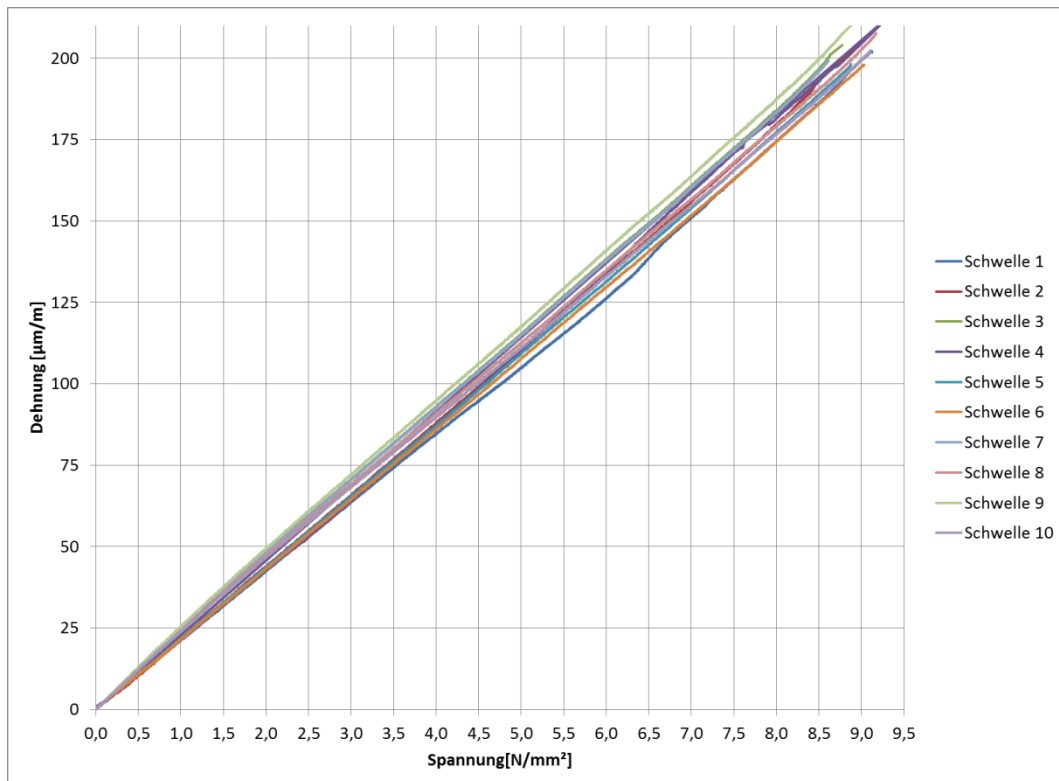


Diagramm 21: Spannungs-Dehnungs-Verläufe im Alter von ca. 180 Tagen

5.7 Zusammenfassung Biegezugfestigkeiten

Die ermittelte Biegezugfestigkeit hängt sehr stark von den Prüfparametern, den Bauteilabmessungen und dem Alter der Prüfkörper ab. Daher ist es für die Bemessung und die Qualitätssicherung an Schwellen enorm wichtig, die tatsächliche Biegezugfestigkeit zu kennen. Bei der Bemessung ist dies der maßgebende Faktor für die Höhe der Vorspannkraft neben der Schwellengeometrie. Ferner leitet sich daraus auch die Prüfkraft ab, die bei der Qualitätssicherung das Abnahmekriterium bestimmt. Werden nun die Biegezugfestigkeiten zu gering angenommen, resultieren daraus höhere Vorspannkraft bei der Bemessung. Hinsichtlich von Spaltzug- und Einleitungskräften kann sich dies negativ auf die Nutzungsdauer der Schwellen auswirken. Andererseits resultiert die Annahme einer geringeren Biegezugfestigkeit in kleineren Prüfkraften. Treten nun in der Produktion Qualitätsmängel auf, z.B. durch zu geringe Vorspannkraft oder Biegezugfestigkeiten des Betons, treten diese nicht unmittelbar in Erscheinung, da die Prüfkraft dementsprechend zu gering gewählt wurde. Wird hingegen die tatsächliche Biegezugfestigkeit in die Festlegung der Prüfkraft berücksichtigt, können verringerte Biegezugfestigkeiten oder Vorspannkraft im Rahmen der Qualitätsprüfungen sicher erkannt werden.

Im Rahmen dieser Biegeprüfungen an Schwellen ohne Spannstahl konnte die mittlere Biegezugfestigkeit im Alter von 28 Tagen zu 7,5 N/mm² bestimmt werden. Im Alter von 180 Tagen konnte eine Nacherhärtung von etwa 21% festgestellt werden, d.h. eine mittlere Biegezugfestigkeit von 9,1 N/mm². Der niedrigste Wert im Alter von 28 Tagen lag bei 6,9 N/mm² und damit immer noch deutlich über der Empfehlung der Norm mit 5,5 N/mm². Alleine bedingt durch diesen Unterschied in der Biegezugfestigkeit

verringert sich das Prüfmoment für die Schwelle um etwa 9%. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass bis zu 9% fehlende Vorspannkraft durch die höhere Biegezugfestigkeit kompensiert werden kann. Unter der Zugrundelegung der mittleren Biegezugfestigkeit bedeutet dies sogar eine Verringerung um ca. 12%. Daher wäre es im Rahmen einer Qualitätssicherung durchaus erstrebenswert, die tatsächlichen Biegezugfestigkeiten für die Schwellenprüfungen anzunehmen. Diese Prüfkraft haben dann zwar keinen direkten Bezug zur Verkehrsbeanspruchung, spiegeln aber das wieder, was die Schwelle unter qualitätsgerechter Produktion in der Biegeprüfung erfüllen muss.

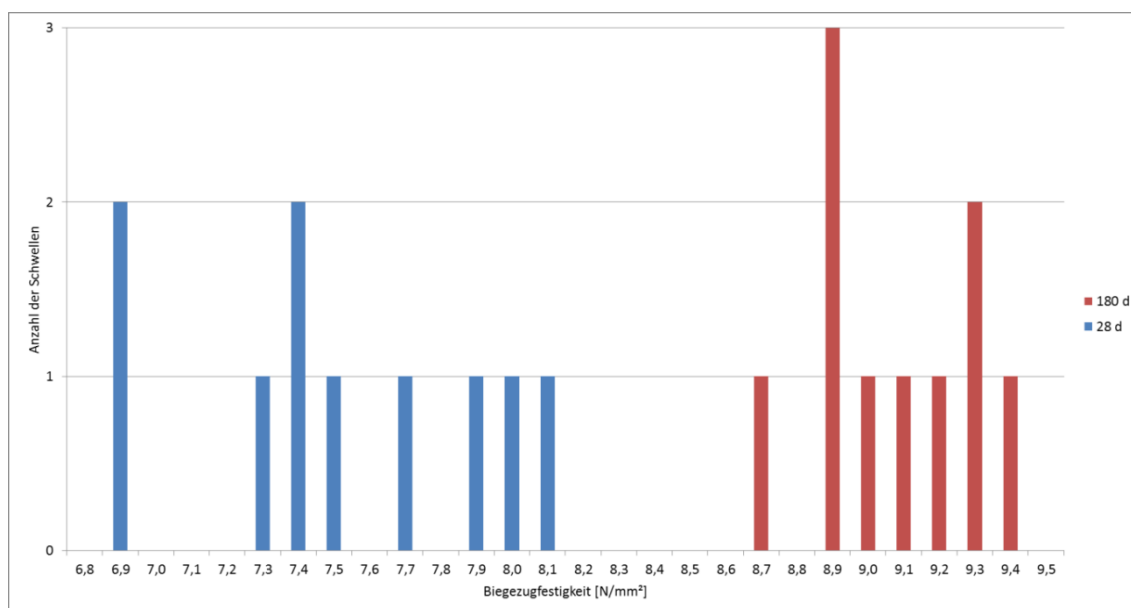


Diagramm 22: Verteilung Biegezugfestigkeit im Alter von 28 Tagen und 180 Tagen

Die Verkehrsbeanspruchung wird über die statische Bemessung abgedeckt. Liegt hier eine auf die tatsächliche Beanspruchung abgestimmte Schwelle vor, ergeben sich hieraus keine unverhältnismäßig hohen Prüfkraft. Dafür ist es allerdings wichtig, realitätsnahe Beanspruchungen und Materialkennwerte anzusetzen. Wie bereits ausgeführt, hat sich gezeigt, dass der empfohlene Wert für die Dauerbiegezugfestigkeit mit 3,0 N/mm² sehr konservativ ist. Bei den Dauerversuchen mit über 10 Mio. Lastwechseln waren alle vier Schwellen in der Lage, eine Oberspannung von 4,0 N/mm² ohne Bruch aufzunehmen. Dies entspricht ca. einer Größenordnung von 55% der Biegezugfestigkeit. Unter Berücksichtigung dieser tatsächlichen Festigkeit könnten ca. 12% Vorspannkraft und damit Spannstahl eingespart werden. Diese Verringerung der Vorspannkraft kann sich auch positiv auf die Nutzungsdauer der Schwelle auswirken infolge verringerter Spaltzugkräfte und geringere Einleitungskräfte.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die in der Schwellennorm für einen Beton der Festigkeitsklasse C50/60 empfohlenen Werte für die Biegezugfestigkeit 5,5 N/mm² im Prüfalter von 28 Tagen und 3,0 N/mm² für die Dauerbiegezugfestigkeit auf der sicheren Seite liegen. Hinsichtlich einer Optimierung der Schwelle und einer besseren Qualitätsüberwachung sollten allerdings die tatsächlichen Biegezugfestigkeiten angesetzt werden. Für die Biegezugfestigkeit sollte diese im

Rahmen der Betoneignungsprüfungen an Probekörpern mit der Bauteilhöhe der Schwelle erfolgen. Hier ist zu überlegen, ob der Mindestwert oder bei ausreichender Anzahl an Probekörpern das 5%-Quantil herangezogen werden kann. Für die hier getesteten Schwellen würde dies 6,9 N/mm² bedeuten. Selbst das 1%-Quantil liegt mit 6,6 N/mm² noch deutlich über dem empfohlenen Wert von 5,5 N/mm².

Für die Dauerbiegezugfestigkeit konnte hier ein Wert von ca. 55% bis 60% der statischen Biegezugfestigkeit ermittelt werden. Bezogen auf die mittlere statische Biegezugfestigkeit von 7,5 N/mm² im Alter von 28 Tagen würde dies zu einer Dauerbiegezugfestigkeit von ca. 4,1 N/mm² führen. Da diese Versuche allerdings nur an vier Schwellen durchgeführt wurden, könnte auf der sicheren Seite ein Wert von 50% angenommen werden, wie dies bislang in der Bemessung für Spannbetonschwellen üblich war. Dies würde in diesem Fall an den getesteten Schwellen eine Dauerbiegezugfestigkeit von 3,5 N/mm² bezogen auf den 5%-Quantilwert bedeuten bzw. von 3,8 N/mm² auf den Mittelwert der statischen Biegezugfestigkeit. Diese Werte liegen deutlich über dem empfohlenen Wert von 3,0 N/mm². Hinsichtlich des 1%-Quantils liegt die Dauerbiegezugfestigkeit mit 3,3 N/mm² immer noch 10% über dem empfohlenen Wert. Dies sind allerdings Werte, die auf den Biegeprüfungen an den 28 Tage alten Schwellen basieren. Legt man die Biegezugfestigkeiten aus den Prüfungen im Alter von 180 Tagen zugrunde, erhält man auf Basis der mittleren Biegezugfestigkeit von 9,1 N/mm² bereits eine Dauerbiegezugfestigkeit von ca. 4,6 N/mm² bzw. auf Basis des 5%-Quantil-Werts von 8,7 N/mm² eine Dauerbiegezugfestigkeit von ca. 4,4 N/mm².

Damit lässt sich abschließend feststellen, dass einerseits die Rechenannahmen für die Biegezugfestigkeit, sowohl für die Biegeprüfungen als auch für die Bemessung, deutlich unter den tatsächlich erreichten Werten liegen. Damit ist eine wirtschaftliche Schwellenbemessung nur schwer durchführbar, da die tatsächlichen Festigkeiten nicht zum Ansatz kommen. Andererseits sind aber die Anforderungen an den Beton im Rahmen der Qualitätsüberwachung so hoch, dass die Rechenwerte weit überschritten werden und auch deutlich über den normativen Anforderungen liegen. Für eine aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimierte Schwelle sollten daher die tatsächlichen Biegezugfestigkeiten verwendet werden. Dies hätte dann zur Folge, dass die Vorspannkraft dementsprechend reduziert werden könnte, wodurch die Spannungen in der Schwelle sinken, insbesondere die Spaltzugkräfte im Einleitungsbereich. Das führt zu einer Reduzierung der Auftretenswahrscheinlichkeit von Längsrissen in Schwellen bei gleichbleibender Tragfähigkeit in Querrichtung. Aber auch auf die Prüfkräfte hätte dies einen Einfluss, da die Anforderungen an die Schwellen bei Berücksichtigung der tatsächlichen Biegezugfestigkeit steigen würden.

6 EMPFEHLUNGEN FÜR SCHWELLENBEMESSUNG

6.1 Prüfkriterien für Standardschwelle B 70

Aus den durchgeführten Messungen der Vorspannkraft und den Untersuchungen zur Biegezugfestigkeit des Betons kann man deutlich erkennen, dass die in Ansatz gebrachte Vorspannkraft zum Zeitpunkt der Schwellenprüfungen sowie die Biegezugfestigkeit des Betons unterschätzt werden. Aus den Messungen mit den Dehnmessstreifen ergeben sich tatsächliche Vorspannkraften von im Mittel ca. 310 kN im Alter von 28 Tagen zum Prüfzeitpunkt, während die prEN 13260-6:2014 nur von einer minimal wirksamen Vorspannkraft von 293 kN ausgeht. Im Weiteren ist für die Bestimmung des Prüfmomentes normativ nur die Berücksichtigung einer Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm² zulässig, während der verwendete Beton tatsächlich eine 5%-Quantil-Biegezugfestigkeit von 6,9 N/mm² aufweist. Zusätzlich wird das Prüfmoment in Abhängigkeit des charakteristischen Biegemoments berechnet. Damit ergeben sich bei Anwendung der prEN 13230-6:2015 Prüfmomente von 20,4 kNm, entsprechend einer Prüfkraft von 163 kN, im Schienenaufleger unten und 12,3 kNm, entsprechend einer Prüfkraft von 36 kN, in Schwellenmitte oben. Mit der Umsetzung der prEN 13230-6:2014 in den Entwurf des DBS 918143:2014, wurden die Prüfmomente nach prEN 13230-6:2014 jedoch auf die Normwerte des DBS 918143:2012 angehoben, um das in Deutschland übliche Anforderungsniveau an die Schwelle B70 zu halten. Diese Normwerte für die Prüfmomente betragen im Schienenaufleger 22 kNm (176 kN) und in Schwellenmitte 15 kNm (43 kN). Dieses Anforderungsniveau spiegelt jedoch nicht die Tragfähigkeit der Schwelle B 70 wieder. Berechnet man nun die Prüfmomente mit Formel 20 unter Berücksichtigung der tatsächlich wirksamen Vorspannkraft von ca. 310 kN und einer Biegezugfestigkeit von 6,9 N/mm² direkt aus dem Tragmoment, ergeben sich für das Schienenaufleger ein Moment von 27,1 kNm und für die Schwellenmitte von 17,2 kNm. Das entspricht Prüfkraften von 217 kN im Schienenaufleger und 49 kN in Schwellenmitte. Damit errechnen sich die k_t -Werte ausgehend von einem charakteristischen Biegemoment von 14,5 kNm nach prEN 13230:2015 für das Schienenaufleger zu 1,87 und ausgehend von einem charakteristischen Biegemoment von 16,0 kNm nach DBS 918143:2015 zu 1,69. In Schwellenmitte betragen die k_t -Werte 1,95 für das charakteristische Biegemoment von 8,8 kNm nach prEN 13230-6:2015 bzw. 1,56 nach DBS 918143:2015. Diese Anforderungen korrespondieren zwar nicht direkt mit den Betriebsbelastungen, spiegeln aber die tatsächliche Tragfähigkeit der Schwelle wieder. Gerade im Hinblick auf die Qualitätsüberwachung sollte die Schwelle aber hinsichtlich der tatsächlichen Tragfähigkeit geprüft werden, um Abweichungen von der Vorspannkraft oder Biegezugfestigkeit sicher erkennen sowie diesen Einflussgrößen zuordnen zu können. Auf die weiteren Abnahmekriterien in den Schwellenprüfungen, wie dem Biegemoment für die verbleibende Rissbreite oder dem Bruchmoment, hat diese Festlegung des Prüfmoments für den ersten Riss keinen Einfluss, da die weiteren Kriterien über die k -Werte bezogen auf das charakteristische Biegemoment bestimmt werden. Damit ergeben sich für die Schwelle B 70 folgende Prüfkraften im Vergleich zu den Anforderungen, wie sie im DBS 918143:2012 und im DBS

918143:2015 angegeben sind oder sich bei einer Berechnung nach prEN 13230-6:2015 ergeben.

$k_{1,s}$	2,37
$k_{2,s}$	3,29
$k_{1,d}$	1,97
$k_{2,d}$	2,89

Tabelle 49: k-Werte nach prEN 13230-6:2015 [17]

			DBS 918143:2012	prEN 13230- 6	DBS 918143:2015	Vorschlag für Prüfung B 70
Schienenaufleger unten	Prüfkraft	F_{r_0}	176	116	128	116
		$F_{t,r}$	176	163	176	217
		$F_{r_{0,05}}$	264	275	272	275
		F_{r_B}	370	382	384	382
Schwellenmitte oben	Prüfkraft	$F_{c_{0,neq}}$	43	25	31	25
		$F_{t,c,neq}$	43	35	43	49
		$F_{c,neq,B}$	-	-	-	82

Tabelle 50: Vergleich der Prüfkraft für statische Biegeprüfungen an Schwelle B 70

6.2 Optimierte Spannbetonschwelle

Anhand der durchgeführten Betrachtungen und Prüfungen soll nun abschließend eine Schwellenbemessung unter Berücksichtigung realistischer Betriebsbedingungen und tatsächlicher Biegezugfestigkeiten durchgeführt werden, um das Optimierungspotential bezogen auf die in Deutschland übliche Spannbetonschwelle B 70 zu untersuchen. Dazu werden die in Kapitel 2.4.2 berechneten charakteristischen Biegemomente verwendet, die infolge der ungünstigsten Lastfallkombination aus 225 kN Radsatzlast bei einer Geschwindigkeit von 220 km/h auftritt. Aus dieser Kombination resultieren charakteristische Biegemomente von 14,5 kNm im Schienenaufleger und 8,8 kNm in Schwellenmitte, anstelle der im DBS 918143:2015 angegebenen charakteristischen Biegemomente von 16,0 kNm bzw. 11,0 kNm. Für den statischen Nachweis sollen als zulässige Dauerbiegezugfestigkeit 50% des 5%-Quantilwertes aus den statischen Biegeversuchen an den Schwellen verwendet werden, also 3,5 N/mm².

Lässt man nun die Schwellengeometrie der B 70 unverändert und setzt eine aufgebrachte Vorspannkraft von 260 kN an, ergibt sich unter der Annahme von 25% Vorspannkraftverlusten auf der sicheren Seite infolge von Schwinden, Kriechen und Relaxation über die angestrebte Lebensdauer von 40 Jahren eine verbleibende Vorspannkraft von ca. 195 kN. Unter der charakteristischen Momentenbeanspruchung betragen dann die Biegezugspannungen im Schienenaufleger unten 3,0 N/mm² und in Schwellenmitte oben 2,1 N/mm². Diese liegen damit unter dem zulässigen Wert von 3,5 N/mm² und erreichen gerade die derzeit empfohlene Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm².

Für den Prüfzeitpunkt im Alter von 28 Tagen wird auf der sicheren Seite ein Vorspannkraftverlust in Höhe von 33% der gesamten Vorspannkraftverluste angesetzt. Das heißt, es wirkt eine Vorspannkraft von ca. 240 kN. Daraus ergeben sich Druckspannungen im Schienenaufleger unten in Höhe von 5,9 N/mm² und in Schwellenmitte oben von 9,3 N/mm². Weicht man für die Berechnung der Prüfmomente jetzt von der prEN 13230-6:2015 ab und errechnet sich die Prüfmomente als Tragmomente direkt aus der wirksamen Vorspannkraft und der Biegezugfestigkeit nach Formel 20 und setzt als Biegezugfestigkeit nicht die empfohlenen 5,5 N/mm² an, sondern den im Prüfalter von 28 Tagen an Schwellen tatsächlich erreichten 5%-Quantilwert in Höhe von 6,9 N/mm², ergeben sich damit Prüfmomente im Schienenaufleger unten von 23,8 kNm und in Schwellenmitte oben von 14,7 kNm.

Vergleicht man nun diese Anforderungen mit den Prüfmomenten aus dem DBS 918143:2015 in Höhe von 22,0 kNm im Schienenaufleger unten und 15,0 kNm in Schwellenmitte oben, kann man deutlich den Einfluss der Biegezugfestigkeiten auf die Prüfanforderungen erkennen. Obwohl für dieses Bemessungsbeispiel lediglich eine Vorspannkraft von 260 kN verwendet wurde, liegt die Prüfanforderung im Schienenaufleger mit einem Prüfmoment von 23,8 kNm deutlich über der aktuellen Prüfanforderung von 22,0 kNm. In Schwellenmitte wird mit dem Prüfmoment 14,7 kNm beinahe der Wert von 15,0 kNm erreicht, obwohl diese Schwelle dann mit 320 kN vorgespannt sein müsste. Dies ist allein dem Umstand geschuldet, dass nach DBS 918143:2015 bzw. prEN 13230-6:2015 eine pauschale Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm² anstelle der tatsächlich erreichten Biegezugfestigkeit anzusetzen ist und sich das Prüfmoment damit in Abhängigkeit des charakteristischen Biegemoments nach Formel 31 berechnet und nicht als Tragmoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Aus diesen Bemessungsbeispielen kann man deutlich erkennen, dass die Spannbetonschwelle B 70 für die auftretenden realistischen Betriebsbelastungen gegenüber Biegerissen überdimensioniert ist und eine reduzierte Vorspannkraft von 260 kN ausreichend ist, um eine Nutzungsdauer von 40 Jahren statisch nachzuweisen. Diese Überdimensionierung kann man auch aus den Schadensbildern ableiten, da Biegerisse an den Schwellen infolge von Verkehrsbeanspruchungen praktisch nicht auftreten. Die anfangs durchgeführte Schadensanalyse zeigt, dass der Großteil der Schäden Risse infolge der Vorspannkrafteinleitung sind. Die Auftretenswahrscheinlichkeit von Längsrissen wird durch eine Reduzierung der Vorspannkraft eingeschränkt. Zusätzlich könnte man die Spannstähle mit Endverankerung wie bei der Testschwelle 2 (vgl. Kapitel 4.4) ausrüsten, um die Vorspannkraft schneller und effektiver einleiten zu können und somit die Gefahr von Einleitungsrissen zu verringern. Ferner sollten die Prüfmomente nicht vom charakteristischen Moment abgeleitet werden, sondern in Abhängigkeit der Vorspannkraft und der tatsächlichen Biegezugfestigkeit. So erhält man trotz Verringerung der Vorspannkraft im Schienenaufleger höhere Anforderungen an das Prüfmoment als es derzeit trotz der Vorspannkraft von 320 kN der Fall ist.

Allerdings müssen neben der statischen Bemessung und dem Erfüllen des Kriteriums für den ersten Riss noch die weiteren Kriterien für die verbleibende Rissbreite und den Bruch erfüllt werden. Da die charakteristischen Biegemomente für die optimierte Schwelle mit 260 kN Vorspannung identisch sind wie bei der Standardschwelle B 70,

verändern sich diese Kriterien nicht, da sie über die k-Werte aus den charakteristischen Biegemomenten berechnet werden.

Schienenauflager unten	Prüfkraft	F_{r0}	116
		$F_{t,r}$	190
		$F_{r0,05}$	275
		F_{rB}	382
Schwellenmitte oben	Prüfkraft	$F_{c0,neg}$	25
		$F_{t,c,neg}$	42
		$F_{c,neg,B}$	82

Tabelle 51: Prüfkriterien für optimierte Schwelle während statischer Biegeprüfungen

Schienenauflager unten	Prüfkraft	F_{r0}	116
		$F_{r0,05}$	229
		F_{rB}	335

Tabelle 52: Prüfkriterien für optimierte Schwelle während dynamischer Biegeprüfungen

7 ZUSAMMENFASSUNG

Von den ersten Anfängen in Deutschland mit den ersten schlaff bewehrten Betonschwellen im Jahr 1906 über die erste vorgespannte Betonschwelle im Jahr 1940 bis zur heutigen Standardbauweise mit Spannbetonschwellen vom Typ B 70, welche seit nunmehr über 40 Jahren hinsichtlich ihrer Geometrie und Vorspannkraft nahezu unverändert im Gleis eingebaut wird, gab es viele Entwicklungsstadien. Gerade zu Beginn der Bauweise mit Spannbetonschwellen basierte die Weiterentwicklung der Schwellen überwiegend auf Erfahrungswerten, die aus Beobachtungen im Gleis gewonnen wurden. Erst mit der Entwicklung geeigneter Bemessungsverfahren war es möglich, die auftretenden Beanspruchungen zu erfassen und die Schwelle so zu dimensionieren, dass sie den Betriebsbeanspruchungen über eine i.d.R. 40-jährige Nutzungsdauer zuverlässig widersteht. Allerdings ist dieses Bemessungsverfahren semi-empirisch, da es auf den Ergebnissen von Messungen im Gleis entwickelt wurde, die in den 1960er und 1970er Jahren durchgeführt wurden. Damit spiegelt es nicht die Verhältnisse im Gleis wider, die heutzutage vorherrschen, und entspricht nur bedingt dem Stand der Technik.

Umso erstaunlicher ist es daher, dass eine Europäische Bemessungsnorm weitgehend auf gerade diese Messungen zurückgreift. Bei der Berechnung nach prEN 13230-6:2015 „Bemessung“ ergeben sich somit annähernd die gleichen Anforderungen hinsichtlich der charakteristischen Biegemomente, welche in der statischen Bemessung für die angestrebte Nutzungsdauer nachzuweisen sind, wie sie bereits mit der Oberbauberechnung von Eisenmann ermittelt wurden. Und das, obwohl Verkehr und Beanspruchung in den letzten 40 Jahren stetig gestiegen sind. Bei genauerer Betrachtung reduzieren sich die Biegemomente sogar, da sich die Schwellen bei den modernen Rechenverfahren mit der Methode der Finiten Elemente als elastisch gebetteter Balken bemessen lassen und durch Umlagerungseffekte geringere Schnittgrößen resultieren. Bei einer vollständigen Umsetzung der prEN 13230-6:2015 würden sich die Anforderungen an eine Schwelle B 70 somit reduzieren. Daher wurden nun bei dem Entwurf des DBS 91814:2015 [38] die charakteristischen Momente übernommen, wie sie bereits in den Bemessungsgrundsätzen von 1982 aufgeführt wurden.

Gerade im Hinblick auf die steigende Verkehrsbelastung sollte man davon ausgehen, dass die Anforderungen, auch an die Schwelle, von 1982 bis zum heutigen Tag gestiegen sind. Vergleicht man die Anforderungen an die Schwellenprüfungen, stellt man fest, dass diese gemäß prEN 13230-6:2015 in Verbindung mit dem DBS 918143:2015 nun geringer sind als noch 1982. Während 1982 ein Dauerversuch gefordert wurde, bei dem sich die obere Prüflast aus dem Tragmoment ableitete, also dem Moment, welches die Schwelle tatsächlich aufnehmen können muss, wird in der prEN 13230-6 lediglich ein Dauerversuch mit dem charakteristischen Moment gefordert. Daher wird nun im DBS 918143:2015 ein Dauerversuch im Schienenaufleger unten mit dem charakteristischen positiven Moment von 16 kNm, entsprechend einer Prüfkraft von 128 kN, gefordert, während in den Bemessungsgrundsätzen von 1982 ein Prüfmoment für den Dauerversuch von 21 kNm bzw. im DBS 918143:2012, also vor Einführung des Teils 6 der EN 13230, ein positives Biegemoment von 22 kNm

gefordert wurde. Für das Schienenaufleger kann man also festhalten, dass das Anforderungsniveau an eine B 70 im Schienenaufleger hinsichtlich des Dauerversuchs gesunken ist.

Die normativen Regelungen und Prüfanforderungen für die Schwellenmitte weichen ebenfalls gänzlich von den damaligen ab. Während 1982 noch ein Prüfmoment von 17,6 kNm für das Auftreten des ersten Risses für das Bestehen der Qualitätsprüfungen erforderlich war, wird jetzt lediglich ein Anrissmoment von 15 kNm gefordert.

Gerade im Hinblick auf die verbesserten Herstellverfahren und Betontechnologien ist diese Entwicklung kritisch zu sehen. So werden die Biege- und Dauerbiegezugfestigkeit in der prEN 13230-6:2015 nach wie vor pauschal mit 5,5 N/mm² bzw. 3,0 N/mm² angenommen, während die Verluste während des Umspannvorgangs sowie aus Kriech-, Schwind- und Relaxationsprozessen mit 25% berücksichtigt werden. Diese Werte entsprechen weitgehend den Annahmen, wie sie bereits in den 1970er Jahren verwendet wurden. Diese Annahmen beeinflussen maßgebend zum einen die statische Bemessung und zum anderen die Anforderungen, die an die Schwellen während der Biegeprüfungen gestellt werden, da sich daraus die Prüfmomente ableiten.

Die bei der Bemessung anzusetzende Dauerbiegezugfestigkeit sowie Biegezugfestigkeit (3,0 N/mm² bzw. 5,5 N/mm²) besaßen ihre Gültigkeit für die in den 1970er Jahren verwendeten Betone. Für die heutzutage zur Anwendung kommenden Betone mindestens der Festigkeitsklasse C50/60, die eine deutlich höhere Festigkeit besitzen, ist diese Annahme allerdings nicht berechtigt. Das zeigt sich unter anderem darin, dass die Betone bereits zum Umspanzeitpunkt – 24 Stunden nach dem Betonieren – eine mittlere Festigkeit von ca. 60 N/mm² und nach 28 Tagen von ca. 90 N/mm² haben. Mit dieser Festigkeitsentwicklung im jungen Betonalter entwickeln sich auch die ermittelten Biegezugfestigkeiten. So werden bereits nach 7 Tage Werte für die Biegezugfestigkeit von über 7 N/mm² erreicht. Weitere Kritikpunkte an den derzeit gültigen normativen Regelungen ist zum einen die Annahme, dass bereits ab einer Lastspielzahl von 2 Mio. von der Dauerfestigkeit ausgegangen wird und zum anderen, dass die Festigkeiten des Betons immer an Probekörpern ermittelt werden und nicht an den Schwellen selbst. Welchen gravierenden Einfluss diese Festlegungen auf die Schwellenbemessung haben und warum diese überdacht werden sollten, basiert auf folgenden Gründen.

Da der Nachweis für eine Nutzungsdauer von 40 Jahren gegen die Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm² erfolgen soll, muss die Vorspannung dementsprechend gewählt werden. Setzt man nun die tatsächliche Dauerbiegezugfestigkeit an, reduziert sich die notwendige Vorspannung. Bei den vier durchgeführten Dauerversuchen an Schwellen zur Ermittlung der Dauerbiegezugfestigkeit konnten Dauerbiegezugfestigkeiten zwischen 4,0 N/mm² und 4,4 N/mm² ermittelt werden. Die Erhöhung der Dauerbiegezugfestigkeit in der statischen Bemessung um 16% auf den Wert 3,5 N/mm² würde bei einer gleichzeitigen Anpassung der charakteristischen Biegemomente auf Basis realistischer Betriebsbelastungen zu einer möglichen rechnerischen Reduzierung der notwendigen Vorspannkraft von ca. 19% auf 260 kN führen. Aufgrund der geringen Anzahl von nur

vier durchgeführten Dauerversuchen kann hier nur ein Trend angegeben werden. Zur Bestätigung des Trends und für künftige Regelungen bezüglich der Schwellenbemessung sind statistisch abgesicherte Ergebnisse aus weiteren Versuchen an Betonschwellen unterschiedlicher Hersteller notwendig. Jedoch haben die bisherigen Versuche ohne Ausnahme gezeigt, dass der Wert von $3,0 \text{ N/mm}^2$ für die Dauerbiegezugfestigkeit sehr konservativ gewählt wurde. Dieser Wert muss künftig der tatsächlichen Dauerbiegezugfestigkeit auf der sicheren Seite angenähert und der Bemessung zugrunde gelegt werden. Auch die bisherige Annahme des Erreichens des Dauerfestigkeitsniveaus bei 2 Mio. Lastspielen ist einer kritischen Betrachtung zu unterziehen, da mit Berücksichtigung einer immer größer werdenden Verkehrsbeanspruchung auch eine Anhebung der Lastspielzahlen für die Schwellenprüfung sinnvoll wäre.

Noch gravierender wirkt sich allerdings die Biegezugfestigkeit aus, da diese direkt in die Berechnung des Prüfmomentes eingeht, da die Differenz zwischen Biegezugfestigkeit und Dauerbiegezugfestigkeit in die zeitabhängigen Verluste eingehen und damit auf das charakteristische Moment aufgeschlagen werden. Je größer die angenommene Biegezugfestigkeit ist, desto schärfer werden die Prüfkriterien für das Bestehen der Biegeprüfungen und die Prüfmomente sowohl für die Zulassungsprüfungen als auch für die Qualitätsprüfungen können in realitätsnaher Größenordnung abgeleitet werden. So haben die Biegeprüfungen an 10 Schwellen eine mittlere Biegezugfestigkeit von $7,5 \text{ N/mm}^2$ im Alter von 28 nach Lagerung im Freien ergeben. Legt man das 5%-Quantil für die Berechnung des Prüfmomentes zugrunde, ergibt sich daraus ein Wert von $6,9 \text{ N/mm}^2$ bzw. für das 1%-Quantil von $6,6 \text{ N/mm}^2$. Dies übersteigt die im Entwurf des DBS 918143:2015 festgelegte Beanspruchbarkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ und führt bei einer B 70 zu einer Erhöhung des Prüfmoments um ca. 10%. Da der Wert der Biegezugfestigkeit, im Gegensatz zur Dauerbiegezugfestigkeit, problemlos werkspezifisch im Rahmen der kontinuierlichen Qualitätsüberwachung ermittelt werden kann, wäre es ein leichtes realitätsnahe Bemessungswerte der Biegezugfestigkeit in die Prüfung einzuführen.

Ein positiver Nebeneffekt wäre das schnelle Erkennen von herstellungsbedingten Problemen und damit sinnvoll, die Anforderungen an die Qualitätsprüfungen in Abhängigkeit des jeweiligen verwendeten Betons zu wählen. Gerade in der Qualitätsprüfung sollten die Anforderungen so hoch sein, dass Abweichungen möglichst schnell erkannt werden.

Dazu müssen zunächst Probekörper mit den Querschnittsabmessungen einer Schwelle hergestellt und daran die Biegezugfestigkeit ermittelt werden. Anschließend muss eine Korrelation zwischen diesen Ergebnissen und den verwendeten Prüfkörpern mit den Abmessungen $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ aufgestellt werden. Somit können auch die Prüfungen an kleineren Probekörpern für die Qualitätsüberwachung verwendet werden.

Bei der statischen Bemessung liegt nun zwar die Annahme mit $3,0 \text{ N/mm}^2$ für die Größenordnung der Dauerbiegezugfestigkeit auf der sicheren Seite, aber gerade bei der Neuentwicklung von Schwellen, wo der Optimierungsgedanke oft im Vordergrund steht, sollte der tatsächliche Wert der Dauerbiegezugfestigkeit verwendet werden. Selbst für erste überschlägige Berechnungen auf der sicheren Seite wäre es besser,

den Wert auf 50% der Biegezugfestigkeit festzulegen und die Dauerbiegezugfestigkeit damit zu bestimmen.

Des Weiteren hat sich gezeigt, dass die angenommenen Vorspannkraftverluste von 25% nach prEN 13230-6 deutlich auf der sicheren Seite liegen. So konnten bei den Schwellenprüfungen an bis zu 35 Jahre alten Schwellen Spannkraftverluste in der Größenordnung von nur ca. 10% bis 18% ermittelt werden. Diese Unterschiede erklären sich in den Berechnungsannahmen, bei denen von einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60 ausgegangen wird. Für die Dauerhaftigkeitsberechnung liegt diese Annahme auf der sicheren Seite und kann durchaus verwendet werden. Für eine genaue Berechnung sollten jedoch die exakten Betonkennwerte verwendet werden oder über Versuche nachgewiesen werden. Da diese hohen Vorspannkraftverluste auch in die Berechnung der Prüfmomente eingehen, haben sie die größten Auswirkungen auf die Biegeprüfungen im Betonalter von 28 Tagen. Infolge unrealistisch hoher Verluste reduzieren sich die Anforderungen und die Prüfergebnisse liegen damit deutlich über den zu erwartenden Werten.

Betrachtet man nun die Einflüsse aus den erhöhten Biegezugfestigkeiten und Vorspannkraftverlusten auf die Berechnung des Anrissmomentes im Zusammenhang, ergeben sich für eine Schwelle B 70 deutlich höhere Werte, als für die Zulassungsprüfungen nach DBS 918143:2015 gefordert werden. Für die Berechnung auf der sicheren Seite kann man nach prEN 13260-6:2015 einen Gesamtverlust von 25% der Vorspannkraft ansetzen, wovon 33% nach 28 Tagen zum Prüfzeitpunkt aufgetreten sind. Diese Annahme liegt insofern auf der sicheren Seite, da durch die geringen Verluste eine höhere Vorspannkraft wirkt, wodurch das rechnerische Anrissmoment größer wird. Die wirksame Vorspannkraft beträgt bei einer anfänglich mindestens eingeleiteten Vorspannkraft von 320 kN damit zum Prüfzeitpunkt von 28 Tagen noch 293 kN. Daraus ergeben sich rechnerische Anrissmomente von 27,1 kNm im Schienenaufleger und 17,2 kNm in Schwellenmitte, d.h. bei einem Prüfaufbau nach EN 13230-2 Prüfkraften von 217 kN im Schienenaufleger und 49 kN in Schwellenmitte. Verglichen mit den Anforderungen an das Prüfmoment 22 kNm im Schienenaufleger entsprechend einer Prüfkraft von 176 kN bzw. einem Prüfmoment von 15 kNm in Schwellenmitte entsprechend einer Prüfkraft von 43 kN sind die Anforderungen verglichen mit der rechnerischen Tragfähigkeit der Schwelle B 70 sehr gering. Berücksichtigt man nun noch, dass die eingeleitete Vorspannkraft eher im oberen Toleranzbereich von 340 kN liegt (und damit die wirksame Vorspannkraft auf der sicheren Seite liegend zum Prüfzeitpunkt 311 kN) und die mittlere Biegezugfestigkeit 7,5 N/mm² beträgt, ergeben sich sogar rechnerische Anrissmomente von 28,3 kNm (Anrisskraft 226 kN) bzw. 17,9 kNm (Anrisskraft 51 kN). Vergleich man diese Werte mit den Prüfergebnissen aus Schwellenprüfungen, kann man leicht feststellen, dass diese Werte teilweise sogar noch überschritten werden. Damit lässt sich ganz klar feststellen, dass die Zulassungsanforderungen an eine B 70, wie sie derzeit im DBS 918143:2015 festgelegt sind, im Sinne einer Qualitätsprüfung deutlich zu niedrig sind.

Die Bemessung mit prEN 13203-6:2015 entspricht damit weitestgehend dem Stand der Bemessungsgrundsätze von 1982, liegt aber nach wie vor deutlich auf der sicheren Seite, da sich der Herstellprozess der Schwellen und die Betontechnologie stetig weiterentwickelt haben und die Betonfestigkeit von heute deutlich über denen von 1982

liegen. Dies zeigt sich auch an den Schwellen, die im Gleis liegen. Schäden in Form von Querrissen, die auf eine Überbeanspruchung hinweisen, sind praktisch nicht bekannt. Der Großteil der Schäden tritt in Form von Längsrissen auf, allerdings auch nur speziell bei Spätentschalverfahren mit direktem Verbund. Bei Sofortentschalverfahren und Schwellen mit Endverankerung ist diese Art von Schäden nicht bekannt. Die hier durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass durch die Anbringung von zusätzlicher Endverankerung an den Spannstählen die Einleitungslänge reduziert werden konnte. Für eine Aussage, inwieweit diese zusätzliche Endverankerung auch das Auftreten von Einleitungsrissen reduzieren kann, sind weitere Versuche notwendig.

Daher sollte im Rahmen einer Betriebserprobung eine modifizierte Spannbetonschwelle B 70 mit reduzierter Vorspannkraft von 260 kN und zusätzlicher Endverankerung erprobt werden. Infolge der reduzierten Vorspannkraft und der zusätzlichen Endverankerung entstehen geringere Spaltzugkräfte, wodurch die Gefahr von Einleitungsrissen deutlich reduziert wird. Die Betriebsbelastungen können trotz der reduzierten Vorspannkraft sicher aufgenommen werden, da die tatsächlichen Biegezugfestigkeiten deutlich über den konservativen Werten aus den Bemessungsvorschriften liegen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] *A. Haarmann: Das Eisenbahngleise - Geschichtlicher Teil - Erste Hälfte, Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig, 1891.*
- [2] *Leykauf, G.: Eisenbahntechnische Rundschau 48, H. 5, Mai 1999.*
- [3] *Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen: Technische Vereinbarungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Eisenbahnen, Edmund Heusinger von Waldegg, 1866.*
- [4] *Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Preussen: Centralblatt der Bauverwaltung Nr. 9 1886, Verlag Ernst & Korn Berlin.*
- [5] *DB AG: DB Standard DBS 918144 - Technische Lieferbedingungen Holzschwellen, Dezember 2007.*
- [6] *TU München, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen: Heft 42 "30 Jahre Gesellschaft zur Förderung der Spannbetonschwelle e.V." 1984.*
- [7] *Lichtberger, Bernhard: Handbuch Gleis, Tetzlaff Verlag Hamburg, 2003.*
- [8] *Hempel, Gerhard: Bautechnik Spezial, Verlag Ernst & Sohn Berlin, 1997.*
- [9] *Betonschwellenindustrie e.V.: Betonschwellen, 2014.*
- [10] *The World Bank Group: World Development Indicators <http://data.worldbank.org>.*
- [11] *Union International des Chemins de Fer (UIC): <http://www.uic.org>.*
- [12] *Coenrad Esveld: Modern Railway Track, Verlag MRT-Productions, Zaltbommel, 2001.*
- [13] *fédération internationale du béton (fib): state-of-art-report "Precast concrete railway track systems", Verlag Spring-Digita-Druck, Stuttgart, 2006.*
- [14] *DB AG, I.NPI 2 Anlagen- und IH Management Fahrweg, Symposium Qualitätsoffensive Betonschwelle, Münster, 28.05.2013.*
- [15] *DB AG: Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung, April 2014.*
- [16] *TU München, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau: Forschungsbericht 2712 "Statistische Auswertung von Schäden an Spannbetonschwellen", 25.02.2011.*
- [17] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 256: prEN 13230-6:2015 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 6: Bemessung“.*
- [18] *Deutsche Bundesbahn - Bundesbahn-Zentralamt München: Spannbetonschwellen - Grundsätze für Bemessung, Bauart und Zulassungsverfahren, Januar 1982.*
- [19] *Internationaler Eisenbahnverband: UIC-Kodex 713, 2004.*
- [20] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 13230-1:2003-03 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 1: Allgemeine Anforderungen“, März 2003.*
- [21] *DB AG: Bahn-Norm BN 918143 - Technische Lieferbedingungen Gleis- und*

Weichenschwellen aus Beton, Dezember 2005.

- [22] *Meier, H.: Reichsbahnbedingungen für vorgespannte Stahlbetonschwellen, Eisenbahntechnik, Heft 2, 1949.*
- [23] *Eisenmann, J.: Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Eisenbahn- und Strassenoberbaues, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1974.*
- [24] *Deutsche Bundesbahn - Bundesbahn-Zentralamt München: Oberbauberechnung (Ausgabe 1992), 27.04.1993.*
- [25] *Deutsche Bundesbahn - Bundesbahn-Zentralamt Minden: TL 918143 Technische Lieferbedingungen für Spannbetonschwellen, 1989.*
- [26] *TU München, Lehrstuhl für Verkehrswegebau: Vorlesungsskript Berechnung des Eisenbahnoberbaus.*
- [27] *Freudenstein, S.; Haban, F.: Prestressed-concrete sleepers, european railway review, July 2006.*
- [28] *Bundesministerium für Verkehr: Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung, Stand 25.07.2012.*
- [29] *DB AG: Richtlinie 820.2010 Ausrüstungsstandard Schotteroberbau für Gleise und Weichen, 01.06.2013.*
- [30] *DB AG: Anforderungskatalog 25 t Radsatzlasten (AK 25T RSL), 01.04.2004.*
- [31] *European Rail Research Institute: ORE D 170/ RP4: Bemessung der verschiedenen Gleisbauteile, April 1991.*
- [32] *DB AG: Bahn-Norm BN 918143 - Technische Lieferbedingungen Gleis- und Weichenschwellen aus Beton, Entwurf Juli 2004.*
- [33] *DB AG: DB Standard DBS 918143 - Technische Lieferbedingungen Gleis- und Weichenschwellen aus Beton, Entwurf Juli 2008.*
- [34] *DB Systemtechnik - Oberbautechnik - T.TZF 61: Vermerk zu k-Werten vom 29.11.2004.*
- [35] *DB AG: Deutsche Bahn Standard DBS 918143 - Technische Lieferbedingungen Gleis- und Weichenschwellen aus Beton, Dezember 2006.*
- [36] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 13230-2:2003-03 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 2: Spannbeton-Monoblockschwellen“, März 2003.*
- [37] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 256: prEN 13230:2015 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton“.*
- [38] *DB AG: DB Standard DBS 918143 - Technische Lieferbedingungen Gleis- und Weichenschwellen aus Beton, Juni 2015.*
- [39] *TU München, Lehrstuhl für Verkehrswegebau: Studienarbeit "Parametrische Modellierung der Spannbetonschwellen", Kangle Chen.*
- [40] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1992-1-1: "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau", Januar 2011.*

- [41] *Deutsches Institut für Normung e.V. : Entwurf DIN EN 10138 Spannstähle, Oktober 2000.*
- [42] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 256: prEN 13230-6:2012 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 6: Entwurf“.*
- [43] *Leykauf G., Maleki, N: Langzeitverhalten von Spannbetonschwellen, Eisenbahningenieur 44 , 1993, S. 266-276.*
- [44] *TU München, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen: Bericht 1057 "Prüfung von 26 Jahre alten Spannbetonschwellen B 55", 01.02.1987.*
- [45] *TU München, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen: Bericht 1423 "Prüfung von 35 Jahre alten Spannbetonschwellen B 55", 13.04.1992.*
- [46] *TU München, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau: Bericht 2997 "Tragfähigkeitsversuche an sanierten Spannbetonschwellen", 05.11.2013.*
- [47] *TU München, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau: Bericht 2467 "Prüfung von Spannbetonschwellen B 70, hergestellt im Jahre 1982", 04.08.2008.*
- [48] *TU München, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau: Prüfung von Spannbetonschwellen B 70, hergestellt im Jahre 1974", 04.08.2008.*
- [49] *DB AG: DB Standard DBS 918143 - Technische Lieferbedingungen Gleis- und Weichenschwellen aus Beton für Schotteroberbau und Feste Fahrbahn, 2012.*
- [50] *Gross, Hauger, Schröder, Wall: Technische Mechanik 2 - Elastostatik, Springer Verlage Berlin, 12. Auflage 2014.*
- [51] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 12390-1:2012-12 "Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen", Dezember 2012.*
- [52] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 12390-2 Berichtigung 1:2012-02 "Nationaler Anhang NA", Februar 2012.*
- [53] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 12390-3:2009-07 "Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern", Juli 2009.*
- [54] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 12390-5:2009-07 „Prüfung von Festbeton-Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern“, Juli 2009.*
- [55] *Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-12.2-14 für Spannstahldraht rund, glatt 7,0 mm St 1470/1670, 14.12.2011.*
- [56] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 13230-2: 2009-10 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 2: Spannbeton-Monoblockschwellen“, Oktober 2009.*
- [57] *Eisenbahntechnische Rundschau: Spannbetonschwellen für Gleise und Weichen der DB AG - die Zukunft?, Heft 11, November 2001, S. 648 - 657.*
- [58] *Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-12.2-80 für Spannstahldraht rund mit Sonderprofilierung 9,5mm St 1375/1570, 31.08.2012.*
- [59] *Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 13230-1: 2009-10*

„Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 1: Allgemeine Anforderungen“, Oktober 2009.

- [60] Weigler, H.; Karl, S: *Beton, Arten - Herstellung - Eigenschaften. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau.* Hrsg. H. Kupfer. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1989..
- [61] Heilmann. H.G.: *Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Beton.* Beton 29 (1969), H. 2, S. 68 - 70.
- [62] Günther. G., Mehlhorn, G.: *"Beziehung zwischen den Zugfestigkeiten von Beton bei mittigem und ausmittigem Zug sowie bei Biegung", Beton- und Stahlbetonbau* 83 (1988).
- [63] Sodeikat, Christian: *"Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderung", Schriftenreihe Baustoffe, Heft 1/2001.*
- [64] Deutsches Institut für Normung e.V.: *DIN 1045-2:2008-08 "Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1", August 2008.*
- [65] Deutsches Institut für Normung e.V.: *DIN EN 12390-2:2009-08 "Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen", August 2009.*
- [66] TU München, Lehrstuhl für Verkehrswegebau: *Vorlesungsskript Betondeckensysteme - Kapitel II Bemessungsverfahren.*
- [67] Hilsdorf, H.-K.; Kessler, C.: *Fatigue Strength of Concrete under varying Flexural Stresses, Journal of the American Concrete Insitute, October 1966.*
- [68] Klausen, D; Weigler, H.: *Betonfestigkeit bei konstanter und veränderlicher Dauerschwellbeanspruchung. Betonwerk + Fertigteiltechnik* 45 (1979), H. 3, S. 158 - 163.
- [69] Jochen Eid: *Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt, TU München, Schriftenreihe Heft 85, 2012.*
- [70] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 104: DIN EN 12390: 2009 „Prüfung von Festbeton“.*
- [71] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 250: DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2 "Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken".*
- [72] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 256: EN 13674-1:2011 (D) „Bahnanwendungen – Oberbau – Schienen – Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m“.*
- [73] *Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 256: prEN 13230-1:2014 „Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 1: Allgemeine Anforderungen“.*