

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt
Lehrstuhl und Prüfam t für Verkehrswegebau
Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Entwicklung eines materialunabhängigen Nachweisverfahrens von Eisenbahnschwellen

David I. Hoffmann

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Klaus Bogenberger

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr. techn. Peter Veit

Die Dissertation wurde am 13.05.2020 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 09.10.2020 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung.....	1
2	Stand der Technik.....	3
2.1	Derzeit eingesetzte Materialien und Typen von Eisenbahnschwellen.....	3
2.1.1	Betonschwellen.....	4
2.1.2	Holzschwellen.....	7
2.1.3	Stahlschwellen.....	7
2.2	Ermittlung der Anforderungen an Schwellen.....	8
2.2.1	Bestimmung der dynamischen Stützpunktlast.....	9
2.2.2	Bestimmung der Anforderungen.....	11
2.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen.....	18
2.3.1	Theoretischer Nachweis.....	18
2.3.2	Praktischer Nachweis.....	19
3	Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts.....	23
3.1	Abgrenzung des Untersuchungsbereichs.....	24
3.2	Theoretische Hintergründe.....	28
3.3	Analytischer Untersuchungsansatz.....	31
3.4	Numerischer Untersuchungsansatz.....	35
3.4.1	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Einzellasten.....	40
3.4.2	Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Einzellasten.....	47
3.4.3	Modelltechnische Aufbringung einer Vorspannkraft.....	51
3.4.4	Zwischenfazit – Schwellen belastet durch Einzellasten.....	54
3.4.5	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Streckenlasten.....	55
3.4.6	Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Streckenlasten.....	59
3.4.7	Zwischenfazit – Schwellen belastet durch Streckenlasten.....	62
3.5	Ableitung des Berechnungsverfahrens.....	63
4	Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen.....	73

Inhaltsverzeichnis

5	Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM.....	79
5.1	Festlegung der Untersuchungsparameter.....	79
5.2	Modellaufbau.....	80
5.3	Berechnungsergebnisse.....	82
5.4	Erweiterte Berechnungen.....	91
6	Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen....	95
6.1	Bestimmung der Einwirkungen und Anforderungen.....	95
6.2	Theoretisches Verfahren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.....	102
6.3	Praktisches Verfahren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.....	103
6.4	Berechnungsbeispiele.....	106
6.4.1	B 70.....	107
6.4.2	Rechteckquerschnitt.....	113
7	Zusammenfassung.....	119
	Literaturverzeichnis.....	123
	Abbildungsverzeichnis.....	127
	Tabellenverzeichnis.....	133
	Anlagenverzeichnis.....	137
	Anlagen.....	139

Abkürzungsverzeichnis

a	Hebelarm zur Bestimmung des Biegemoments am Schienenaufleger
AG	Aktiengesellschaft
AM400	Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil einer Länge von 400 mm
AM500	Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil einer Länge von 500 mm
B70	Schwelle mit der originalen B 70-Geometrie
B70V	Schwelle mit einer vereinfachten B 70-Geometrie
CAD	Computer-Aided Design
CD	Komiteeentwurf
DB	Deutsche Bahn
DBS	Deutsche Bahn Standard
DIN	Deutsches Institut für Normung
EN	Europäische Norm
F	Belastung durch Einzellasten
FE	Finite-Elemente(-Berechnung)
FEM	Finite-Elemente-Methode
GEA	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Einzellasten bei Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil
GET	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Einzellasten bei Lagerung mit teilweise gebettetem Mittelteil
GEV	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Einzellasten bei vollflächiger Lagerung
GF	Glasfaser
GSA	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Streckenlasten bei Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil
GSV	Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Streckenlasten bei vollflächiger Lagerung
HR	Handrechnung
ISO	Internationale Organisation für Normung

Abkürzungsverzeichnis

Lt	Lasttonne
m	Hebelarm zur Bestimmung des Biegemoments in Schwellenmitte
ORE	Forschungs- und Versuchsanstalt des UIC
P0	Aufbringung keiner theoretischen Vorspannkraft
P320	Aufbringung einer theoretischen Vorspannkraft von 320 kN
PE-HD	Polyethylen hoher Dichte
q125	Belastung durch Streckenlasten einer Länge von 125 mm
q150	Belastung durch Streckenlasten einer Länge von 150 mm
q300	Belastung durch Streckenlasten einer Länge von 300 mm
q400	Belastung durch Streckenlasten einer Länge von 400 mm
Ril	Richtlinie der DB Netz AG
TB400	Lagerung mit teilweise gebettetem Mittelteil einer Länge von 400 mm
TB500	Lagerung mit teilweise gebettetem Mittelteil einer Länge von 500 mm
TTC	Transportation Technology Center
TU	Technische Universität
UIC	Internationaler Eisenbahnverband
VEA	Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Einzellasten bei Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil
VEV	Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Einzellasten bei vollflächiger Lagerung
VL	Vollflächige Lagerung
VSA	Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Streckenlasten bei Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil
VSV	Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Streckenlasten bei vollflächiger Lagerung

Parameter- und Variablenverzeichnis

Die Bezeichnungen mancher Parameter und Variablen weichen von der Originalquelle ab. Dies ist gewollt und wurde vor dem Hintergrund einer einheitlichen Verwendung der Parameter und Variablen in dieser Arbeit umgesetzt.

Parameter und Variablen in Kapitel 2

a	Dämpfung der Zwischenlage nach DIN EN 13146-3	[-]
k_{1d}	Faktor zur Berücksichtigung außergewöhnlicher Belastungen bei der dynamischen Prüfung	[-]
k_{1s}	Faktor zur Berücksichtigung außergewöhnlicher Belastungen bei der statischen Prüfung	[-]
k_{2d}	Faktor zur Berücksichtigung unfallbedingter Belastungen bei der dynamischen Prüfung	[-]
k_{2s}	Faktor zur Berücksichtigung unfallbedingter Belastungen bei der statischen Prüfung	[-]
k_3	Faktor zur Berücksichtigung unfallbedingter Belastungen bei der Ermüdungsprüfung	[-]
k_d	Faktor zur Berücksichtigung der Lastverteilung der Schiene in Gleislängsrichtung	[-]
k_i	Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung	[-]
k_p	Faktor zur Berücksichtigung der Dämpfung der Zwischenlage	[-]
k_r	Faktor zur Berücksichtigung von Unregelmäßigkeiten der Schwellenlagerung in Gleislängsrichtung	[-]
k_v	Faktor zur Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit	[-]
F_A	Statische Achslast des Schienenfahrzeugs	[kN]
F_k	Charakteristische dynamische Stützpunktlast	[kN]
F_R	Statische Radlast des Schienenfahrzeugs	[kN]
F_{St}	Stützpunktlast nach dem Verfahren „Zimmermann“	[kN]
V	Fahrgeschwindigkeit	[km/h]

Parameter und Variablen in Kapitel 3

α	Hilfsgröße	[mm ⁻¹]
β	Hilfsgröße	[mm ⁻¹]
φ	Neigungswinkel	[rad]
a_F	Hebelarm zur Bestimmung des Biegemoments am Schienenauflager im Lastfall Einzellasten	[mm]
a_{res}	Resultierender Hebelarm zur Bestimmung des Biegemoments am Schienenaflager	[mm]
b	Breite der Schwellenunterseite des untersuchten Querschnitts	[mm]
d	Hilfsgröße	[mm]
k_a	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lasteinleitungslänge auf den resultierenden Hebelarm	[-]
k_i	Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung	[-]
l_0	Schwellenlänge	[mm]
l_i	Schwellenabschnittslänge	[mm]
l_q	Lasteinleitungslänge	[mm]
m_F	Hebelarm zur Bestimmung des Biegemoments in Schwellenmitte im Lastfall Einzellasten	[mm]
ρ	Bettungsgegendruck	[N/mm ²]
q	Streckenlast	[N/mm]
x	Laufvariable	[mm]
y	Verformung bzw. Einsenkung	[mm]
A_i	Integrationskonstante	[mm]
B_i	Integrationskonstante	[mm]
C	Bettungsmodul	[N/mm ³]
E	Elastizitätsmodul der Schwelle	[N/mm ²]
F	Einzellast	[N]
I	Flächenträgheitsmoment des untersuchten Querschnitts	[mm ⁴]
L, L_i	Elastische Länge des untersuchten Querschnitts	[mm]

M	Biegemoment	[Nmm]
P	Vorspannkraft	[N]
Q	Querkraft	[N]
R	Lastresultierende	[N]

Parameter und Variablen in Kapitel 4

ε	Dehnung	[-]
σ	Spannung	[N/mm ²]
σ_{bw}	Biegewechselfestigkeit	[N/mm ²]
E	Elastizitätsmodul	[N/mm ²]
M	Biegemoment	[Nmm]
R_m	Zugfestigkeit des Stahls	[N/mm ²]
W	Widerstandsmoment des untersuchten Querschnitts	[mm ³]

Parameter und Variablen in Kapitel 5

σ	Spannung	[N/mm ²]
ρ	Dichte	[kg/m ³]
y	Verformung bzw. Einsenkung	[mm]
C	Bettungsmodul	[N/mm ³]
E	Elastizitätsmodul der Schwelle	[N/mm ²]
M	Biegemoment	[Nmm]
W	Widerstandsmoment des untersuchten Querschnitts	[mm ³]

Parameter und Variablen in Kapitel 6

$\Delta\sigma_{c,c+s+r,t1}$	Gesamtverlust der Vorspannung im Beton zum Zeitpunkt der Prüfung	[N/mm ²]
-----------------------------	--	----------------------

Parameter- und Variablenverzeichnis

$\Delta\sigma_{c,c+s+r,t2}$	Gesamtverlust der Vorspannung im Beton am Ende der Nutzungsdauer	[N/mm ²]
$\sigma_{ct,max}$	Biegezugspannungen unter Berücksichtigung der Momentenbeanspruchung und ggf. der verbleibenden Vorspannkraft	[N/mm ²]
a	Dämpfung der Zwischenlage nach DIN EN 13146-3	[-]
$a_{F,i}$	Ablesewert des Hebelarms zur Bestimmung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger	[mm]
$a_{res,i}$	Resultierender Hebelarm zur Bestimmung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger	[mm]
b_{SF}	Breite des Schienenfußes	[mm]
b_U	Breite der Schwellenunterseite des untersuchten Querschnitts	[mm]
e_P	Exzentrizität der Vorspannkraft	[mm]
$f_{ct,fl,fat}$	Dauerbiegezugfestigkeit des Betons bzw. Dauerbiegefestigkeit des Materials	[N/mm ²]
$f_{ct,fl,t1}$	Biegezugfestigkeit des Betons bzw. Biegefestigkeit des Materials zum Zeitpunkt der Prüfung	[N/mm ²]
k_{1d}	Faktor zur Berücksichtigung außergewöhnlicher Belastungen bei der dynamischen Prüfung	[-]
k_{1s}	Faktor zur Berücksichtigung außergewöhnlicher Belastungen bei der statischen Prüfung	[-]
k_{2d}	Faktor zur Berücksichtigung unfallbedingter Belastungen bei der dynamischen Prüfung	[-]
k_{2s}	Faktor zur Berücksichtigung unfallbedingter Belastungen bei der statischen Prüfung	[-]
k_3	Faktor zur Berücksichtigung unfallbedingter Belastungen bei der Ermüdungsprüfung	[-]
$k_{a,j}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lasteinleitungslänge auf den resultierenden Hebelarm	[-]
$k_{d,i}$	Faktor zur Berücksichtigung der Lastverteilung der Schiene in Gleislängsrichtung	[-]
$k_{i,a}$	Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung bzgl. des Biegemoments am Schienenaufleger	[-]
$k_{i,m}$	Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung bzgl. des Biegemoments in Schwellenmitte	[-]
k_p	Faktor zur Berücksichtigung der Dämpfung der Zwischenlage	[-]

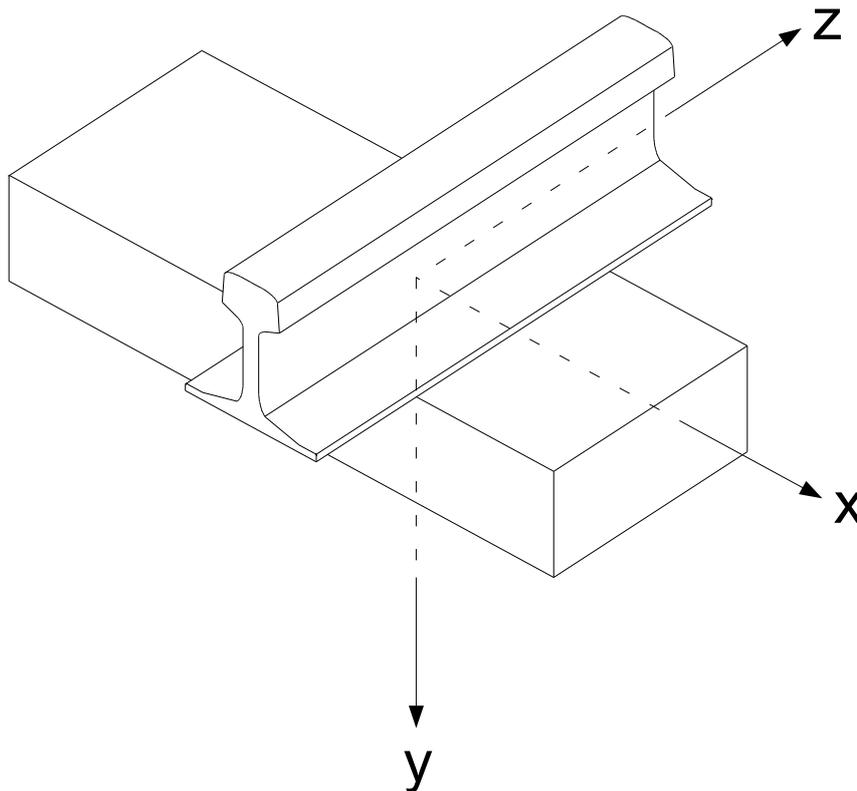
Parameter- und Variablenverzeichnis

k_r	Faktor zur Berücksichtigung von Unregelmäßigkeiten der Schwellenlagerung in Gleislängsrichtung	[-]
k_{r1}	Faktor zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität	[-]
k_{r2}	Faktor zur Berücksichtigung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit der Schwelle	[-]
k_v	Faktor zur Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit	[-]
$l_{q,res}$	Resultierende Länge der Lasteinleitung	[mm]
$m_{F,i}$	Hebelarm zur Bestimmung des Biegemoments in Schwellenmitte	[mm]
$y_{SP,oben}$	Abstand von der Schienenfußunterseite zur Schwerachse des Untersuchungsquerschnitts	[mm]
A	Fläche des untersuchten Querschnitts	[mm ²]
C, C_j	Bettungsmodul	[N/mm ³]
E	Biege-Elastizitätsmodul der Schwelle	[N/mm ²]
F_A	Statische Achslast des Schienenfahrzeugs	[N]
$F_{k,i}$	Charakteristische dynamische Stützpunktlast	[N]
F_R	Statische Radlast des Schienenfahrzeugs	[N]
$F_{R,k}$	Charakteristische Radlast des Schienenfahrzeugs	[N]
$F_{St,i}$	Stützpunktlast nach „Zimmermann“	[N]
I	Flächenträgheitsmoment des untersuchten Querschnitts	[mm ⁴]
$L_{a,j}, L_{m,j}$	Elastische Länge des untersuchten Querschnitts	[mm]
$M_{a,pos,i}$	Positives Biegemoment am Schienenaufleger	[Nmm]
M_k	Charakteristisches Biegemoment	[Nmm]
$M_{k,a,neg}$	Charakteristisches negatives Biegemoment am Schienenaufleger	[Nmm]
$M_{k,a,pos}$	Charakteristisches positives Biegemoment am Schienenaufleger	[Nmm]
$M_{k,m,neg}$	Charakteristisches negatives Biegemoment in Schwellenmitte	[Nmm]
$M_{k,m,pos}$	Charakteristisches positives Biegemoment in Schwellenmitte	[Nmm]
$M_{m,i}$	Biegemoment in Schwellenmitte	[Nmm]

Parameter- und Variablenverzeichnis

$M_{r,pos,i}$	Positives Biegemoment am Schienenaufleger	[Nmm]
$P_{m,t1}$	Vorspannkraft zum Zeitpunkt der Prüfung der Schwelle	[N]
$P_{m,t2}$	Verbleibende Vorspannkraft am Ende der Nutzungsdauer der Schwelle	[N]
V	Fahrgeschwindigkeit	[km/h]
W	Widerstandsmoment des untersuchten Querschnitts	[mm ³]

Verwendetes Koordinatensystem



Kurzfassung

Dem Schotteroberbau kommt in Deutschland auch heute noch eine bedeutende Rolle zu. Eine der Kernkomponenten dieser Oberbauform stellt die Schwelle dar. Beton ist dabei das am häufigsten eingesetzte Schwellenmaterial. Außerdem sind Schwellen aus Beton die einzigen, welche einer standardisierten Eignungsuntersuchung unterzogen werden müssen. Für Schwellen aus anderen Materialien existieren dagegen keine einheitlichen Methoden zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Für die vorliegende Arbeit wurde diese Situation zum Anlass genommen, um ein materialunabhängiges Vorgehen zur Berechnung von Schwellenbeanspruchungen zu erarbeiten, dieses Vorgehen in ein Konzept zur Ermittlung von Anforderungen einzubinden und ein Verfahren für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen zu entwerfen.

Zu diesem Zweck wurde eine Vielzahl an Berechnungen durchgeführt. Um eine Schwelle im Schotter abzubilden, erfolgte hierfür die Verwendung der Theorie des elastisch gebetteten Balkens. Durch die Analyse der Ergebnisse war die Herstellung einer Verbindung zwischen den ermittelten Werten möglich. Anhand einer zusätzlichen Skalierung der Berechnungsergebnisse über einen Faktor konnte daraufhin eine Methode zur materialunabhängigen Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Schwellen geschaffen werden. Dieses Verfahren besitzt allerdings ausschließlich Gültigkeit für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts. Unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode und der Durchführung unabhängiger Berechnungen konnten die Ergebnisse der Untersuchungen nach der Theorie des elastisch gebetteten Balkens bestätigt werden.

Zusätzlich zum eigentlichen Verwendungszweck der materialunabhängigen Berechnungsmethode lässt sich das Verfahren außerdem zur Ermittlung der Beanspruchungen von Rippenplatten verwenden. Hierfür kann das Verfahren jedoch nicht direkt eingesetzt werden, sondern ist um wenige zusätzliche Schritte zu erweitern.

Mithilfe der neu entwickelten Berechnungsmethode war darüber hinaus die Erarbeitung eines Konzepts zur Ermittlung von Anforderungen an Schwellen möglich. Hierbei fanden, neben der reinen Bestimmung der einwirkenden Momente, Aspekte wie die Überprüfung einer gleichbleibenden Produktqualität oder die Sicherstellung der Leistungsfähigkeit der Schwelle über die Nutzungsdauer Berücksichtigung. In Verbindung mit den so definierten Anforderungen konnten außerdem Vorgaben zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit entwickelt werden.

Abstract

The ballasted superstructure still plays an important role in German railway tracks today. One of the core components of this superstructure design is the sleeper. Currently, concrete is the most frequently used sleeper material. In addition, concrete sleepers are the only ones that have to undergo a standardised suitability test, while there are no consistent methods for verifying serviceability of sleepers made of other materials. For the present work, this situation was taken as an opportunity to develop a material-independent procedure for the calculation of sleeper stresses, to integrate this procedure in a concept to determine requirements and to conceive a process for the verification of the serviceability of sleepers of all material types.

A large number of calculations have been carried out for this purpose. In order to represent a sleeper in ballast, the theory of a beam on elastic foundation was used. By analysing the results, it was possible to establish a connection between the determined values. By applying an additional scaling factor to the calculation results, a method for the material-independent determination of bending moments acting on sleepers could be created. However, this procedure is only valid for sleepers of constant cross-section. Using the finite element method and performing independent calculations, the results of the investigations according to the theory of a beam on elastic foundation were confirmed.

In addition to the actual application of the material-independent calculation method, the procedure can also be used to determine the stresses on base plates. A direct utilisation of the new method is not possible. Therefore, it must be extended by several additional steps.

The newly developed calculation method also made it possible to work out a concept for ascertaining requirements for sleepers. Besides the mere determination of the acting moments, aspects such as checking a constant product quality or ensuring the sleeper performance over the service life were taken into account. In connection with the requirements defined in this way, specifications for the proof of serviceability could also be developed.

1 Einführung

Die Betriebslänge des deutschen Eisenbahnnetzes beträgt 33.440 km und umfasst dabei eine Länge aller Gleise von insgesamt 61.059 km [1]. Hinsichtlich des Oberbaus können diese Strecken in zwei Kategorien unterteilt werden – den Schotteroberbau sowie die Feste Fahrbahn. Mit einer Länge von ca. 1.300 km [2] beträgt der Anteil Fester Fahrbahn am deutschen Streckennetz in etwa 2 % und ist damit vergleichsweise gering. Im Umkehrschluss beläuft sich die Länge der Strecken in Schotterbauweise auf ungefähr 59.700 km und umfasst damit ca. 98 % der Streckenlänge des Netzes. Somit wird deutlich, dass dem Schotteroberbau in Deutschland auch in der heutigen Zeit eine wesentliche Rolle zukommt.

Als eine der zentralen Komponenten des Schotteroberbaus ist hierbei die Schwelle zu sehen. Diese unterlag, von der Einführung des Querschwellengleises bis in die Gegenwart, einer Veränderung in Bezug auf das verwendete Material. Zunächst kamen vorrangig Holzschwellen zum Einsatz. Dies änderte sich jedoch mit der Entwicklung und Einführung von Betonschwellen Mitte des 20. Jahrhunderts.

Gegenwärtig müssen Betonschwellen vor dem Einsatz im Gleis auf ihre Eignung untersucht werden. Zu diesem Zweck erfolgt eine rechnerische Ermittlung der auf die Schwellen wirkenden Momentenbeanspruchungen. Anhand dieser Werte wird eine versuchstechnische Prüfung vorgenommen und somit sichergestellt, dass die Schwellen die berechneten Momente abtragen können. Für Schwellen aus anderen Materialien existieren dagegen keine standardisierten Methoden zur Berechnung der Momentenbeanspruchungen. Außerdem sind für die meisten Schwellentypen und -materialien keine Versuche definiert, mit denen eine Überprüfung der Eignung für den Einsatz im Gleis durchgeführt werden könnte.

Diese Situation ist für Holzschwellen auf die geschichtliche Entwicklung zurückzuführen. Im Laufe der Zeit wurden Schwellen verschiedener Querschnitte und Längen auf den Strecken verbaut. Auf Basis der unter Betrieb gesammelten Erfahrungen konnte somit die bestmögliche Parameterkombination ermittelt werden. Zusätzlich erfolgte auch eine Variation der verwendeten Holzarten. Dies war jedoch vorrangig auf die Verfügbarkeit und Dauerhaftigkeit der Hölzer zurückzuführen. [3] Die mehr als 150-jährige Praxiserfahrung hat dabei ein gewisses Vertrauen in Schwellen aus Holz generiert. Dieses Vertrauen bildet auch heute noch die Grundlage für den Einsatz von Holzschwellen ohne anwendungsbezogene Eignungsnachweise.

1 Einführung

In den vergangenen Jahren hat allerdings das Interesse an Alternativen zu Holzschwellen stark zugenommen. Mögliche Gründe hierfür sind die bedingte Verfügbarkeit geeigneter Hölzer sowie die erheblichen Einschränkungen in Bezug auf die Verwendung von imprägnierten Holzschwellen. Diese Beschränkungen sind auf die potenziell gesundheits- und umweltschädlichen Auswirkungen üblicherweise verwendeter Imprägniermittel zurückzuführen. [4]

Kunststoffschwellen, welche in der jüngeren Vergangenheit vermehrt entwickelt wurden, stellen ein mögliches Ersatzprodukt für Holzschwellen dar [4]. Abhängig von der Bauteilkonstruktion, der Materialzusammensetzung und dem Herstellungsverfahren können Schwellen aus Kunststoff jedoch extrem unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Da ein Einsatz neuer Schwellenmaterialien und -querschnitte aus heutiger Sicht grundsätzlich nur nach erfolgter sicherheitstechnischer Untersuchung und erbrachtem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit denkbar ist, wäre dementsprechend das Wissen über zweckmäßige Anforderungswerte oder Untersuchungsmethoden für verschiedenartige Kunststoffschwellentypen notwendig.

Gegenwärtig bestehen allerdings keine fundierten Methoden zur Ermittlung der benötigten Anforderungswerte. Geeignete und ausreichend auf ihre Umsetzbarkeit geprüfte Untersuchungsmethoden sind ebenso nicht vorhanden. Insofern sind für neuartige, bis dato noch nicht hinreichend erprobte Schwellenmaterialien oder -querschnitte analytische und versuchstechnische Ansätze notwendig. Dabei müssen zum einen sicherheitsrelevante Gesichtspunkte und zum anderen Aspekte der Gebrauchstauglichkeit abgedeckt werden. Eine Ausrichtung solcher Ansätze speziell auf Kunststoffschwellen wäre dabei allerdings nicht zielführend. Da sich allein verschiedene Kunststoffschwellentypen stark in ihren Eigenschaften unterscheiden können und eine Betrachtung anderer Schwellenmaterialien ebenso ein potentielles Anwendungsgebiet darstellt, sind breiter aufgestellte Methoden hierbei als sinnvoller zu erachten.

Daher war es das Ziel dieser Arbeit ein materialunabhängiges Verfahren zur Ermittlung von Schwellenbeanspruchungen zu erarbeiten und dieses Verfahren in ein Konzept zur Berechnung von Schwellenanforderungen zu integrieren. Außerdem sollten die für Betonschwellen erforderlichen Versuche in Hinblick auf die Hintergründe, Bewertungskriterien und Ziele theoretisch untersucht sowie gegebenenfalls konzeptionell überarbeitet werden, um somit die Basis für ein materialunabhängiges Prüfprogramm zu schaffen.

2 Stand der Technik

Schwellen stellen eine Kernkomponente des Schotteroberbaus dar. In der Vergangenheit hat sich der Systemstandard für dieses Bauteil allerdings immer wieder verändert. So sind heute Schwellen unterschiedlicher Materialien, Querschnitte und Längen in den Netzen zu finden. Für verschiedene Anwendungsfälle besteht auch gegenwärtig noch der Bedarf an unterschiedlichen Schwellentypen.

2.1 Derzeit eingesetzte Materialien und Typen von Eisenbahnschwellen

Bau, Betrieb und Instandhaltung des deutschen Eisenbahnnetzes liegen in der Verantwortung der DB Netz AG. In deren Zuständigkeitsbereich ist der Ausrüstungsstandard des Schotteroberbaus für Gleise und Weichen durch die Richtlinie (Ril) 820.2010 [5] definiert. Dabei besitzen die Festlegungen der Richtlinie grundsätzliche Gültigkeit für Beanspruchungen mit Radsatzlasten bis 22,5 t. Für Streckenabschnitte mit einer planmäßigen Beanspruchung mit Radsatzlasten von 22,5 t bis 25,0 t sind gesonderte Anforderungen zu beachten. Die tägliche Gleisbelastung sowie die zulässige Höchstgeschwindigkeit bilden nach Ril 820.2010 den Rahmen für die Auswahl der Oberbaukomponenten. Hierbei wird zwischen Gleisbelastungen von höchstens 10.000 Lt/d, mehr als 10.000 Lt/d und weniger als 30.000 Lt/d sowie mindestens 30.000 Lt/d unterschieden. Darüber hinaus sind für die Wahl der Schwellen drei Geschwindigkeitsgrenzwerte zu berücksichtigen. Bei einer Gleisbelastung von bis zu 10.000 Lt/d darf hierbei die zulässige Höchstgeschwindigkeit maximal 120 km/h betragen. Für größere zulässige Höchstgeschwindigkeiten sind die Ausrüstungsstandards der beiden anderen Belastungskategorien heranzuziehen. Diesbezüglich ist jedoch noch einmal zwischen Geschwindigkeiten kleiner als 160 km/h sowie 160 km/h und größer zu differenzieren. Unabhängig vom Schwellentyp oder Schwellenmaterial variiert die Vorgabe bezüglich des Schwellenabstandes in Abhängigkeit der Gleisbelastung und der zulässigen Höchstgeschwindigkeit. Für Gleisbelastungen von maximal 10.000 Lt/d ist ein Schwellenabstand von 65 cm vorgegeben. Eine Unterscheidung nach der Geschwindigkeit ist hierbei nicht vorgesehen, da die zulässige Höchstgeschwindigkeit dieser Belastungskategorie 120 km/h beträgt. Darüber hinaus ist bei Gleisbelastungen zwischen 10.000 Lt/d und 30.000 Lt/d für zulässige Geschwindigkeiten von bis zu 120 km/h ein Schwellenabstand von 65 cm vorzusehen. Zulässige Geschwindigkeiten größer als 120 km/h erfordern dagegen die Verwendung eines Schwellenabstandes von 60 cm. Dieser Schwellen-

2 Stand der Technik

lenabstand ist außerdem pauschal für Gleisbelastungen von mindestens 30.000 Lt/d anzunehmen. [5]

Gemäß der Richtlinie 820.2010 sind gegenwärtig drei unterschiedliche Schwellenmaterialien für Standardbauweisen einsetzbar. Dabei handelt es sich um Schwellen aus: [5]

- Beton
- Holz
- Stahl

Die Anforderungen an die Eigenschaften der unterschiedlichen Schwellentypen sind in den zugehörigen Deutsche Bahn Standards (DBS) festgehalten. Außerdem existiert für jede spezielle Schwellenform eine Regelzeichnung.

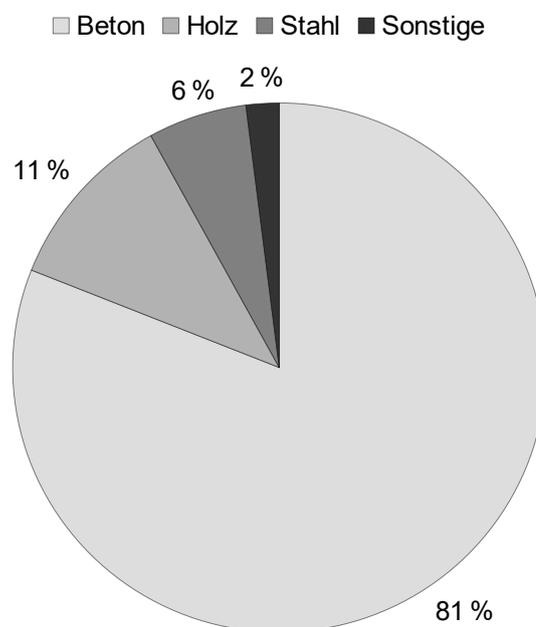


Abbildung 2.1: Prozentuale Verteilung der Materialien verbauter Gleisschwellen bei der DB Netz AG (Stand: September 2017) [6]

2.1.1 Betonschwellen

Schwellen aus Beton stellen heute den Standard im Oberbau des Deutschen Eisenbahnnetzes dar. Im September 2017 waren 81 % der Strecken mit Schwellen dieses Materials ausgerüstet (Abb. 2.1) [6]. Die Durchsetzung des Netzes mit einem solchen hohen Anteil an Betonschwellen erfolgte jedoch sukzessive und über einen langen Zeitraum. Hierbei wurden jeweils Schwellen entsprechend dem Stand der Technik verbaut.

2.1 Derzeit eingesetzte Materialien und Typen von Eisenbahnschwellen

Folglich sind heute verschiedenste Schwellendesigns auf den Strecken zu finden. Allerdings wurde die Produktion mancher Bauformen bereits eingestellt, weshalb diese als historisch zu klassifizieren sind. Für Gleisbelastungen von weniger als 30.000 Lt/d und Geschwindigkeiten kleiner als 160 km/h ist jedoch ein Einsatz aufbereiteter Schwellen möglich. Daher sind manche historischen Schwellentypen noch immer als Ausrüstungsstandard in der Ril 820.2010 aufgeführt. Zu diesen historischen Bauformen zählen die Typen B 55, B 58 und BS 66. [5]

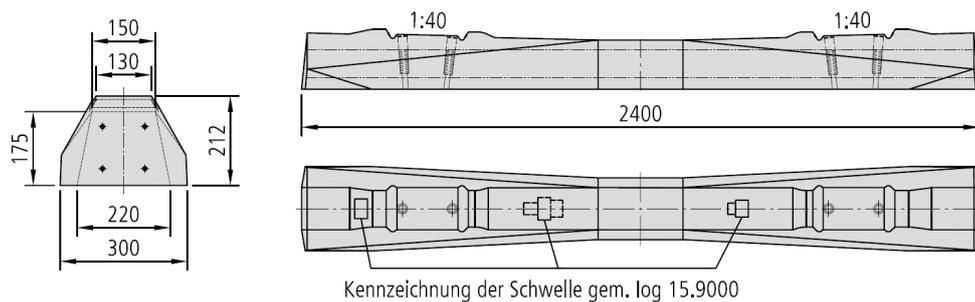


Abbildung 2.2: Spannbetonschwelle B 58 W-54 [7]

Die weiteren, in der Richtlinie 820.2010 genannten, Standardbauformen werden gegenwärtig noch produziert. Hierbei handelt es sich um die Schwellentypen B 70, B 90, B 06 FS und B 07. [5]

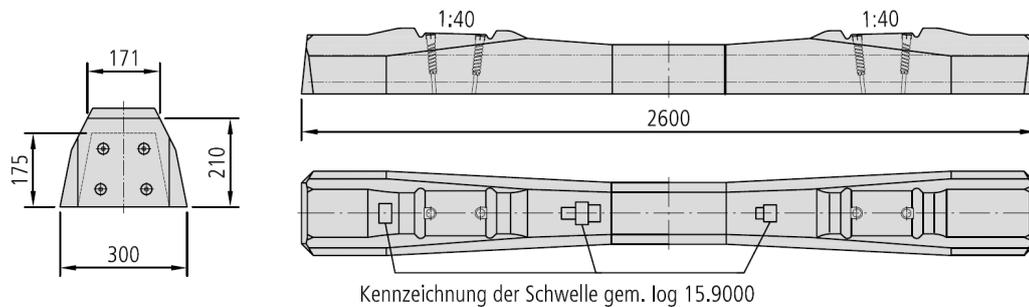


Abbildung 2.3: Spannbetonschwelle B 70 W-60/W-54 [7]

Von Seiten der Deutschen Bahn AG erfolgte im Jahr 2017 die Beschaffung von ca. 2,4 Mio. Gleisschwellen aus Beton. Davon war der größte Anteil der Bauform der B 70 zuzuordnen. Mit ca. 2,3 Mio. Stück machten die Schwellen dieses Typs in etwa 95 % des Gesamtvolumens aus. [8]

Bei den zuvor genannten Bauformen handelt es sich allerdings keineswegs um eine vollständige Übersicht über die derzeit hergestellten und zugelassenen Schwellentypen. Neben den aufgeführten Bauarten, welche für Standardsituationen zum Einsatz

2 Stand der Technik

kommen, existieren noch einige weitere. Entweder befinden sich diese Typen noch in der Phase der Betriebserprobung oder deren Einbau ist speziellen Randbedingungen vorbehalten.

Außerdem kommt Beton auch für die Produktion von Weichenschwellen zum Einsatz. Für diese gibt es jedoch keine Typenvielfalt, wie bei den Gleisschwellen. Aufgrund des Bedarfs an verschieden langen Schwellen in einer Weiche, mit Schienenbefestigungen an unterschiedlichsten Positionen, ist ein gleichbleibender Querschnitt über die gesamte Schwellenlänge notwendig. Im Jahr 2017 waren dabei 46 % aller Weichenschwellen bei der DB Netz AG aus Beton [9].

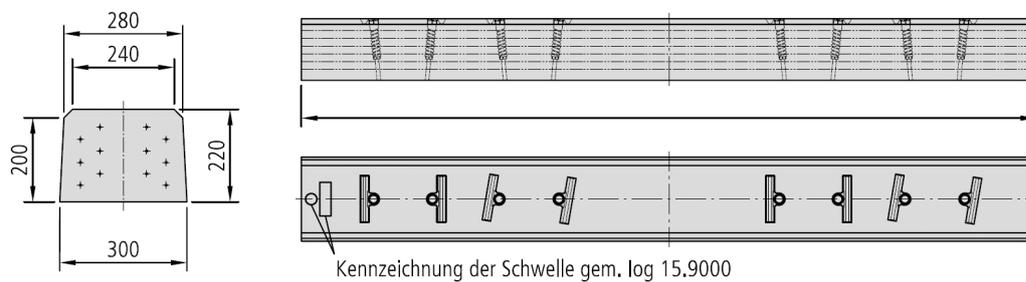


Abbildung 2.4: Spannbetonweichenschwelle für W-Oberbau [7]

Neben den typischen Weichenschwellen existieren die Bauformen der B 93 sowie der B 93.1. Bei diesen handelt es sich um Weichenschwellen mit einer festen Länge von 2.600 mm, definierten Positionen der Schienenbefestigungen und daher optimierten sowie reduzierten Querschnittsabmessungen.

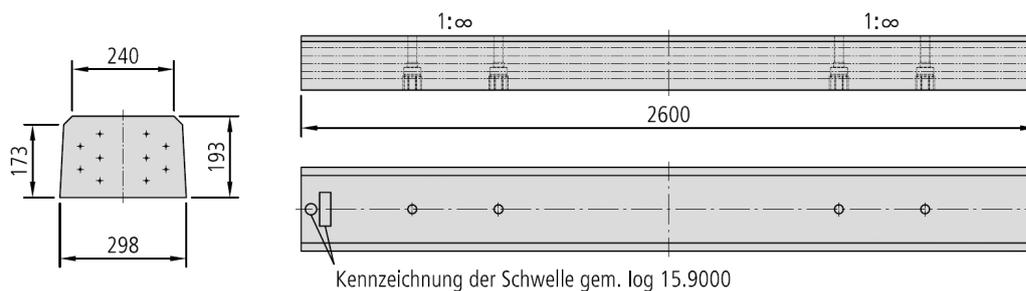


Abbildung 2.5: Spannbetonchwelle B 93 [7]

2.1 Derzeit eingesetzte Materialien und Typen von Eisenbahnschwellen

2.1.2 Holzschwellen

Eine Verwendung von Holzschwellen ist nach Ril 820.2010 standardmäßig im Bereich der Ablaufzonen von Rangieranlagen, in Gleisen mit Hemmschuhbetrieb sowie in Wagenfördereinrichtungen vorgesehen. Unter anderen Randbedingungen kommen Schwellen aus Holz nur dann zum Einsatz, wenn es aus konstruktiven Gründen erforderlich ist. In solchen Fällen darf die zulässige Höchstgeschwindigkeit, unabhängig von der täglichen Gleisbelastung, 160 km/h jedoch nicht übersteigen. Dies gilt dabei sowohl für Gleis-, als auch für Weichenschwellen. Hierbei ist ein Einsatz gebrauchter Holzschwellen grundsätzlich unzulässig. [5]

Holzschwellen sind in der heutigen Zeit im Gleisbereich, aufgrund des sehr begrenzten Anwendungsgebiets, als eine Art Nischenprodukt zu sehen. Dies spiegelt sich auch im prozentualen Anteil (11 %) der mit Schwellen dieses Materials ausgerüsteten Strecken wider (Abb. 2.1) [6]. In Bezug auf Weichenschwellen herrscht dagegen eine etwas andere Situation. Gemäß der Richtlinie 820.2010 sind für Weichen entweder Schwellen aus Beton oder aus Holz zu verwenden [5]. Da 46 % der Weichen bei der DB Netz AG mit Schwellen aus Beton ausgestattet sind, ist von einer Ausrüstung der übrigen 54 % der Weichen mit Schwellen aus Holz auszugehen [9].

2.1.3 Stahlschwellen

Stahlschwellen sind für keinen Bereich des deutschen Eisenbahnnetzes als Regelbauweise vorgesehen. Dementsprechend ist der Anteil an Strecken, welche mit Schwellen aus Stahl ausgerüstet sind, mit 6 % (Abb. 2.1) vergleichsweise gering [6].

Nichtsdestotrotz ist ein Einsatz von Stahlschwellen nach Ril 820.2010 unter bestimmten Voraussetzungen möglich. Hierbei können die Bauformen der St 82 (Stahltragschwelle) sowie der St 98 Y (Y-Stahlschwelle) verwendet werden. [5]

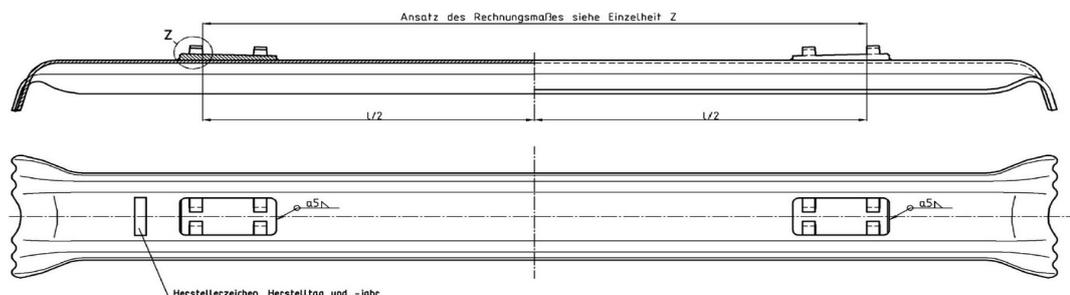


Abbildung 2.6: Stahltragschwelle St 82 K [10]

Als Entscheidungsgrundlage für den Einbau von Stahltragschwellen St 82 ist eine vergleichende Wirtschaftlichkeitsbetrachtung gegenüber Spannbetonschwellen vom Typ B 70 W-2,4 durchzuführen oder die technische Notwendigkeit nachzuweisen. Dies gilt allerdings nur für zulässige Geschwindigkeiten von höchstens 120 km/h und Gleisbelastungen von weniger als 30.000 Lt/d. Für zulässige Höchstgeschwindigkeiten von bis zu 160 km/h ist ein Einsatz von Schwellen des Typs St 82 lediglich im Einzelfall und dann auch nur aus konstruktiven Gründen gerechtfertigt. [5]

Auch für die Verwendung von Y-Stahlschwellen St 98 Y ist ein Nachweis der Wirtschaftlichkeit gegenüber Schwellen vom Typ B 70 W-2,4 oder ein Nachweis der technischen Notwendigkeit zu erbringen. Der Einsatz dieses Schwellentyps ist jedoch prinzipiell nur bis zu Geschwindigkeiten von maximal 120 km/h sowie für Gleisbelastungen von weniger als 20.000 Lt/d zulässig. [5]

2.2 Ermittlung der Anforderungen an Schwellen

Auf deutscher sowie europäischer Ebene existieren rechnerische Methoden zur Ermittlung von Anforderungen an Gleisschwellen aus Beton. Diese Konzepte beruhen zu großen Teilen auf den Erkenntnissen empirischer Daten. Im Rahmen der Frage D71 des Forschungs- und Versuchsamts des Internationalen Eisenbahnverbandes (ORE) wurden beispielsweise solche Daten erhoben und ausgewertet. Insbesondere der Bericht Nr. 9 über die „Beanspruchungen der Betonschwellen“ [11] ist im Zusammenhang mit den Hintergründen der rechnerischen Methoden von Interesse.

Im Bereich der Bestimmung von Anforderungen an Betonschwellen sind die beiden folgenden Verfahren zu nennen:

- UIC-Kodex 713: Bemessung von Monoblockschwellen aus Beton [12]
- DIN EN 13230-6: Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Bemessung [13]

Mittels dieser Berechnungsmethoden erfolgt die Bestimmung von Momenten. In Kombination der Momente mit Sicherheitsfaktoren bzw. Stoßbeiwerten werden die Anforderungen für Zulassungs- oder Regelprüfungen festgelegt.

Der UIC-Kodex 713 stammt aus dem Jahr 2004 und wurde als Empfehlung für die Schwellenbemessung herausgegeben. Zur Ermittlung der Prüfanforderungen kommt hierbei ein sehr handliches und mit geringem Zeitaufwand umzusetzendes Verfahren zum Einsatz. Bei der DIN EN 13230-6 von 2019 handelt es sich zwar um den Schlus-

sentwurf einer Norm, die Verfahren zur Bestimmung der Anforderungen wurden jedoch in einen informativen Anhang aufgenommen. Somit sind die beschriebenen Abläufe auch in diesem Fall als Empfehlung zu sehen. Im Vergleich mit dem Verfahren nach UIC-Kodex ist die Berechnung der Prüfkriterien nach DIN EN 13230-6 mit einem erheblich größeren zeitlichen Aufwand verbunden. Darüber hinaus ist eine Vielzahl zusätzlicher Eingangsdaten notwendig.

Für Schwellen aus Kunststoff befindet sich aktuell eine ISO-Norm in der Entstehung. Diese umfasst auf dem Entwurfsstand ISO CD 12856-3 [14] vom März 2019 ebenfalls einen Vorschlag zur Anforderungsbestimmung. Parallelen zum Vorgehen nach DIN EN 13230-6 sind sehr deutlich erkennbar.

Rechnerische Methoden zur Bestimmung von Versuchsanforderungen für Holz- oder Stahlschwellen sind nicht existent.

2.2.1 Bestimmung der dynamischen Stützpunktlast

Zur Festlegung von Anforderungen nach UIC-Kodex 713 oder DIN EN 13230-6 ist zunächst eine Ermittlung der Einwirkungen notwendig. Maßgebend sind hierbei die dynamischen Stützpunktlasten. Diese können auf Basis von statischen Achs- bzw. Radlasten und verschiedenen Faktoren bestimmt werden. Dabei dienen die Faktoren der Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit, der Lastverteilung der Schiene in Gleislängsrichtung, der Dämpfung der Zwischenlage sowie von Unregelmäßigkeiten der Schwellenlagerung in Gleislängsrichtung. Entsprechend dem UIC-Kodex 713 sind diese Faktoren mit einem γ und entsprechend der DIN EN 13230-6 mit einem k bezeichnet. Im Weiteren erfolgt die einheitliche Benennung der Faktoren mit einem k .

Für die beiden Verfahren stimmen die empfohlenen Werte zur Berücksichtigung der Lastverteilung der Schiene in Gleislängsrichtung, der Dämpfung der Zwischenlage sowie von Unregelmäßigkeiten der Schwellenlagerung in Gleislängsrichtung überein. Die Abbildung der Lastverteilung in Gleislängsrichtung kann durch einen festen Faktor erfolgen:

$$k_d = 0,5$$

Dieser ist im Fall der Verwendung von Schienen mit einem Gewicht von mindestens 46 kg/m sowie einem Schwellenabstand von maximal 650 mm gültig. Zu bevorzugen ist allerdings die alternativ dazu zulässige Ermittlung des Lastverteilungsfaktors mithilfe

2 Stand der Technik

des Verfahrens „Zimmermann“. Hierbei ist die Stützpunktlast F_{St} , unter Einbeziehung der Gesamtsteifigkeit des Oberbaus, zu ermitteln und ins Verhältnis mit der Radlast F_R zu setzen:

$$k_d = \frac{F_{St}}{F_R} \quad (2.1)$$

Des Weiteren ist der Dämpfungsfaktor zu wählen:

$$k_p = \begin{cases} 1,00 & \text{für Zwischenlagen mit niedriger Dämpfung } (a < 15\%) \\ 0,89 & \text{für Zwischenlagen mit mittlerer Dämpfung } (15\% \leq a \leq 30\%) \\ 0,78 & \text{für Zwischenlagen mit hoher Dämpfung } (a > 30\%) \end{cases}$$

Einzuordnen ist die Zwischenlage hierbei auf Basis von Versuchen nach DIN EN 13146-3 [15]. Zur Berücksichtigung von Unregelmäßigkeiten der Schwellenlagerung wird die Verwendung des nachstehenden Werts empfohlen:

$$k_r = 1,35$$

Der Faktor der Fahrgeschwindigkeit ergibt sich nach UIC-Kodex 713 zu:

$$k_v = \begin{cases} 0,50 & \text{für } V < 200 \text{ km/h} \\ 0,75 & \text{für } 200 \text{ km/h} \leq V \leq 300 \text{ km/h} \end{cases}$$

Dagegen erfolgt die Wahl des Geschwindigkeitsfaktors entsprechend der DIN EN 13230-6 folgendermaßen:

$$k_v = \begin{cases} 0,25 & \text{für } V \leq 60 \text{ km/h} \\ 0,25 + \frac{V - 60}{280} & \text{für } 60 \text{ km/h} < V < 200 \text{ km/h} \\ 0,75 & \text{für } V \geq 200 \text{ km/h} \end{cases}$$

Auf Basis der statischen Achslast F_A ist somit die Bestimmung der charakteristischen dynamischen Stützpunktlast F_k möglich.

$$F_k = \frac{F_A}{2} (1 + k_p k_v) k_d k_r \quad (2.2)$$

Abschließend ist noch der Aspekt von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung zu nennen. Entsprechend des UIC-Kodex 713 sind diese Fehler für die Beanspruchungen

2.2 Ermittlung der Anforderungen an Schwellen

am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte mit dem identischen Faktor zu berücksichtigen.

$$k_j = 1,60$$

Demgegenüber ist nach DIN EN 13230-6 zwischen den Auswirkungen der Lagerungsfehler für die verschiedenen Schwellenquerschnitte zu differenzieren. Zur Bestimmung der Anforderungen im Bereich des Schienenauflegers besteht die Empfehlung den Wert übereinstimmend mit dem UIC-Kodex anzusetzen.

$$k_{j,r} = 1,60$$

Für die Schwellenmitte kann der Faktor $k_{i,c}$ jedoch unterschiedlichste Werte annehmen. Diese reichen von 0,5 bis 2,5 und variieren nach Norm in Abhängigkeit des jeweiligen Landes, der Schwellenlänge sowie der Spurweite. Der Anlage A ist die entsprechende, detaillierte Aufstellung gemäß DIN EN 13230-6 zu entnehmen.

2.2.2 Bestimmung der Anforderungen

Den derzeit in Verwendung befindlichen Berechnungsmethoden liegen vereinfachte statische Modelle zugrunde. Diese basieren auf der Annahme der elastischen Lagerung der Schwelle im Schotter. Im Zusammenhang mit diesem Ansatz sind für das Verfahren nach UIC-Kodex 713 drei und für das nach DIN EN 13230-6 zwei verschiedene, maßgebende Lagerungsfälle zu berücksichtigen, welche in Abbildung 2.7 (S. 12) dargestellt sind. Fall (a) bildet hierbei den Zustand des frisch gestopften Oberbaus, mit einem auflagerfreien Bereich in Schwellenmitte ab. Der Fall (b) stellt die Situation eines teilverfestigten bzw. teilweise konsolidierten Oberbaus dar. Hierbei wird eine reduzierte Pressung im Mittenbereich der Schwelle, mit 50 % des Werts des Schienenauflegerbereichs, angesetzt. Fall (c) spiegelt den verfestigten oder konsolidierten Oberbau, mit einer gleichbleibenden Lagerung über die gesamte Schwellenlänge, wider. Als relevante Bereiche sind in allen Fällen die Querschnitte am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte zu sehen. Hierbei treten die betragsmäßig maximalen Momente am Schienenaufleger mit positiver und in Schwellenmitte mit negativer Wirkrichtung auf. Zusätzlich besteht die Möglichkeit der Erzeugung negativer Biegemomente am Schienenaufleger oder positiver Biegemomente in Schwellenmitte. Laut dem UIC-Kodex sowie der DIN EN 13230-6 sind diese Momente auf Rückpralleffekte infolge dynamischer Stoßbelastungen zurückzuführen [12], [13]. Folglich ist eine direkte Erfassung durch statische Berechnungsverfahren nicht möglich.

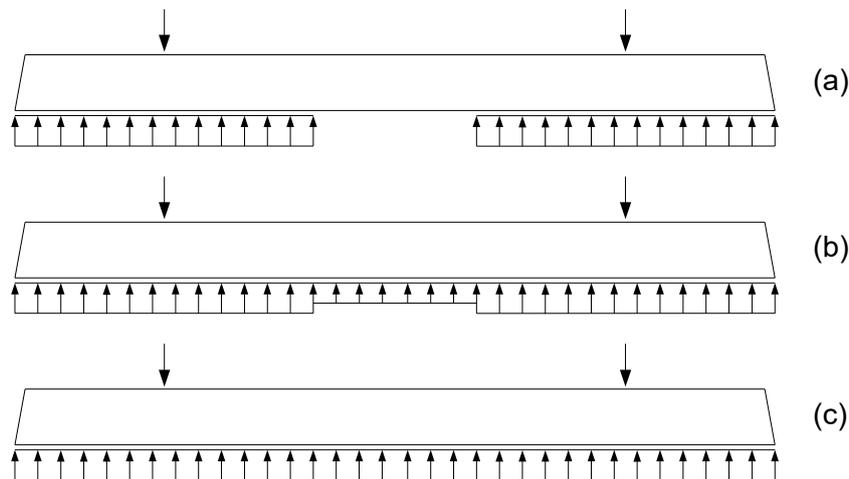


Abbildung 2.7: Theoretische Lagerungsfälle der Schwellenberechnung

Zur Ermittlung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger erfolgt der Ansatz des Lagerungsfalles (a) (Abb. 2.7). Dabei wird eine übereinstimmende Art und Ausdehnung der Auflagerung der Schwelle von der Schienenfußmittelachse bis zum Schwellenende sowie auf gleicher Länge in Richtung der Schwellenmitte angenommen. Die Abbildung der Gegenkraft der Bettung erfolgt hierbei in Form einer Streckenlast. Aufgrund der Symmetrie der Auflagerung sind die Resultierenden der Bettung auf halber Länge zwischen der Schienenfußmittelachse und dem Schwellenende bzw. in identischem Abstand in Richtung der Schwellenmitte anzusetzen. Zusätzlich folgt aus dieser Situation die Übereinstimmung der Größe beider resultierender Auflagerkräfte. Die Abbildung der Lasteinleitung erfolgt in Form einer Streckenlast, deren Länge der Breite des Schienenfußes entspricht. Unter Annahme einer Lastausbreitung von der Schienenfußkante bis zur Schwerachse des Querschnitts am Schienenaufleger ergibt sich die gesamte Lasteinleitungslänge. Die Lastausbreitung ist hierbei mit einem Winkel von 45° anzusetzen. Da die auf die Schwerachse projizierte Belastung wiederum als Streckenlast zu sehen ist, liegen die Resultierenden auf halber Länge zwischen der Schienenfußmittelachse und der Außenkante der Lastausbreitung. Die Ermittlung des Gesamthebelarms kann somit anhand der Positionen der Resultierenden der Lasteinleitung und der Auflagerung erfolgen. Unter Ansatz der dynamischen Stützpunktlast und dem Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung ist die Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger möglich.

Die Abbildungen 2.8 (S. 13) und 2.9 (S. 13) zeigen schematische Darstellungen der Modelle zur Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger nach UIC-Kodex 713 und DIN EN 13230-6.

2.2 Ermittlung der Anforderungen an Schwellen

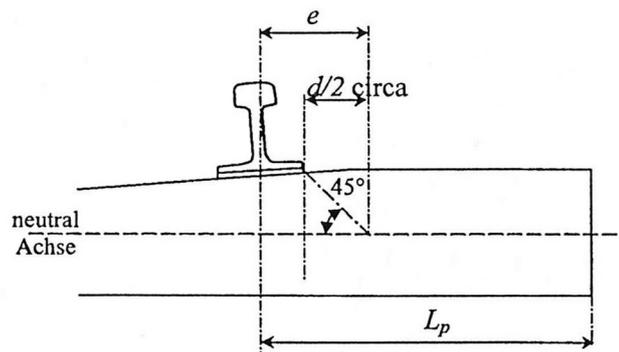


Abbildung 2.8: Modell für die Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger nach UIC-Kodex 713 [12]

Im Grundsatz existiert zwischen diesen beiden Verfahren nur ein Unterschied bezüglich der Festlegung der Schwerachse. Nach UIC-Kodex 713 kann die Schwerpunktlage vereinfachend auf halber Höhe des Querschnitts in der Achse der Schienenfußmitte angenommen werden. Dagegen ist gemäß DIN EN 13230-6 die rechnerisch exakte Lage des Schwerpunkts in besagter Achse zu verwenden.

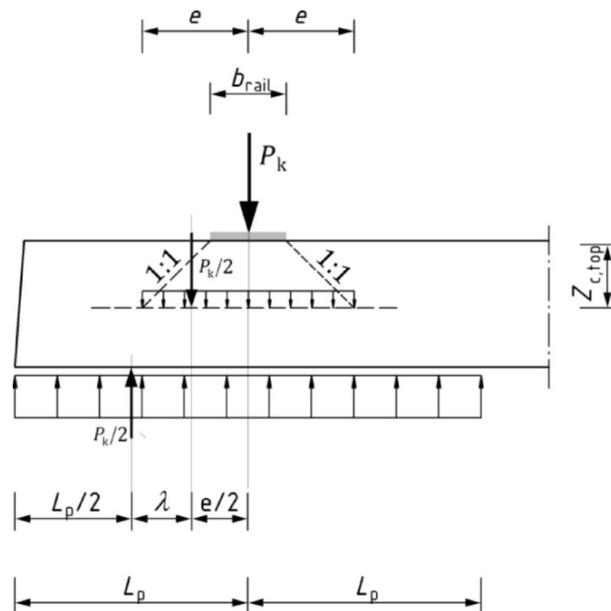


Abbildung 2.9: Modell für die Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger nach DIN EN 13230-6 [13]

Das negative Biegemoment am Schienenaufleger ist für beide Verfahren mit 50 % des positiven Biegemoments am Schienenaufleger anzunehmen.

Für die Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte sind größere Unterschiede im Vorgehen nach UIC-Kodex 713 und DIN EN 13230-6 festzustellen. Die nach UIC-Kodex 713 zu verwendende Methode beruht auf der Ermittlung des Flächen-

2 Stand der Technik

schwerpunktes der Auflagefläche der Halbschwelle. Hierbei ist zwischen den Lagerungsvarianten (b) und (c) (Abb. 2.7, S. 12) zu unterscheiden. Für Schwellen mit einer rechteckigen Auflagefläche besteht die Empfehlung, das negative Biegemoment in Schwellenmitte unter Ansatz der Lagerungsvariante (b) zu berechnen. In diesem Fall ist eine um 50 % reduzierte Pressung in Schwellenmitte anzunehmen. Durch die geringere Gewichtung des Mittenbereichs erfolgt eine Verschiebung des Flächenschwerpunktes in Richtung des Schwellenendes. Schwellen mit einer veränderlichen Breite der Unterseite, welche üblicherweise eine Verjüngung in Schwellenmitte aufweisen, sind unter Ansatz der Lagerungsvariante (c) zu berechnen. Hierbei erfolgt eine direkte Bestimmung der Schwerpunktlage der Schwellenauflagefläche. Unabhängig von der Form der Schwellenunterseite wird der resultierende Hebelarm anhand des Abstandes zwischen der Schienenfußmittelachse und dem Schwerpunkt der Auflagefläche ermittelt. In Verbindung mit der dynamischen Stützpunktlast und dem Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung kann die Berechnung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte erfolgen.

Variante (a) der Abbildung 2.10 (S. 15) zeigt die Verhältnisse für eine vollflächig gelagerte Schwelle mit rechteckiger Auflagefläche. Dementsprechend liegt der resultierende Schwerpunkt auf halber Länge zwischen Schwellenmitte und Schwellenende. Demgegenüber bildet Variante (b) die nach UIC-Kodex 713 empfohlene Berechnungsannahme für Schwellen mit konstanter Breite der Unterseite und Variante (c) die für Schwellen mit veränderlicher Breite der Unterseite beispielhaft ab.

Zur Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte nach DIN EN 13230-6 existiert kein direkt berechnendes Verfahren. In diesem Fall beruht das Vorgehen auf der Bestimmung des Moments anhand von Diagrammen. Laut der Norm wurden diese Diagramme auf Basis von Berechnungen elastisch gebetteter Balken mit begrenzter Länge erstellt. Dabei erfolgte die Untersuchung verschiedener Kombinationen von Querschnitten mit rechteckiger Auflagefläche. In allen Fällen wurde eine Einzellast von 100 kN und eine vollflächige Lagerung mit einem Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$ angesetzt. Mittels der Ergebnisse erfolgte die Erzeugung von Diagrammen für die Spurweite von 1.435 mm, bei Schwellenlängen zwischen 2.300 mm und 2.600 mm. Außerdem wurde ein Diagramm für die Spurweite von 1.668 mm, bei einer Schwellenlänge von 2.600 mm, erstellt. Die in Abbildung 2.11 (S. 16) mit „a“ gekennzeichnete Form der Auflagefläche diente als Basis für die Ermittlung der Diagrammwerte. Für den Fall trapezförmiger Übergänge zwischen Schwellenende und Schwellenmitte dürfen die aus

2.2 Ermittlung der Anforderungen an Schwellen

den Diagrammen abzulesenden Werte im Fall „b“ um 5 % bzw. im Fall „c“ um 10 % abgemindert werden.

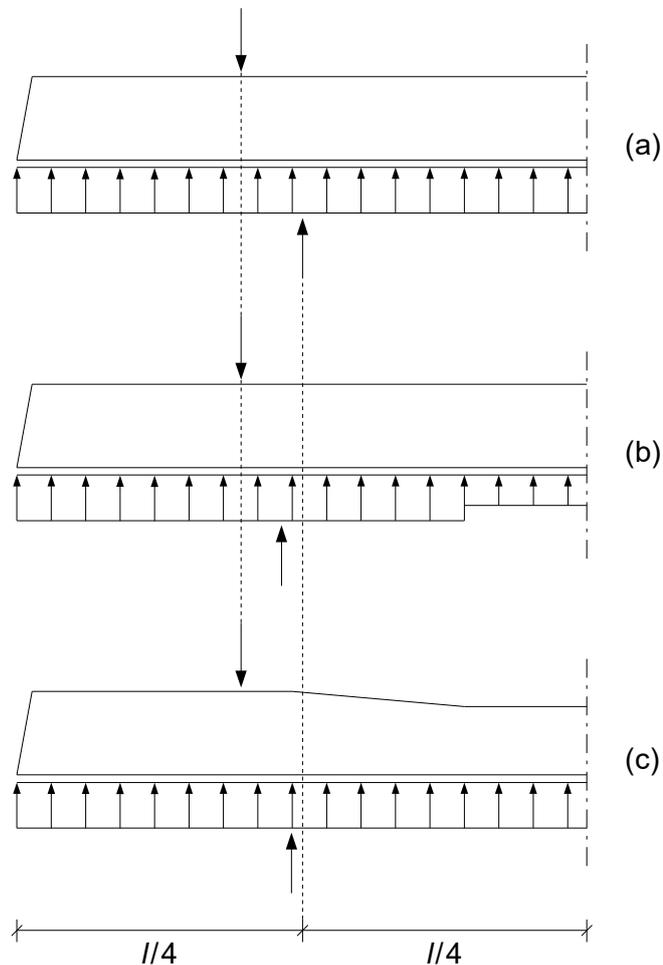


Abbildung 2.10: Berechnungsannahmen für die Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte

Das abgelesene und gegebenenfalls abgeminderte Mittenmoment ist mit dem Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung sowie dem Verhältnis der dynamischen Stützpunktlast und der für die Berechnung der Diagrammwerte angesetzten Stützpunktlast von 100 kN zu multiplizieren. Auf diese Weise kann das negative Biegemoment in Schwellenmitte bestimmt werden. Grundsätzlich ist die Anwendung dieses Verfahrens jedoch auf Schwellen mit einem Flächenträgheitsmoment am Schienenauflegerquerschnitt von $200 \times 10^6 \text{ mm}^4 \pm 20 \%$ beschränkt.

Für die deutschen Standardschwellentypen der B 70, B 90 oder B 07 ist dieses Verfahren somit einsetzbar. Eine Bestimmung von Mittenmomenten der historischen Bauformen der B 55 oder B 58 ist dagegen nicht möglich, da die Flächenträgheitsmomente dieser Schwellentypen außerhalb des angegebenen Toleranzbereichs liegen.

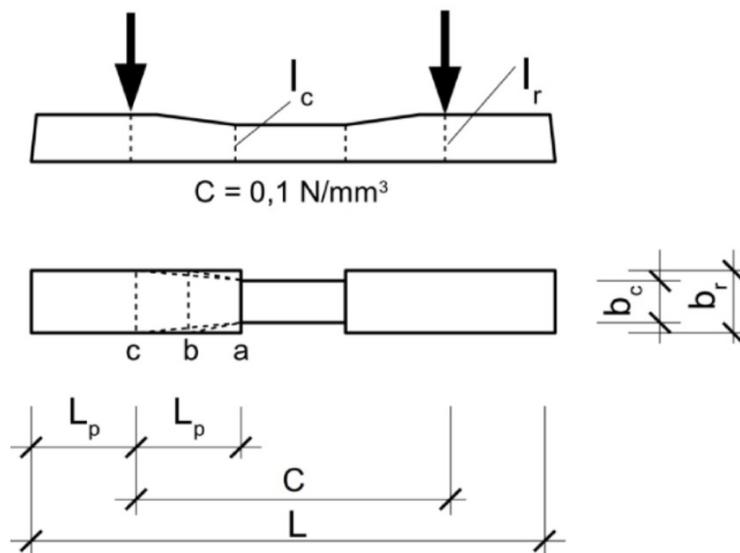


Abbildung 2.11: Modellannahmen für die Berechnung der Datenbasis der Diagramme zur Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte nach DIN EN 13230-6 [13]

Das positive Biegemoment in Schwellenmitte ist sowohl nach UIC-Kodex 713, als auch nach DIN EN 13230-6 mit 70 % des negativen Biegemoments anzunehmen.

Eine Besonderheit stellt die Berechnung des negativen Mittenmoments für Meterspurschwellen nach DIN EN 13230-6 dar. Unter Annahme einer konstanten Breite der Schwellenunterseite ist das Moment entsprechend dem Ansatz nach Variante (a) der Abbildung 2.10 (S. 15) zu ermitteln. In diesem Fall ist das positive Biegemoment in Schwellenmitte wertmäßig mit dem negativen Biegemoment in Schwellenmitte gleichzusetzen.

Neben den beschriebenen Verfahren ist gemäß DIN EN 13230-6 die Ermittlung der Momente ebenso unter Verwendung des Rechenmodells des elastisch gebetteten Balkens zulässig. Hierbei soll die Berechnung mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt werden. Zur Modellierung der Schwelle sind Balken- oder Volumenelemente zu verwenden. Dabei ist die Belastung in Form einer Streckenlast aufzubringen, deren Länge der Lasteinleitungslänge entspricht. Zur Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger soll die Lagerung analog zur Abbildung 2.9 (S. 13) gewählt werden. Für die Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte ist eine vollflächige Lagerung der Schwelle anzusetzen. In allen Fällen soll hierbei die Festlegung eines konstanten Bettungsmoduls für die aufgelagerten Bereiche erfolgen.

Zur Definition der Anforderungen sind neben den Momenten noch zusätzliche Parameter notwendig. Diese dienen der Widerspiegelung verschiedener Belastungssituatio-

2.2 Ermittlung der Anforderungen an Schwellen

nen. Grundsätzlich ist zwischen drei verschiedenen Arten der Beanspruchung zu unterscheiden:

- übliche Betriebsbelastung
- außergewöhnliche Belastung
- unfallbedingte Belastung

Nach UIC-Kodex 713 bilden die ermittelten Momente das Anforderungsniveau der üblichen Betriebsbelastung direkt ab. Um diese Anforderungen gemäß DIN EN 13230-6 zu bestimmen, sind dagegen die Momente für Spannbetonschwellen mit einem Faktor k_t zu beaufschlagen. Dieser dient der Berücksichtigung der zeitabhängigen Verluste der Vorspannkraft sowie der Differenz aus statischer Biegezugfestigkeit und Dauerbiegezugfestigkeit des Betons. Hierbei ist für jedes Moment eine unabhängige Ermittlung des Faktors notwendig. Hintergrund ist die mit der Zeit abnehmende Leistungsfähigkeit von Spannbetonschwellen. Daher erfolgt eine Erhöhung der Anforderungen an Schwellen jungen Alters, um eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit der Schwellen am Ende der Nutzungsdauer sicherzustellen.

Zur Berücksichtigung des Auftretens außergewöhnlicher Belastungen sind die Momente ebenfalls mit einem Faktor anzuheben. Ursächlich für derartige Beanspruchungen können beispielsweise stark überladene Güterwagen oder Räder mit kleineren Flachstellen sein [13]. Die Abbildung außergewöhnlicher Belastungen erfolgt für die statischen Prüfungen durch den Faktor k_{1s} . Für die dynamischen Prüfungen kommt der Faktor k_{1d} zur Anwendung.

Eine Einbeziehung unfallbedingter Belastungen erfolgt ebenso durch eine faktorielle Erhöhung der Momente. Diese Beanspruchungen können beispielsweise durch Räder mit größeren Flachstellen oder die Entgleisung einzelner Achsen hervorgerufen werden [13]. Berücksichtigung finden die unfallbedingten Belastungen für die statischen Prüfungen durch den Faktor k_{2s} . Im Zusammenhang mit den dynamischen Prüfungen ist der Faktor k_{2d} zu verwenden.

Nach UIC-Kodex 713 wird der Ansatz fester Werte für die Faktoren empfohlen.

$$k_{1s} = 1,8$$

$$k_{1d} = 1,5$$

$$k_{2s} = 2,5$$

$$k_{2d} = 2,2$$

Diese sind gemäß DIN EN 13230-6 mit einer Korrektur zu versehen.

$$k_{1s} = 1,8 \frac{0,5}{k_d}$$

$$k_{1d} = 1,5 \frac{0,5}{k_d}$$

$$k_{2s} = 2,5 \frac{0,5}{k_d}$$

$$k_{2d} = 2,2 \frac{0,5}{k_d}$$

Auch für die Ermüdungsprüfung sind die Auswirkungen unfallbedingter Belastungen zu berücksichtigen. Hierbei erfolgt die Anwendung des Faktors k_3 . Dem UIC-Kodex 713 ist jedoch keine Empfehlung eines anzusetzenden Werts zu entnehmen. Dagegen existiert gemäß DIN EN 13230-6 ein Vorschlag zur Festlegung dieses Faktors.

$$k_3 = 2,5 \frac{0,5}{k_d}$$

2.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit kann auf zwei verschiedene Weisen erfolgen. Hierbei ist zwischen einem theoretischen und einem praktischen Vorgehen zu unterscheiden.

2.3.1 Theoretischer Nachweis

Allgemeine rechnerische Nachweise der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen sind derzeit nicht normativ geregelt und somit nicht standardmäßig erforderlich.

Entsprechend der DIN EN 13230-6 ist jedoch für vorgespannte Gleisschwellen ein Nachweis zur „Überprüfung der Spannungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“ definiert [13]. Hierbei ist zunächst die Summe der Spannungen infolge der Momentenbeanspruchung und der Wirkung der Vorspannkraft zu bilden. Anzusetzen ist dabei die Vorspannkraft am Ende der Nutzungsdauer der Schwelle. Somit erfolgt die Ermittlung der auf den Beton wirkenden, maximalen Biegezugspannung. Diese ist wiederum mit der Dauerbiegezugfestigkeit des Betons zu vergleichen. Der Nachweis ist

2.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

erfüllt, wenn die wirkende Biegezugspannung geringer als die Dauerbiegezugfestigkeit ist. Für jedes Moment ist ein solcher Nachweis einzeln zu führen.

Weitere theoretische Nachweise der Gebrauchstauglichkeit existieren allerdings nicht.

2.3.2 Praktischer Nachweis

Die versuchstechnische Untersuchung von Schwellen stellt eine übliche Methode für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit dar. Für gewöhnlich erfolgt dieser Nachweis auf Basis von Zulassungsprüfungen. Den Teilen 2 und 3 der DIN EN 13230 sind dabei die für die unterschiedlichen Bauarten von Gleisschwellen aus Beton durchzuführenden Versuche zu entnehmen.

- DIN EN 13230-2: Spannbeton-Monoblockschwellen [16]
- DIN EN 13230-3: Bewehrte Zweiblockschwellen [17]

Unabhängig von der Bauart erfolgen sämtliche Prüfungen auf Basis von Dreipunktbiegeversuchen. Hierbei wird die Gebrauchstauglichkeit der Schwellen anhand von zwei Prinzipien beurteilt.

Einerseits erfolgt eine Untersuchung der Schwelle auf Risse. Diese Untersuchung ist in einer Entfernung von circa 15 mm von der Zugseite des belasteten Bereichs an beiden Seiten der Schwelle durchzuführen (Abb. 2.12). Zur Rissuntersuchung ist dabei ein Mikroskop mit mindestens 20-facher Vergrößerung und einer Messsicherheit von 0,01 mm zu verwenden. [18]

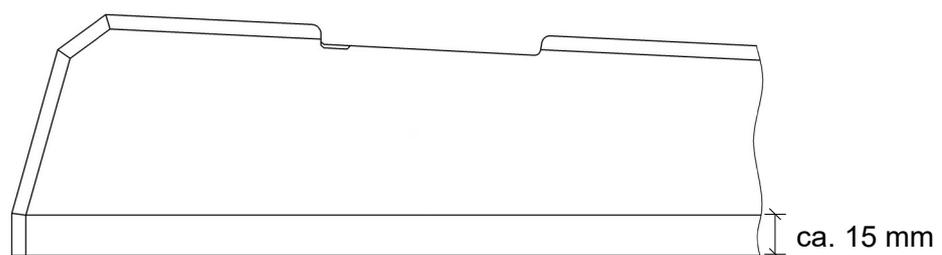


Abbildung 2.12: Beispielhafte Darstellung des Bereichs der Rissablesung gemäß DIN EN 13230-1 für die Prüfung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger [18]

Andererseits erfolgt die Überprüfung der maximalen Tragfähigkeit. Hierbei gilt eine Schwelle als nicht mehr tragfähig, wenn eine weitere Steigerung der Belastung nicht mehr möglich ist.

2 Stand der Technik

Für Spannbetonschwellen ist das erste Anforderungsniveau anhand der üblichen Betriebsbelastung definiert. Die Untersuchung dieser Anforderung erfolgt im Rahmen der statischen Prüfung am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte. Dabei wird die Schwelle belastet und in diesem Zustand auf Risse untersucht. Daran anschließend erfolgt eine Erhöhung der Belastung sowie eine erneute Rissuntersuchung. Dies wird solange fortgeführt, bis ein „erster Riss“ festgestellt wurde. Ein solcher Riss ist durch seinen Beginn an der Zugseite und seine Ausdehnung bis mindestens 15 mm oberhalb der Schwellenunterkante definiert. Darüber hinaus muss eine Zunahme der Ausdehnung bei Erhöhung der Belastung festzustellen sein. Das einseitige Auftreten eines solchen Risses ist ausreichend.

Eine Überprüfung des Anforderungsniveaus der außergewöhnlichen Belastung erfolgt ausschließlich für den Schienenauflegerquerschnitt. Dabei wird die Einhaltung dieser Anforderung sowohl bei der statischen, als auch bei der dynamischen Prüfung untersucht. Maßgeblich sind in diesem Zusammenhang bleibende Risse an den Schwellen. Daher erfolgt eine Belastung sowie eine anschließende Entlastung der Schwelle. Ist im entlasteten Zustand kein relevanter, bleibender Riss festzustellen, wird eine erhöhte Belastung aufgebracht, die Schwelle wieder entlastet und erneut auf Risse untersucht. Dies erfolgt bis ein bleibender Riss mit einer Breite von 0,05 mm, in einem Abstand von 15 mm zur Zugseite, festzustellen ist.

Hintergrund dieses Kriteriums sind Risse an Schwellen, die durch außergewöhnliche Belastungen verursacht werden. In Folge der Vorspannung bzw. Bewehrung werden diese Risse jedoch bei der Entlastung wieder geschlossen. Aufgrund der Betonüberdeckung ist ein ausreichender Schutz der Bewehrung gegen Korrosion gegeben. Dies ist solange der Fall, bis ein bleibender Riss eine Breite von 0,05 mm erreicht. [13]

Auch die Anforderung zur Abbildung unfallbedingter Belastungen findet nur für den Schienenauflegerquerschnitt Berücksichtigung. Die Untersuchung erfolgt dabei im Zusammenhang mit der statischen sowie der dynamischen Prüfung. Hierbei wird in jeder Belastungsstufe beobachtet, ob die Schwelle der Beanspruchung standhält. Tritt kein Versagen ein, erfolgt die Entlastung der Schwelle sowie die anschließende Aufbringung einer gesteigerten Belastung. Dies wird wiederholt, bis das Versagen der Schwelle eintritt. Alternativ kann die Prüfung nach Überschreitung der Anforderung ohne Schwellenversagen jedoch auch beendet werden.

2.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Selbst nach dem Auftreten unfallbedingter Lasten müssen Schwellen noch für eine begrenzte Zeit im Stande sein, ihre Aufgabe zu erfüllen. Anhand des Versagenskriteriums wird somit untersucht, ob eine Schwelle die erforderlichen Lasten abtragen kann. [13]

Optional sind Spannbetonschwellen am Auflager bezüglich ihres Verhaltens unter Ermüdungsbeanspruchung zu untersuchen. Dabei ist zunächst ein Anriss, wie bei der Untersuchung der Anforderung der üblichen Betriebsbelastung, zu erzeugen. Nachfolgend sind zwei Millionen Lastwechsel zyklisch aufzubringen. Die Bestimmung des Maximalwerts der Belastung ist hierbei auf Basis des charakteristischen Moments vorzunehmen. Der Minimalwert ist mit 50 kN vorgegeben. Nach Abschluss der Prüfung ist die Schwelle auf Risse zu untersuchen. Unter Belastung sind dabei Risse mit einer Breite von maximal 0,10 mm zulässig. Im entlasteten Zustand dürfen die Risse eine Breite von 0,05 mm nicht überschreiten. Abschließend ist die Schwelle auf den Anforderungswert unfallbedingter Belastungen, bei kontinuierlicher Erhöhung der Last, zu prüfen.

Alle Anforderungen gelten als eingehalten, wenn das Auftreten der Risse und das Eintreten des Versagens bei Lasten oberhalb der Anforderungswerte erfolgt. Zur Erbringung des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit müssen sämtliche Versuche mit einem positiven Ergebnis abgeschlossen werden.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Zur rechnerischen Ermittlung theoretischer Beanspruchungen von Betonschwellen existieren zwei Konzepte – das des UIC-Kodex 713 sowie das der DIN EN 13230-6. Neben diesen Methoden bestehen jedoch keine standardisierten Verfahren zur Ermittlung derartiger Beanspruchungen für Schwellen aus anderen Materialien.

Der Schotteroberbau als Gesamtsystem weist eine hohe Komplexität der Wirkzusammenhänge auf. Zur Gewinnung von Informationen über das Verhalten und die Beanspruchungen von Schwellen ist eine theoretische Betrachtung daher nur unter Annahme von Vereinfachungen sinnvoll möglich.

Der Ansatz eines elastisch gebetteten Balkens mit begrenzter Länge ist hierbei als geeignete Methode zu sehen. Bei Belastung eines Balkens auf einer elastischen Unterlage wäre grundsätzlich die vereinfachte Annahme einer linearen Verteilung der Bettungsgegenkraft möglich (Fall (a), Abb. 3.1). Dies ist allerdings nur dann zutreffend, wenn der Balken gegenüber der Unterlage steif ist. In der Regel liegt dieser Fall aber nicht vor. Üblicherweise führt die Belastung zu einer Biegung des Balkens und einer übereinstimmenden Verformung der Bettung. Diese beiden Parameter stehen in einer gegenseitigen Wechselwirkung. Eine Verformung des Balkens erzeugt eine entsprechende Bettungsgegenkraft, welche wiederum einen Einfluss auf die Verformung des Balkens sowie die weiteren Schnittgrößen hat (Fall (b), Abb. 3.1). Anhand des Ansatzes des elastisch gebetteten Balkens können diese Aspekte bzw. Zusammenhänge berücksichtigt werden. Somit ist eine Abbildung der Realität mithilfe von statischen bzw. theoretischen Systemen möglich. [19]

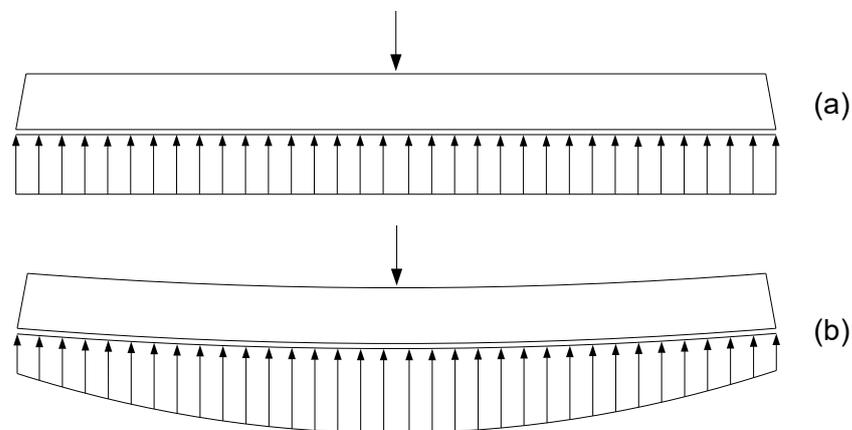


Abbildung 3.1: Zusammenhang zwischen Einwirkung und Bettungsreaktion für Balken auf einer elastischen Unterlage

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

In diesem Kontext sei auf die im Bereich des Eisenbahnoberbaus allgemein bekannte Berechnungsmethode nach dem Verfahren „Zimmermann“ [20] verwiesen. Dieses Verfahren beruht ebenso auf der Annahme eines elastisch gebetteten Balkens, jedoch mit unendlicher Länge. Hierbei stimmen die zugrunde liegenden Prinzipien mit denen eines Balkens mit begrenzter Länge überein. Durch die Annahme der unendlichen Länge sowie die Symmetrie im Punkt der Lasteinleitung können allerdings die entsprechenden Funktionen wesentlich vereinfacht werden. Infolgedessen ergeben sich die bekannten Gleichungen zur Bestimmung der Einsenkung sowie der Momentenbeanspruchung der Schiene nach dem Verfahren „Zimmermann“. [20] In der Praxis hat sich gezeigt, dass auf diese Weise berechnete Werte im Mittel gut mit gemessenen Werten übereinstimmen.

Darüber hinaus ist der Ansatz eines elastisch gebetteten Balkens als optionale Berechnungsmethode in der DIN EN 13230-6 genannt. Hierbei ist die Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Einzelschwellen mittels einer Finite-Elemente-Berechnung durchzuführen (Kap. 2.2.2).

Übliche, anwendungsorientierte Finite-Elemente-Software ist zur Bestimmung der gewünschten Parameter geeignet. Berechnungen von unterschiedlichen Anwendern können jedoch gänzlich verschiedene Ergebnisse liefern. Mögliche Ursachen hierfür sind beispielsweise die Eingabe oder softwareseitige Umsetzung von Materialparametern, die Vernetzung des Modells oder die Definition von Kontaktflächen.

Um eine bessere Nachvollziehbarkeit der Annahmen und Abläufe zu gewährleisten, erfolgten die Untersuchungen mittels erweiterter Handrechnungen. Diese wurden auf Basis der Theorie des elastisch gebetteten Balkens nach dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt.

3.1 Abgrenzung des Untersuchungsbereichs

In Hinblick auf die Anwendung der Theorie des elastisch gebetteten Balkens mit begrenzter Länge zur Berechnung von Schnittgrößen in Eisenbahnschwellen sind verschiedene Aspekte bzw. Randbedingungen zu berücksichtigen. Vor dem Aufbau unterschiedlicher Berechnungsmodelle ist zunächst eine Definition der Grenzen des Untersuchungsbereichs notwendig. Hierbei stellen die Schwellengeometrie, die Materialeigenschaften der Schwelle, die Belastungs- sowie die Lagerungssituation die relevanten Parameter dar.

3.1 Abgrenzung des Untersuchungsbereichs

Die allgemeinen theoretischen Überlegungen zur Schwellenbeanspruchung beruhen auf der Annahme dreier Sollzustände (Kap. 2.2.2). Dies sind die Zustände des frisch gestopften Oberbaus (Fall (a), Abb. 2.7, S. 12), mit einem auflagerfreien Bereich in Schwellenmitte, des teilverfestigten bzw. teilweise konsolidierten Oberbaus (Fall (b), Abb. 2.7, S. 12), mit im Vergleich zum Bereich der Schienenaufleger um 50 % reduzierter Pressung in Schwellenmitte, sowie des verfestigten oder konsolidierten Oberbaus (Fall (c), Abb. 2.7, S. 12), mit gleichbleibender Lagerung über die gesamte Schwellenlänge. Dementsprechend wurden die zu untersuchenden Lagerungssituationen auf diese Fälle begrenzt. Eine Berücksichtigung des Übergangszustandes, mit einer teilweisen Konsolidierung in Schwellenmitte, ist jedoch unter Vorbehalt zu sehen. Bei theoretischer Betrachtung der Lagerungssituation ist lediglich eine Abbildung von Zwischengrößen zu erwarten. Folglich würden Berechnungen unter Ansatz dieses Zustandes keine relevanten Ergebnisse in Bezug auf die Schwellenbeanspruchung liefern. Daher wurde dieser Untersuchungsfall nur unter Einschränkung in die Betrachtung einbezogen. Eine Entscheidung über die weitere Berücksichtigung der Lagerung mit teilweiser Bettung in Schwellenmitte war auf Basis erster Ergebnisse zu treffen.

In der Praxis existieren darüber hinaus noch weitere Lagerungsfälle, deren Auftreten jedoch üblicherweise nicht vorgesehen ist. Eine Abbildung solcher Fälle lässt sich auf eine sinnvolle und repräsentative Art nicht umsetzen. Beispielhaft seien hier die Situationen des Schwellenreitens (Fall (d), Abb. 3.2) sowie von Hohllagen unter den Schienenauflegern (Fall (e), Abb. 3.2) genannt.

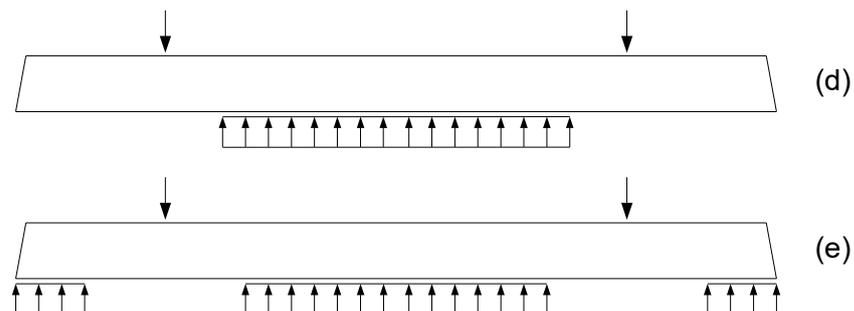


Abbildung 3.2: Beispielhafte Darstellung unplanmäßiger Lagerungsfälle

Aufgrund der Unplanmäßigkeit dieser Lagerungsfälle sowie des Auftretens in verschiedensten Ausprägungen ist eine genau Festlegung der aufgelagerten Länge (Schwellenreiten) bzw. des ungebetteten Bereichs (Hohllage) kaum möglich. Der Literatur sind diesbezüglich keine Orientierungswerte zu entnehmen. Daher wurde auf eine Modellierung, und dementsprechend auf eine genauere Betrachtung, dieser oder weiterer un-

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

planmäßiger und nicht quantifizierbarer Fälle verzichtet. Bei der Berechnung der dynamischen Stützpunktlast (Kap. 2.2.1) erfolgt allerdings eine Berücksichtigung solcher Lagerungssituationen anhand des Faktors k_i .

Bezüglich der Länge, des Querschnitts sowie der Materialeigenschaften einer Schwelle sind keine allgemeinen Festlegungen möglich. Identisches gilt für den Bettungsmodul bzw. die Bettungszahl, wobei diese als Produkt aus Bettungsmodul und Schwellenbreite wiederum vom Schwellenquerschnitt abhängt.

In Deutschland typischerweise eingesetzte Gleisschwellen weisen Längen von 2,4 m sowie von 2,6 m auf. Außerdem erfolgt eine Verwendung von Weichenschwellen mit einer minimalen Länge von 2,2 m. [7] Demzufolge wurden die drei vorgenannten Schwellenlängen von 2,2 m, 2,4 m und 2,6 m als Parameter für die Modellerstellung definiert. Da der Fokus dieser Untersuchungen auf Gleisschwellen bzw. auf Schwellen mit symmetrisch zur Schwellenmittelachse angeordneten Schienenauflagern lag, erfolgte keine Berücksichtigung von Sonderformen oder asymmetrisch belasteten Schwellen.

In Anbetracht der Fokussierung auf das deutsche Eisenbahnnetz wurden die Untersuchungen auf hier üblicherweise eingesetzte Schwellenquerschnitte beschränkt. Dementsprechend erfolgte die Auswahl der gemäß Deutsche Bahn Standard für Gleisschwellen aus Holz [21] definierten Querschnittsabmessungen von $260 \times 160 \text{ mm}^2$ ($b \times h$) sowie von $260 \times 150 \text{ mm}^2$. Die Abmessungen von $260 \times 160 \text{ mm}^2$ stellen darüber hinaus auch den Standardquerschnitt für Weichenschwellen aus Holz dar [21]. Des Weiteren erfolgte die Definition eines zu betrachtenden Querschnitts von $300 \times 200 \text{ mm}^2$, in Anlehnung an die Querschnittsgeometrie einer Spannbetonschwelle B93 bzw. B93.1. Vereinfachend wurde hierbei auf die Berücksichtigung des trapezförmigen Querschnitts verzichtet. Zusätzlich erfolgte die Festlegung der Betrachtung einer Schwelle des Typs B 70. Im Gegensatz zu den vorgenannten Schwellengeometrien, mit einem über die gesamte Länge konstanten Querschnitt, weist die B 70 eine veränderliche Querschnittsgeometrie über die Schwellenlänge auf. Da B 70 Schwellen üblicherweise nur in Längen von 2,4 m sowie 2,6 m produziert und eingesetzt werden, erfolgte für diesen Schwellentyp keine Berücksichtigung der Länge von 2,2 m.

Vor dem Hintergrund einer materialunabhängigen Untersuchung konnte der Parameter der Materialeigenschaften nicht auf einen Einzelwert eingegrenzt werden. Aufgrund dessen, dass die Materialparameter für die Berechnungen des elastisch gebetteten Balkens in Form des E-Moduls anzusetzen sind, wurde ein entsprechender Betrachtungsbereich festgelegt. Unveröffentlichte Versuchsreihen am Prüfamts für Verkehrswe-

3.1 Abgrenzung des Untersuchungsbereichs

gebau der TU München, bei welchen Elastizitätsmoduln verschiedener Kunststoff- und Holzschwellen auf Basis von Drei-Punkt-Biegeversuchen bestimmt wurden, bildeten die Grundlage für die Definition der Untergrenze des vorgenannten Bereichs. Demgegenüber stellte der E-Modul von Schwellenbeton die Grundlage für die Festlegung der Obergrenze des Untersuchungsbereichs dar. Nach Vorgabe der Europäischen Betonschwellennormung [18] müssen die bei der Schwellenherstellung zu verwendenden Betone eine Mindestdruckfestigkeitsklasse C45/55, mit einem mittleren E-Modul von 36.000 N/mm² [22], aufweisen. Gemäß den Anforderungen des Deutsche Bahn Standards für Betonschwellen [23] ist sogar eine Druckfestigkeitsklasse von mindestens C50/60, mit einem mittleren E-Modul von 37.000 N/mm² [22], gefordert. Durch Annahme sämtlicher Werte sowohl in Druck- als auch in Zugrichtung konnte der Einfluss einer Bewehrung auf den Elastizitätsmodul direkt mitberücksichtigt werden. Dementsprechend war eine gesonderte Betrachtung von Auswirkungen der Bewehrung auf die Materialparameter nicht notwendig. Zur Abdeckung einer möglichst großen Bandbreite an Elastizitätsmoduln wurde der Betrachtungsbereich über die zuvor genannten Werte hinaus erweitert und mit einem unteren Grenzwert von 1.000 N/mm² sowie einem oberen Grenzwert von 60.000 N/mm² festgelegt.

Zur Abbildung der Untergrundverhältnisse bzw. der Steifigkeit des Schotteroberbaus wird üblicherweise die Angabe des Bettungsmoduls herangezogen. Eine allgemeingültige Annahme ist aufgrund der sich vielfach unterscheidenden Randbedingungen jedoch nicht möglich. Wie der Oberbauberechnung der Deutschen Bundesbahn [24] zu entnehmen ist, können entsprechend der Qualität des Untergrundes verschiedene Bettungsmoduln angesetzt werden. Die Qualitätsstufen reichen hierbei von einem sehr schlechten ($C = 0,02 \text{ N/mm}^3$) bis hin zu einem sehr guten ($C = 0,15 \text{ N/mm}^3$) Untergrund. In Erweiterung dieser Stufen erfolgt darüber hinaus die Definition eines anzusetzenden Bettungsmoduls von mindestens $0,30 \text{ N/mm}^3$ bei Vorhandensein einer Betonsohle. Nach Eisenmann [25] kann dieser Betrachtungsbereich bei verdichtetem Untergrund und verdichteter Tragschicht, Felsuntergrund oder einer Betonsohle auf einen Maximalwert des Bettungsmoduls von $0,40 \text{ N/mm}^3$ begrenzt werden.

Abschließend ist eine Wahl bezüglich der anzusetzenden Belastungssituation notwendig. Dabei ist zwischen zwei grundlegenden Varianten zu unterscheiden. Im Fall des Einsatzes einer direkten Befestigung oder eines Rippenplattenbefestigungssystems erfolgt die Lasteinleitung über eine definierte Fläche. Diese lässt sich durch die nah an der Realität orientierten Belastung durch Streckenlasten abbilden. Alternativ dazu kann

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

ebenso der vereinfachte, jedoch mit geringerem Aufwand umzusetzende Ansatz der Belastung mittels Einzellasten angewendet werden. Dieser Ansatz stellt eine örtliche Konzentration der Lasteinleitung dar und lässt, verglichen mit dem Ansatz von Streckenlasten, höhere Werte der Schnittgrößen an den Stellen der Belastung erwarten. Die dementsprechenden Ergebnisse bilden folglich eine höhere lokale Schwellenbelastung ab und liegen somit auf der sicheren Seite. Eine Auswahl der Belastungssituation ist zwingend vor der Modellerstellung zu treffen, da sich hieraus Unterschiede in der Vorgehensweise der Modellierung ergeben.

3.2 Theoretische Hintergründe

Die nachfolgend dargestellten und angewandten theoretischen Grundlagen, welche zur Entwicklung der im Weiteren beschriebenen Methode verwendet wurden, beruhen auf der Arbeit von Hayashi [26] sowie weiteren Werken der Technischen Mechanik [19], [27].

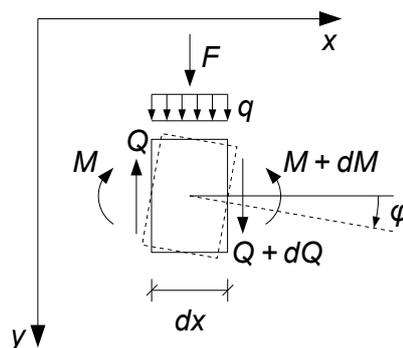


Abbildung 3.3: Positive Wirkrichtung der Schnittgrößen [19], [26]

Zunächst ist die Definition der positiven Wirkrichtung der Schnittgrößen sowie der äußeren Einwirkungen notwendig. Der Abbildung 3.3 sowie der nachfolgenden Auflistung sind die entsprechenden Festlegungen zu entnehmen.

- Verformung bzw. Einsenkung y → nach unten
- Neigungswinkel φ → im Uhrzeigersinn
- Querkraft Q , links vom Element → nach oben
- Querkraft Q , rechts vom Element → nach unten
- Moment M , links vom Element → im Uhrzeigersinn
- Moment M , rechts vom Element → gegen den Uhrzeigersinn
- äußere Kraft F bzw. q → nach unten
- äußeres Moment M_{ext} → gegen den Uhrzeigersinn

Zur Abbildung eines Systems, unter Verwendung des Ansatzes des elastisch gebetteten Balkens, ist vorab das Wissen über grundsätzliche Randbedingungen und Abläufe erforderlich. Um eine Berechnung zu ermöglichen, muss das Gesamtsystem an definierten Stellen unterteilt werden. Den Anfang oder das Ende eines solchen Teilabschnitts bilden die sogenannten Diskontinuitätsstellen. An diesen Stellen liegt eine Abwandlung von Randbedingungen, wie beispielsweise die Änderung der Lagerungsbedingungen, der Belastungssituation oder des Schwellenquerschnitts, vor.

Die Grundlage der Theorie des elastisch gebetteten Balkens bildet die Hypothese von Winkler. Gemäß dieser reagiert die Bettung mit einem Gegendruck, welcher proportional zur Einsenkung des Balkens ist. [26], [27]

$$p(x) = C y(x) \quad (3.1)$$

Unter Ansatz dieser Hypothese, in Verbindung mit der Differentialgleichung der Biegelinie vierter Ordnung nach der Balkentheorie, ergibt sich die Differentialgleichung der Biegelinie des elastisch gebetteten Balkens. [19], [26], [27]

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + b C y(x) = q(x) \quad (3.2)$$

Durch die Verwendung der Vereinfachung der elastischen Länge L und die Beschränkung der Gültigkeit auf den Fall einer konstanten Biegesteifigkeit EI sowie einer konstanten Bettungszahl bC lässt sich die allgemeine Lösung der Differentialgleichung formulieren. [26], [27]

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}} \quad (3.3)$$

$$y(x) = \left(A_1 e^{\frac{x}{L}} + A_2 e^{-\frac{x}{L}} \right) \cos \frac{x}{L} + \left(A_3 e^{\frac{x}{L}} + A_4 e^{-\frac{x}{L}} \right) \sin \frac{x}{L} + \frac{q(x)}{bC} \quad (3.4)$$

Basierend auf dieser allgemeinen Lösung wird die Aufstellung der Gleichungen für die verschiedenen Teilabschnitte einer zu untersuchenden Schwelle möglich.

Die Parameter A_1 , A_2 , A_3 und A_4 der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung der Biegelinie des elastisch gebetteten Balkens stellen die vier Integrationskonstanten dar. Diese müssen anhand von Rand- und Übergangsbedingungen bestimmt werden. Zur Ermittlung sämtlicher Integrationskonstanten ist die Aufstellung mindestens einer, meist mehrerer weiterer Gleichungen der elastischen Größen erforderlich. [27] Gemäß den

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Differentialbeziehungen nach der Balkentheorie ergeben sich die Gleichungen der elastischen Größen als Ableitungen der Biegelinie [28], [29].

$$\varphi(x) = \frac{dy(x)}{dx}$$

$$M(x) = -EI \frac{d^2y(x)}{dx^2}$$

$$Q(x) = -EI \frac{d^3y(x)}{dx^3}$$

Diese Gleichungen haben Gültigkeit, da im Allgemeinen von kleinen Durchbiegungen und kleinen Neigungswinkeln ausgegangen wird. Die im Rahmen dieser Untersuchungen verwendete lineare Differentialgleichung ist jedoch nur für Neigungswinkel $\ll 1$ rad anwendbar. Den oberen Grenzwert stellt hierbei ein Winkel von 10° , entsprechend $0,1745$ rad dar. Für den Fall größerer Neigungswinkel ist eine Berechnung mittels einer nichtlinearen Differentialgleichung notwendig. [28], [30]

Um die Aufstellung unabhängiger Gleichungen der elastischen Linie für verschiedene Teilabschnitte des Systems zu ermöglichen, findet an den Diskontinuitätsstellen eine zusätzliche Gruppe an Bedingungen Anwendung. Die Indizes l und r beschreiben hierbei jeweils das links und rechts der Übergangsstelle befindliche Schnittufer. Für den Fall, dass an der entsprechende Stelle kein lokaler Last- oder Momenteneintrag erfolgt, sind F und M_{ext} gleich null zu setzen. [26]

$$y_l = y_r$$

$$\varphi_l = \varphi_r$$

$$M_l = M_r + M_{ext}$$

$$Q_l = Q_r + F$$

Im Rahmen der Untersuchungen erfolgte die Definition des Koordinatennullpunktes der Laufvariable x am linken Rand des jeweiligen Gesamtsystems. Die Laufvariable wurde über die Grenzen der Teilabschnitte fortgeführt. Dementsprechend erfolgte keine Festlegung weiterer Nullpunkte bzw. keine Unterteilung der Laufvariable an den Schnittstellen des Systems.

3.3 Analytischer Untersuchungsansatz

Auf Basis der vorgenannten theoretischen Grundlagen sowie der Abgrenzung des Untersuchungsbereichs konnte die Erstellung eines Berechnungsmodells erfolgen. Den einfachsten Fall hinsichtlich der Umsetzung stellte hierbei eine Schwelle mit gleichbleibendem Querschnitt und gleichmäßiger Bettung über die gesamte Länge dar. Dies spiegelt beispielsweise die Situation einer vollflächig gelagerten Holzschwelle (Fall (c), Abb. 2.7, S. 12) ideal rechteckigen Querschnitts wider. Um die Komplexität des initialen Modells so gering wie möglich zu halten, wurde darüber hinaus die Beanspruchung durch zwei symmetrisch angeordnete, gleich große Einzellasten gewählt.

Infolge dieser Modellkonzeption ergaben sich nur an den Stellen der Lasteinleitung Diskontinuitäten. Aufgrund des Ansatzes gleich großer Lasten war eine Ausnutzung der Symmetrie und dementsprechend eine Betrachtung des halben Systems möglich. Somit war lediglich eine Untergliederung der Halbschwelle in zwei Teilabschnitte notwendig.

Angesichts der Untersuchung der linken Schwelleshälfte wurde eine Unterteilung in den Abschnitt AB , vom Schwellenende bis zum Punkt der Lasteinleitung, und den Abschnitt BS , von der Stelle der Lasteinleitung bis zur Symmetrieachse der Schwelle, vorgenommen (Abb. 3.4).

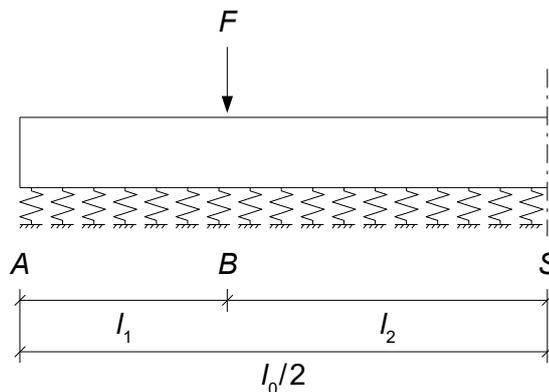


Abbildung 3.4: Vollflächig gelagerte Halbschwelle mit Belastung durch eine Einzellast

Aufgrund des Ansatzes von Einzellasten war der Parameter der Streckenlast $q(x)$ in Gleichung 3.2 gleich null zu setzen. Somit entfiel $q(x)$ aus der Differentialgleichung der Biegelinie des elastisch gebetteten Balkens sowie aus der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung. [19], [26]

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + b C y(x) = 0 \quad (3.5)$$

$$y(x) = \left(A_1 e^{\frac{x}{L}} + A_2 e^{-\frac{x}{L}} \right) \cos \frac{x}{L} + \left(A_3 e^{\frac{x}{L}} + A_4 e^{-\frac{x}{L}} \right) \sin \frac{x}{L} \quad (3.6)$$

Diese allgemeine Lösung stellte außerdem die Gleichung der Biegelinie des Abschnitts *AB* dar. Zur Bestimmung der Integrationskonstanten sowie der elastischen Größen waren darüber hinaus die Ableitungen der Biegelinie erforderlich. [19], [26]

$$\begin{aligned} \frac{dy(x)}{dx} = \frac{1}{L} & \left[A_1 e^{\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right) - A_2 e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right) \right. \\ & \left. + A_3 e^{\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right) + A_4 e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = \frac{2}{L^2} \left[\left(-A_1 e^{\frac{x}{L}} + A_2 e^{-\frac{x}{L}} \right) \sin \frac{x}{L} + \left(A_3 e^{\frac{x}{L}} - A_4 e^{-\frac{x}{L}} \right) \cos \frac{x}{L} \right] \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} \frac{d^3 y(x)}{dx^3} = \frac{2}{L^3} & \left[-A_1 e^{\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right) + A_2 e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right) \right. \\ & \left. + A_3 e^{\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right) + A_4 e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.9)$$

Für den Abschnitt *BS* waren die Gleichungen 3.6 bis 3.9 in identischer Weise gültig. Allerdings mussten die Bezeichnungen der Integrationskonstanten A_1 bis A_4 durch B_1 bis B_4 ersetzt werden. Zur Lösung des Gleichungssystems sowie zur Berechnung der linken Schwellenhälfte war folglich die Bestimmung der acht Konstanten $A_1, A_2, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3$ und B_4 notwendig.

Unter Festlegung von Rand- und Übergangsbedingungen konnte die Ermittlung dieser Konstanten erfolgen. Bei Betrachtung der linken Schwellenhälfte der vollflächig gelagerten Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit Belastung durch zwei gleich große Einzellasten lauteten die Bedingungen:

$$\begin{aligned}
 M_{AB}(0) &= 0 \\
 Q_{AB}(0) &= 0 \\
 y_{AB}(l_1) &= y_{BS}(l_1) \\
 \varphi_{AB}(l_1) &= \varphi_{BS}(l_1) \\
 M_{AB}(l_1) &= M_{BS}(l_1) \\
 Q_{AB}(l_1) &= Q_{BS}(l_1) + F \\
 \varphi_{BS}(l_1 + l_2) &= 0 \\
 Q_{BS}(l_1 + l_2) &= 0
 \end{aligned}$$

Mithilfe der vorgenannten Rand- und Übergangsbedingungen war es möglich, das Gleichungssystem der linken Schwellenhälfte aufzustellen und nach den acht gesuchten Integrationskonstanten aufzulösen. Um die Ausdrücke der Konstanten zu vereinfachen, wurde dabei die Hilfsgröße d eingeführt. Diese diene der Abbildung eines Terms, welcher in der Lösung sämtlicher Integrationskonstanten wiederkehrte.

Die Hilfsgröße d sowie die acht ermittelten Integrationskonstanten sind im Folgenden aufgeführt.

$$d = \frac{L^3 F}{8 E I \left(-e^{\frac{l_1}{L}} + 2 e^{\frac{3 l_1 + 2 l_2}{L}} \sin \frac{2 l_1 + 2 l_2}{L} + e^{\frac{5 l_1 + 4 l_2}{L}} \right)} \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned}
 A_1 = d \left[e^{\frac{2 l_1}{L}} \left(3 \cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right) + e^{\frac{2 l_1 + 2 l_2}{L}} \left(3 \cos \frac{l_1 + 2 l_2}{L} + \sin \frac{l_1 + 2 l_2}{L} \right) \right. \\
 \left. + e^{\frac{4 l_1 + 2 l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1 + 2 l_2}{L} + \sin \frac{l_1 + 2 l_2}{L} \right) + e^{\frac{4 l_1 + 4 l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right) \right] \quad (3.11)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_2 = d \left[e^{\frac{2 l_1}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} - \sin \frac{l_1}{L} \right) + e^{\frac{2 l_1 + 2 l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1 + 2 l_2}{L} - \sin \frac{l_1 + 2 l_2}{L} \right) \right. \\
 \left. + e^{\frac{4 l_1 + 2 l_2}{L}} \left(3 \cos \frac{l_1 + 2 l_2}{L} - \sin \frac{l_1 + 2 l_2}{L} \right) + e^{\frac{4 l_1 + 4 l_2}{L}} \left(3 \cos \frac{l_1}{L} - \sin \frac{l_1}{L} \right) \right] \quad (3.12)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_3 = d \left[e^{\frac{2 l_1}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right) + e^{\frac{2 l_1 + 2 l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1 + 2 l_2}{L} + \sin \frac{l_1 + 2 l_2}{L} \right) \right. \\
 \left. - e^{\frac{4 l_1 + 2 l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1 + 2 l_2}{L} - \sin \frac{l_1 + 2 l_2}{L} \right) - e^{\frac{4 l_1 + 4 l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} - \sin \frac{l_1}{L} \right) \right] \quad (3.13)
 \end{aligned}$$

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

$$A_4 = A_3 \quad (3.14)$$

$$B_1 = d \left[e^{\frac{2l_1}{L}} \left(3 \cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right) + e^{\frac{2l_1+2l_2}{L}} \left(2 \cos \frac{l_1+2l_2}{L} + \cos \frac{3l_1+2l_2}{L} \right) \right. \\ \left. + e^{\frac{4l_1+2l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1+2l_2}{L} + \sin \frac{l_1+2l_2}{L} \right) + \cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} + \sin \frac{3l_1+2l_2}{L} \right] \quad (3.15)$$

$$B_2 = d \left[e^{\frac{2l_1+2l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1+2l_2}{L} - \sin \frac{l_1+2l_2}{L} \right) \right. \\ \left. + e^{\frac{4l_1+2l_2}{L}} \left(2 \cos \frac{l_1+2l_2}{L} + \cos \frac{3l_1+2l_2}{L} + \sin \frac{3l_1+2l_2}{L} \right) \right. \\ \left. + e^{\frac{4l_1+4l_2}{L}} \left(3 \cos \frac{l_1}{L} - \sin \frac{l_1}{L} \right) + e^{\frac{6l_1+4l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} - \sin \frac{l_1}{L} \right) \right] \quad (3.16)$$

$$B_3 = d \left[e^{\frac{2l_1}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right) \right. \\ \left. + e^{\frac{2l_1+2l_2}{L}} \left(\cos \frac{3l_1+2l_2}{L} + 2 \sin \frac{l_1+2l_2}{L} + \sin \frac{3l_1+2l_2}{L} \right) \right. \\ \left. - e^{\frac{4l_1+2l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1+2l_2}{L} - \sin \frac{l_1+2l_2}{L} \right) - \cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right] \quad (3.17)$$

$$B_4 = d \left[e^{\frac{2l_1+2l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1+2l_2}{L} + \sin \frac{l_1+2l_2}{L} \right) \right. \\ \left. + e^{\frac{4l_1+2l_2}{L}} \left(-\cos \frac{3l_1+2l_2}{L} + 2 \sin \frac{l_1+2l_2}{L} + \sin \frac{3l_1+2l_2}{L} \right) \right. \\ \left. - e^{\frac{4l_1+4l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} - \sin \frac{l_1}{L} \right) + e^{\frac{6l_1+4l_2}{L}} \left(\cos \frac{l_1}{L} + \sin \frac{l_1}{L} \right) \right] \quad (3.18)$$

Wie anhand dieses einführenden Beispiels deutlich wird, liefert die Lösung des Gleichungssystems eines solchen, eigentlich simplen Falls bereits relativ unhandliche Terme. Eine Erweiterung der Betrachtung um zusätzliche Diskontinuitätsstellen wäre mit einer Vergrößerung der Anzahl zu bestimmender Integrationskonstanten sowie einer Zunahme der Komplexität der Ausdrücke verbunden. Darüber hinaus handelt es sich bei dem hier umgesetzten Beispiel, mit einem Gleichungssystem mit acht Unbekannten, auch im Fall einer softwaregestützten Lösung um eine anspruchsvolle Problemstellung. Eine Erhöhung der Anzahl an zu ermittelnden Integrationskonstanten führt,

selbst bei Umsetzung der Berechnung mittels Software, zu langen Rechenzeiten und zu einer großen erforderlichen Rechenleistung.

Das vorliegende Beispiel zeigt bereits, dass die auf diese Weise aufgestellten Gleichungen der Schnittgrößen, allein schon aufgrund ihres Umfangs, großes Fehlerpotential in der Anwendung bieten. Demzufolge erschien die Entwicklung einer anwenderfreundlichen Methode zur materialunabhängigen Bestimmung von Anforderungen an Schwellen auf Basis dieser sowie weiteren zu ermittelnden Gleichungen nicht sinnvoll und zielführend. Daher wurde im Weiteren auf eine vollständige analytische Lösung der Gleichungssysteme verzichtet und ein alternativer Ansatz verfolgt.

3.4 Numerischer Untersuchungsansatz

Wie zuvor beschrieben ist die Umsetzung der Berechnung einer Schwelle im Schotter, beruhend auf der Theorie des elastisch gebetteten Balkens, grundsätzlich möglich. Es hat sich jedoch gezeigt, dass die vollständige analytische Lösung der Systeme keine zielführende Möglichkeit in Bezug auf die Bereitstellung einer praktikablen, allgemeingültigen und materialunabhängigen Berechnungsmethode zur Ermittlung von Schwellenbeanspruchungen darstellt. Daher wurde alternativ ein numerischer Lösungsansatz verfolgt. Streng genommen handelte es sich bei dieser Vorgehensweise allerdings nicht um eine vollständige numerische Lösung der Systeme, da äußere Beanspruchungen weiterhin als Variablen in den Gleichungssystemen belassen wurden. Dementsprechend konnte auf die anfängliche Definition einer anwendungsbezogenen Stützpunktlast, abgebildet durch Einzellasten F oder Streckenlasten $q(x)$, verzichtet werden. Für die sonstigen Parameter erfolgte eine Belegung mit Zahlenwerten. Infolge dieser Vorgehensweise wurde die Lösung der Gleichungssysteme mit üblicher Rechenleistung und akzeptabler Rechendauer realisierbar. Zur Umsetzung und Durchführung der Berechnungen kam die Software MATLAB R2016a zum Einsatz.

In Anbetracht grundlegender Unterschiede der Systeme wurde die Entwicklung der Modelle sowie die nachfolgende Ausführung der Berechnungen in verschiedene Abschnitte unterteilt. Zum einen erfolgte eine Differenzierung auf Basis der unterschiedlichen Schwellengeometrien. Hierbei wurden Schwellen mit einem über die Länge gleichbleibenden Querschnitt von solchen mit einem über die Länge veränderlichen Querschnitt abgegrenzt. Zum anderen erfolgte eine Trennung hinsichtlich der in Ansatz gebrachten Lasteinleitung, für die zwischen der Belastung durch Einzellasten und der Belastung

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

durch Streckenlasten unterschieden wurde. Dementsprechend erfolgte der Aufbau der Simulationsmodelle nach folgendem Schema.

1. Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Einzellasten
2. Schwelle veränderlichen Querschnitts (B 70) belastet durch Einzellasten
3. Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Streckenlasten
4. Schwelle veränderlichen Querschnitts (B 70) belastet durch Streckenlasten

Angesichts der numerischen Abbildung der Systeme war eine grundsätzliche Definition von Abschnittslängen erforderlich. Zusätzlich zur Festlegung der zu betrachtenden Schwellenlängen, welche entsprechend Kapitel 3.1 zu 2.200 mm, 2.400 mm und 2.600 mm für die gleichbleibenden Querschnitte sowie zu 2.400 mm und 2.600 mm für den veränderlichen Querschnitt gewählt wurden, stellte der Abstand der Schienenfußmittelachsen bzw. der Lasteinleitungspunkte das zweite ausschlaggebende Maß dar. In Abhängigkeit der in Ansatz gebrachten Spurweite, des Schientyps und der Schienenneigung ergab sich dieser Abstand. Aufgrund der Fokussierung der Untersuchungen auf das deutsche Eisenbahnnetz erfolgten die Betrachtungen ausschließlich für die Regelspur mit einer Spurweite von 1.435 mm. Aus der Kombination der üblicherweise eingesetzten Schientypen 49E5, 54E4 und 60E2 sowie der Neigung der Schienen, mit einem Wert von 1:40 im Gleisbereich bzw. ohne Neigung im Bereich von Weichen, resultierten unterschiedliche Abstände der Schienenfußmittelachsen [5], [31]. Bezogen auf den Sollwert der Spurweite ergaben sich, in Kombination der vorgenannten Parameter, Abstände der Schienenfußmittelachsen von 1.502 mm (Schiene 49E5, keine Neigung) bis 1.515 mm (Schiene 60E2, Neigung 1:40). Vereinfachend wurde der Schienenfußmittelachsabstand für die Modellierung zu 1.500 mm gewählt. Verglichen mit den zuvor dargestellten Werten ergab sich somit eine maximale Abweichung von 1 % zum Sollwert des Achsmaßes einer um 1:40 geneigten Schiene 60E2.

Für die Untersuchung der verschiedenen Querschnitts- und Belastungskombinationen wurden darüber hinaus die unter Kapitel 3.1 definierten, zu betrachtenden Lagerungssituationen – Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil, Lagerung mit teilweiser Bettung in Schwellenmitte und vollflächige Lagerung – in Ansatz gebracht. Entsprechend der Oberbauberechnung der Deutschen Bundesbahn [24] ist der auflagerfreie Bereich in Schwellenmitte mit einer Länge von 500 mm anzunehmen. Demgegenüber steht die Rechenannahme der DIN EN 13230-6 [13], auf Basis derer sich die Länge des ungebetteten Bereichs entsprechend geometrischer und symmetriebedingter Parameter ergibt. Hierbei ist die Länge L_p , welche der Widerspiegelung des Abstandes von der

Schienenfußmittelachse bis zum Schwellenende dient, auch in Richtung der Schwellenmitte zu übertragen (Abb. 2.9, S. 13). Auf diese Weise erfolgt die Definition des gebetteten und demzufolge auch des ungebetteten Schwellenbereichs. Für eine Schwelle mit einer Länge von 2.600 mm ergibt sich, unter Verwendung des Schienenfußachsabstandes von 1.500 mm, ein auflagerfreier Mittelteil mit einer Länge von 400 mm. Eine Reduktion der Schwellenlänge hat jedoch eine theoretische Vergrößerung des auflagerfreien Bereichs in Schwellenmitte zur Folge. Eine Schwelle mit einer Länge von 2.400 mm würde somit, bei einer Länge L_p von 450 mm, einen auflagerfreien Mittelteil von 600 mm Länge aufweisen. Für eine Schwelle mit einer Länge von 2.200 mm wäre das Resultat gar ein auflagerfreier Bereich in Schwellenmitte von 800 mm Länge. Aufgrund verschiedener Aspekte ist dieser Ansatz in Frage zu stellen. Die Erweiterung des auflagerfreien Mittelteils würde, infolge der reduzierten Auflagefläche der Schwelle, erhöhte Druckspannungen im aufgelagerten Schwellenbereich hervorrufen. Eine solche Vergrößerung der Druckspannungen und eine daraus resultierende Zunahme der Schotterbeanspruchung, welche bereits angesichts der Reduzierung der Schwellenlänge vorherrscht, wäre nicht im Sinne einer der Gleislage sowie der Lebensdauer des Oberbaus zuträglichen Vorgehensweise. Unter rein geometrischer Betrachtung würde die Vergrößerung des auflagerfreien Mittelteils oder vielmehr die Verminderung der aufgelagerten Länge darüber hinaus zu einer Verkürzung der Hebelarme im Auflagerbereich führen und hätte somit eine Reduktion der Biegemomente am Schienenauflager zum Ergebnis. In Hinblick auf eine theoretische Betrachtung der, im Zusammenhang mit üblichen Belastungen und Lagerungsfällen, maximal auftretenden Beanspruchungen wäre eine solche Herabsetzung der Momente als Unterschätzung der Belastungen zu sehen und läge somit auf der unsicheren Seite. Auf Basis der zuvor genannten Aspekte erschien der Ansatz einer auflagerfreien Länge von 400 mm, entsprechend der nach DIN EN 13230-6 anzuwendenden Methode für eine 2.600 mm lange Schwelle, sinnvoll und wäre zudem, bezogen auf die Beanspruchung kürzerer Schwellen, auf der sicheren Seite liegend. Als Fingerzeig hinsichtlich der Länge des auflagerfreien Mittelteils könnten Regelwerke oder Richtlinien mit Bezug auf die Einstellung von Stopfagregaten für die maschinelle Gleisstopfung dienen. Derartige Regelwerke enthalten jedoch keine Informationen den zu stopfenden Bereich bzw. die zu stopfenden Schwellenabschnittslängen betreffend. Der Literatur sind ebenso keine dementsprechenden Angaben zu entnehmen. Da die Vorüberlegungen auf theoretischen Annahmen beruhen, ist diesbezüglich Potential für weitere Forschung zu sehen, deren Ergebnisse Eingang in Vorschriften für Stopfarbeiten finden könnten und sollten. In Konsequenz der

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

dargelegten Abwägungen wurde entschieden, im Rahmen der Untersuchungen eine ungebettete Länge von 400 mm sowie zusätzlich von 500 mm in Ansatz zu bringen. Für die Abbildung des teilweise konsolidierten Zustandes erfolgte die Definition der identischen Abschnittslängen.

Darüber hinaus war eine Festlegung der Eingangswerte in Bezug auf die zu untersuchenden Untergrund- und Materialparameter notwendig. Hierfür wurde der bereits für diese beiden Aspekte abgegrenzte Rahmen (Kapitel 3.1) herangezogen. In Hinblick auf die numerische Untersuchung war jedoch eine Bestimmung der exakten, in Ansatz zu bringenden Einzelwerte erforderlich. Im Rahmen der Oberbauberechnungen [24] sowie der Veröffentlichung von Eisenmann [25] erfolgte teilweise die Verwendung einer Abstufung der Bettungsmoduln in Schritten von $0,05 \text{ N/mm}^3$. Diese Abstufung wurde auch hier für die Festlegung der Einzelwerte verwendet. Einzig der geringste Bettungsmodul ($C = 0,02 \text{ N/mm}^3$) fiel aus diesem Raster. Dementsprechend wurden die in Tabelle 3.1 dargestellten Bettungsmoduln als Eingangswerte der Berechnungen herangezogen.

Tabelle 3.1: Übersicht der in Ansatz gebrachten Bettungsmoduln C

C [N/mm ³]
0,02
0,05
0,10
0,15
0,20
0,25
0,30
0,35
0,40

Tabelle 3.2: Übersicht der in Ansatz gebrachten Elastizitätsmoduln E

E [N/mm ²]
1.000
2.500
5.000
7.500
10.000
12.500
15.000
20.000
30.000
40.000
50.000
60.000

Da die gegenwärtigen Ansätze zur Ermittlung von Schwellenbeanspruchungen ausschließlich für Betonschwellen Gültigkeit besitzen, existierte keine Basis für die Unterteilung der zu untersuchenden E-Moduln. Infolgedessen wurde das Wissen über die Eigenschaften bekannter Schwellenmaterialien genutzt, um Stützstellen der zu betrachtenden E-Modul-Matrix zu definieren. Die zwischen diesen Punkten liegenden Abstu-

fungen ergaben sich entsprechend einer möglichst sinnvollen Verdichtung der zu untersuchenden Materialparameter, ohne die Anzahl der Untersuchungsfälle unnötig zu erweitern. Folglich wurden den Berechnungen die in Tabelle 3.2 (S. 38) dargestellten E-Moduln zugrunde gelegt.

In Kombination der gewählten Bettungs- und Elastizitätsmoduln ergaben sich somit 108 Varianten, die bei der Berechnung einer jeden Schwellenlänge, Querschnittsgeometrie und Lagerungssituation zu berücksichtigen waren. Durch Ausnutzung der Symmetrie konnte die Betrachtung auch im numerischen Untersuchungsfall auf das halbe System reduziert werden. Dementsprechend wurden die nachfolgend dargestellten Untersuchungen auf die Analyse der linken Schwellenhälfte beschränkt.

Zur Unterscheidung und eindeutigen Zuordnung der verschiedenen Untersuchungsfälle erfolgt im Weiteren die Verwendung von speziellen Kurzbezeichnungen. Diese ergeben sich auf Basis der Ebenen der Untersuchungsstruktur und setzen sich aus drei Großbuchstaben zusammen. Aus der Darstellung des strukturellen Aufbaus der numerischen Untersuchungen (Abb. 3.5) sind die Kurzzeichen der jeweiligen Ebenen bzw. Teilaspekte abzulesen. Dementsprechend dient die Bezeichnung GEV, um ein Beispiel anzuführen, der Benennung des Untersuchungsfalls einer Schwelle gleichbleibenden Querschnitts (G) belastet durch Einzellasten (E) bei vollflächiger Lagerung (V).

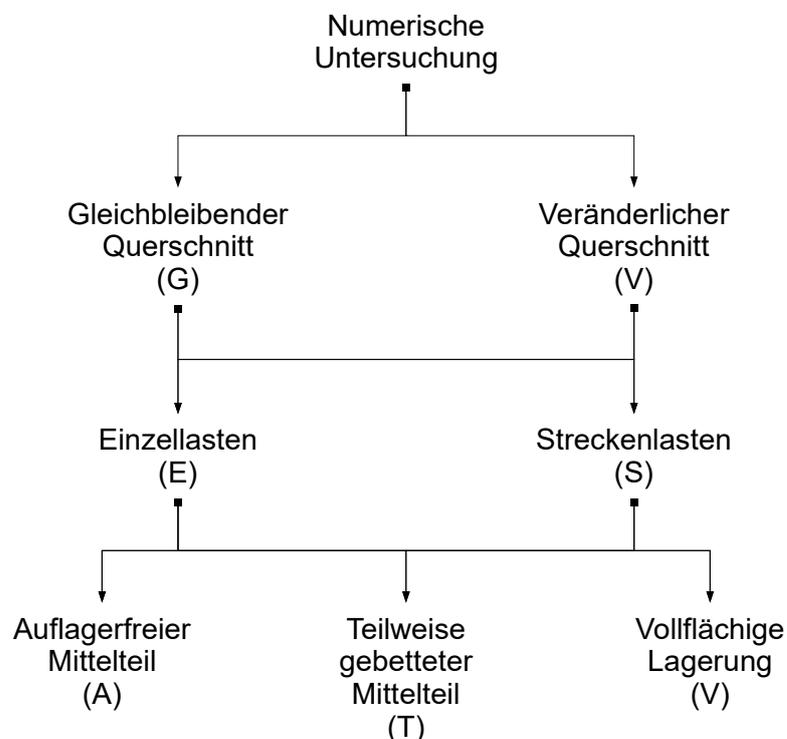


Abbildung 3.5: Strukturdarstellung der numerischen Untersuchungen

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

3.4.1 Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Einzellasten

Für den Aufbau der Untersuchungssysteme mussten die Schwellen, entsprechend der jeweils angesetzten Lagerungssituation, in zweckmäßige Abschnitte unterteilt werden. Aufgrund des gleichbleibenden Querschnitts war eine zusätzliche, geometriebedingte Untergliederung nicht notwendig.

Die Erstellung des Modells für Schwellen mit gleichbleibendem Querschnitt und auflagerfreiem Mittelteil (GEA) machte die Festlegung dreier Teilbereiche erforderlich. Der erste Abschnitt AB bildete hierbei den Bereich vom Schwellenende bis zur Lasteinleitung, der zweite Abschnitt BC den Bereich von der Lasteinleitung bis zum Beginn des auflagerfreien Mittelteils und der letzte Abschnitt CS den auflagerfreien Bereich, von dessen Beginn bis zur Schwellenmittel- bzw. Symmetrieachse, ab. Eine grafische Aufbereitung der beschriebenen Bereichsunterteilung ist der Abbildung 3.6 zu entnehmen.

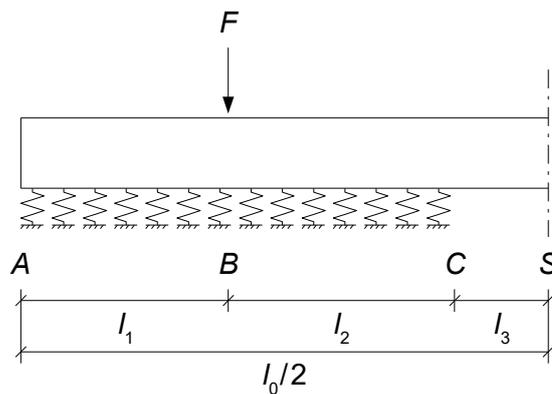


Abbildung 3.6: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Einzellast, Untersuchungsfall GEA

Konzeptionell war die Verwendung dieses Systemaufbaus für beide Abmessungen des auflagerfreien Mittelteils möglich. Durch die Variation der Länge des auflagerfreien Bereichs ergab sich allerdings ebenso eine Änderung der Länge des angrenzenden Bereichs. Für die verschiedenen Schwellenlängen resultierten somit die in Tabelle 3.3 (S. 41) dargestellten Abschnittslängen.

Zur Implementierung der verschiedenen gleichbleibenden Querschnittsgeometrien waren keine weiteren modelltechnischen Anpassungen notwendig. Aufgrund der Methode der Berechnung konnten die unterschiedlichen Schwellenquerschnitte durch eine zahlenmäßige Änderung der entsprechenden Eingangswerte berücksichtigt werden. Dabei waren lediglich die Abmessungen des Querschnitts anzupassen.

Tabelle 3.3: Übersicht der im Untersuchungsfall GEA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]
2.200	350	500	250
2.200	350	550	200
2.400	450	500	250
2.400	450	550	200
2.600	550	500	250
2.600	550	550	200

Die direkte Abbildung des auflagerfreien Mittelteils war jedoch infolge der Berechnungsmethode der Theorie des elastisch gebetteten Balkens nicht möglich. Da der Ansatz eines Bettungsmoduls von 0 N/mm^3 zur undefiniertheit eines Teils der Ausdrücke geführt hätte, musste die Lagerung des auflagerfreien Bereichs mittels eines möglichst kleinen und dennoch sinnvollen Werts des Bettungsmoduls abgebildet werden. Als praktikabel zeigte sich die Verwendung eines Verhältniswertes von $1/100$, auf Basis dessen der Bettungsmodul des aufgelagerten Bereichs reduziert und der Bettungsmodul für den auflagerfreien Bereich festgelegt wurde. Dementsprechend ergab sich beispielsweise der Bettungsmodul für den Mittenbereich, im Untersuchungsfall mit einem regulären Bettungsmodul von $0,40 \text{ N/mm}^3$ zu $0,004 \text{ N/mm}^3$. Unter Verwendung dieser Systematik zur Definition der Lagerung im theoretisch auflagerfreien Bereich konnten Probleme im Berechnungsablauf vermieden werden. Eine weitere Reduktion des Bettungsmoduls im Mittenbereich durch Gebrauch eines Abminderungsfaktors von $1/1000$ lieferte in den betrachteten Fällen eine Abweichung der Ergebnisse von maximal $0,2 \%$. Diese Differenz wurde als zu vernachlässigend eingestuft, sodass der Abminderungswert von $1/100$ für sämtliche weitere Berechnungen des Lagerungsfalls „auflagerfreier Mittelteil“ als Standardparameter herangezogen wurde.

Zur Abbildung des ungebetteten Schwellenbereichs war die Einführung einer zusätzlichen elastischen Länge notwendig, um den Ansatz des Bettungsmoduls für diesen abgegrenzten Bereich zu ermöglichen (Abb. 3.7, S. 42). Dementsprechend konnten sämtliche Gleichungen der elastischen Größen für die drei Teilabschnitte der Schwelle aufgestellt werden.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

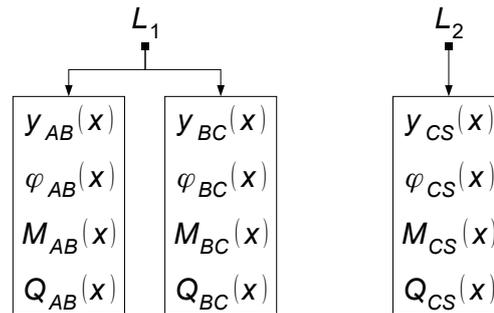


Abbildung 3.7: Berechnungsstruktur im Untersuchungsfall GEA

Die Lösung dieser Gleichungssysteme machte die Definition von insgesamt zwölf Rand- und Übergangsbedingungen erforderlich. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass die Festlegung der Bedingungen für alle Berechnungen nach einem übereinstimmenden Schema erfolgte, welches der Abbildung 3.8 zu entnehmen ist. Hierbei kamen an den Rändern der Systeme, also am Schwellenende ($x = 0$) sowie in Schwellenmitte ($x = l_0 / 2$), jeweils zwei bestimmte Randbedingungen zur Anwendung. Die verbleibenden Bedingungen ergaben sich durch Gleichsetzung der elastischen Größen an den Übergangsstellen. An der Stelle der Lasteinleitung war, im Fall der Beanspruchung mit Einzellasten, darüber hinaus die Belastung entsprechend der Definition nach Kapitel 3.2 zu berücksichtigen.

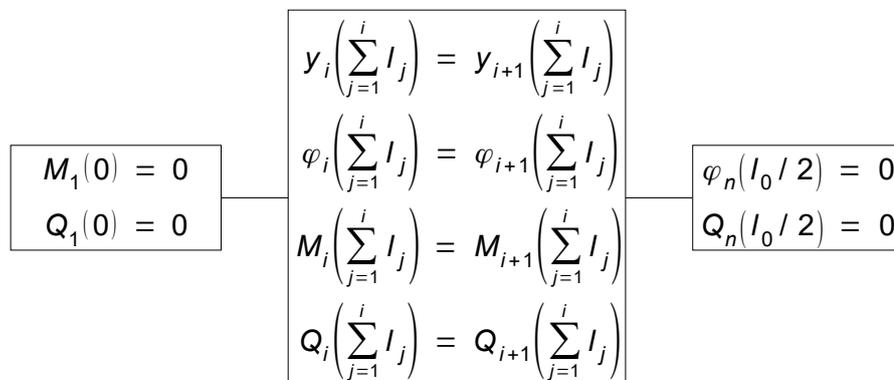


Abbildung 3.8: Schema der Definition der Rand- und Übergangsbedingungen

Um die Berechnungsergebnisse für die weitere Verwendung vorzuhalten, war die Festlegung einer Schrittweite der Laufvariable x und somit der Auswertepunkte notwendig. Der wichtigste Aspekt war hierbei, Ergebnisse am Punkt der Lasteinleitung (B) sowie in Schwellenmitte (S) zu erhalten. Dementsprechend wurde die Schrittweite der Laufvariable x entlang der Schwellenlängsachse zu 10 mm gewählt.

Abbildung 3.9 (S. 43) zeigt beispielhaft die Verformungs- und Momentenverläufe einer Schwelle mit einer Querschnittsfläche von $260 \times 160 \text{ mm}^2$, einer Länge von 2.600 mm

und einem E-Modul von 10.000 N/mm^2 , unter Ansatz eines Bettungsmoduls von $0,10 \text{ N/mm}^3$. Hierbei erfolgte die Wahl des Elastizitätsmoduls zur Abbildung der Materialeigenschaften einer Schwelle aus Buchenholz. Der Darstellung sind sowohl die Ergebnisse der Berechnung eines auflagerfreien Mittelteils mit 400 mm (AM400) als auch mit 500 mm (AM500) Länge zu entnehmen. Da die Belastung bei der Berechnung zahlenmäßig unberücksichtigt blieb, stellen die abgebildeten Werte ausschließlich Skalierungsfaktoren dar, welche mit der jeweiligen Stützpunktlast zu multiplizieren sind. Alle weiteren Ergebnisdarstellungen wurden nach dem gleichen Schema angefertigt.

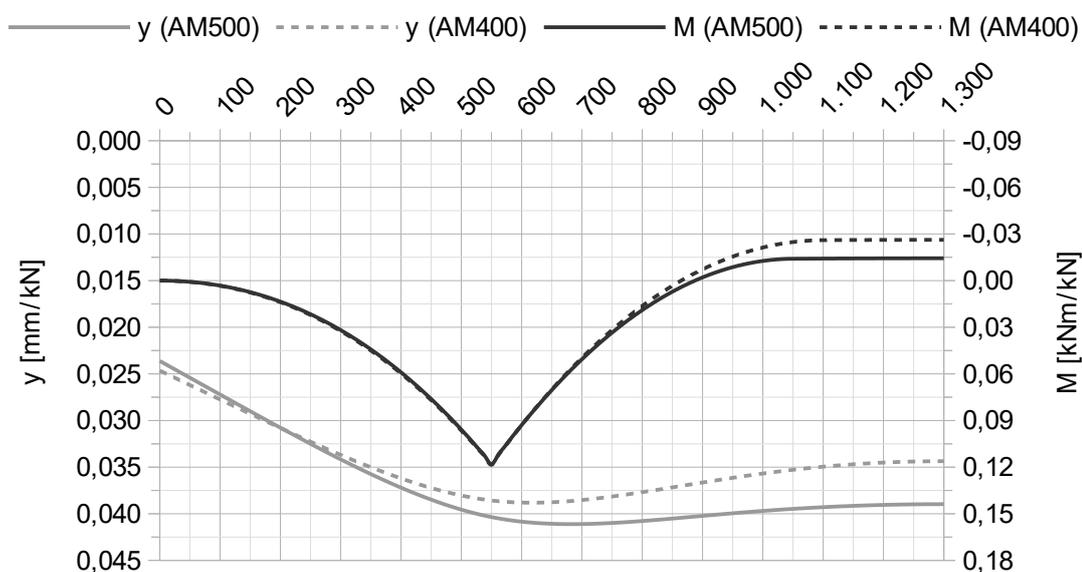


Abbildung 3.9: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEA ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Für die Untersuchung des Lagerungsfalls der teilweisen Bettung in Schwellenmitte (GET) erfolgte die Modellerstellung mit übereinstimmender Anzahl an Abschnitten sowie identischen Schwellen- und Abschnittslängen (Tab. 3.3, S. 41) wie für die Modellierung des Lagerungsfalls mit auflagerfreiem Mittelteil (GEA). Den einzigen Unterschied zwischen diesen beiden Modellen stellte die Abbildung der Bettung im Abschnitt CS dar. Als Übergangszustand zwischen einer Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil und einer vollflächigen Lagerung war der Bettungsmodul im Bereich der Schwellenmitte mit 50% des Bettungsmoduls der übrigen, regulär aufgelagerten Schwellenabschnitte anzunehmen (Kap. 2.2.2). Zur Reduktion des Ausgangsbettungsmoduls erfolgte dementsprechend die Verwendung eines Abminderungsfaktors von $1/2$. Abbildung 3.10 (S. 44) zeigt die in Ansatz gebrachten Schwellenabschnitte sowie den Bereich des reduzierten Bettungsmoduls. Aufgrund der sonstigen Übereinstimmung mit dem Modell der

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Schwelle mit auflagerfreiem Mittelteil kamen für diesen Betrachtungsfall die zwölf gleichen Rand- und Übergangsbedingungen sowie die identische Schrittweite der Laufvariable x zur Anwendung.

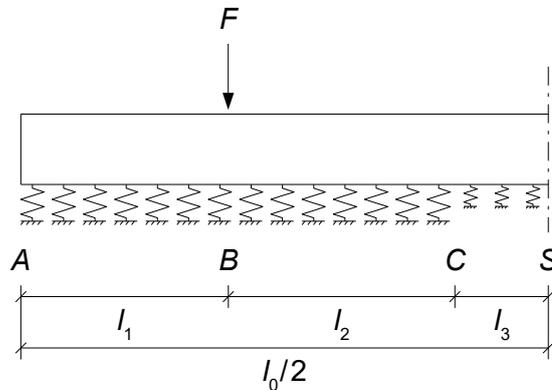


Abbildung 3.10: Halbschwelle mit teilweise gebettetem Mittelteil und Belastung durch eine Einzellast, Untersuchungsfall GET

Der Abbildung 3.11 sind die Verformungs- sowie die Momentenverläufe des im Zusammenhang mit dem Untersuchungsfall GEA eingeführten Beispielfalls zu entnehmen. Sowohl die Ergebnisse der Berechnung eines teilweise gebetteten Mittelteils mit 400 mm (TB400), als auch mit 500 mm (TB500) Länge wurden dabei dargestellt.

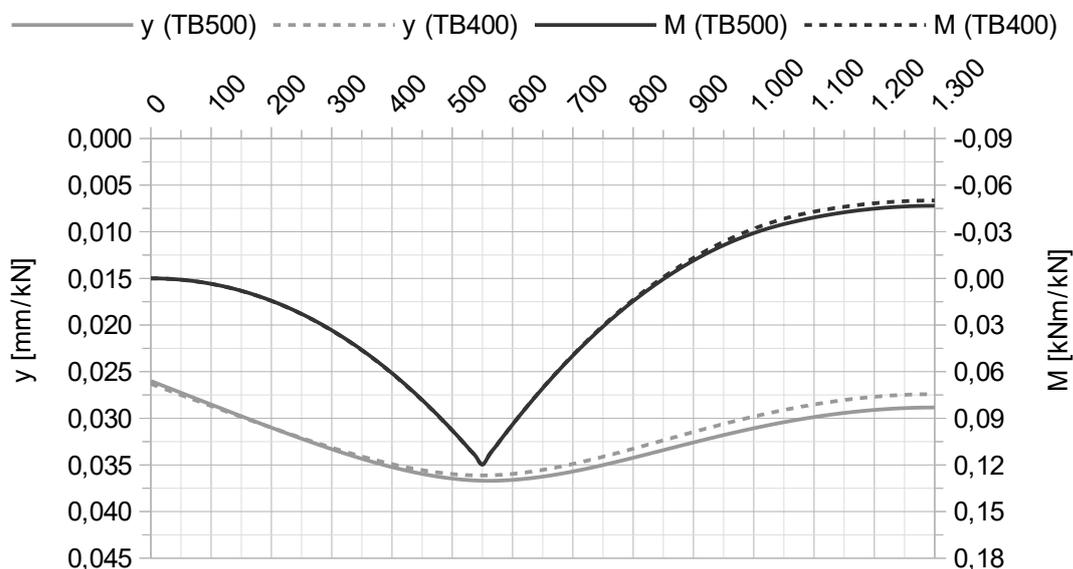


Abbildung 3.11: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GET ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Als letzte Modellvariante dieses Untersuchungsabschnitts wurde das System der vollflächig gelagerten Schwelle (GEV) umgesetzt. Hierbei ergab sich, wie bereits im Rahmen der analytischen Betrachtung erörtert, die geringste Anzahl an Diskontinuitätsstel-

len. Die Details des Systemaufbaus wurden bereits hinreichend erläutert (Kap. 3.3), weshalb an dieser Stelle keine erneute Aufführung des Vorgehens erfolgt. Für die numerische Untersuchung ergaben sich die Abschnittslängen, in Abhängigkeit der verschiedenen Schwellenlängen, entsprechend Tabelle 3.4.

Tabelle 3.4: Übersicht der im Untersuchungsfall GEV in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]
2.200	350	750
2.400	450	750
2.600	550	750

Der Vollständigkeit halber ist in Abbildung 3.12 noch einmal die prinzipielle Struktur der Berechnung dieses Untersuchungsfalls dargestellt. Da in Verbindung mit der vollflächigen Schwellenlagerung keine zusätzlichen Auswertepunkte zu berücksichtigen waren, erfolgte auch in diesem Fall der Ansatz einer Schrittweite der Laufvariable x von 10 mm.

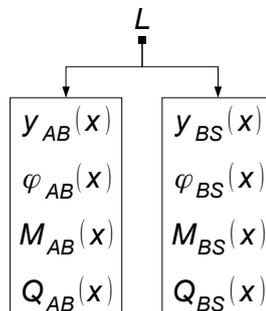


Abbildung 3.12: Berechnungsstruktur im Untersuchungsfall GEV

Der Abbildung 3.13 (S. 46) sind die mit der Modellkonzeption der vollflächigen Lagerung (VL) generierten Verformungs- und Momentenverläufe, unter Ansatz der bekannten Beispielparameter, zu entnehmen.

Im Vergleich der Berechnungsergebnisse der drei verschiedenen Lagerungszustände waren erwartungsgemäß Unterschiede in Bezug auf die Verformungen der Schwellen sowie die resultierenden Momentenbeanspruchungen festzustellen. Zur Veranschaulichung der Heterogenität der Ergebnisse sind diese in Abbildung 3.14 (S. 46) noch einmal, reduziert auf die Fälle der maximalen Beanspruchung, zusammenfassend dargestellt.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

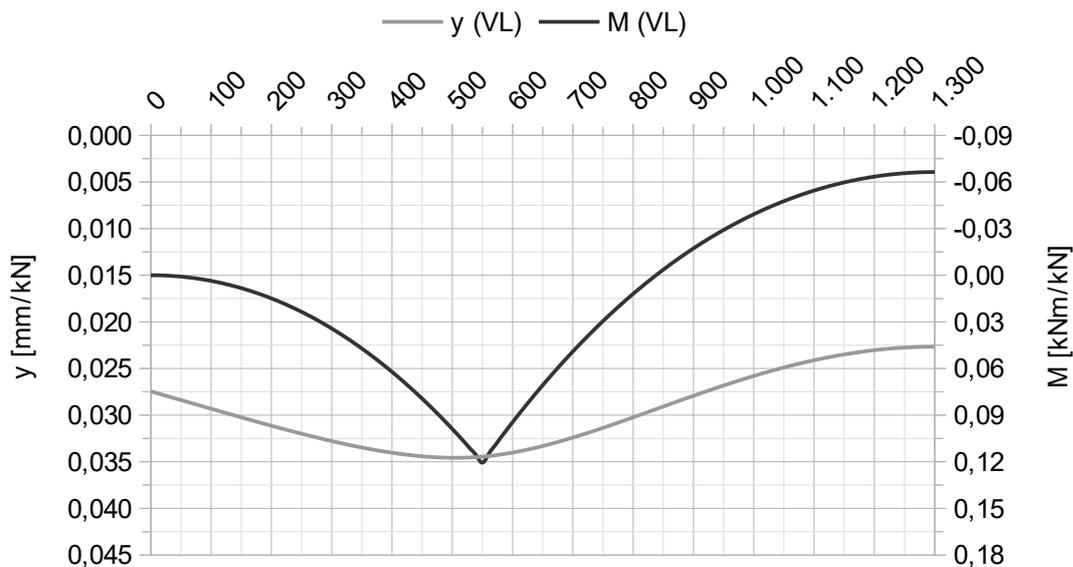


Abbildung 3.13: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Anhand der Momentenverläufe wird für den hier dargestellten Beispielfall deutlich, dass das Mittenmoment den kleinsten Wert für den Lagerungsfall mit auflagerfreiem Mittelteil und den größten Wert für den Fall der vollflächigen Lagerung aufweist. Außerdem sind die Effekte der Betrachtungsweise eines elastisch gebetteten Balkens, angesichts der nahezu identischen Auflagermomente für alle drei Lagerungssituationen, klar erkennbar.

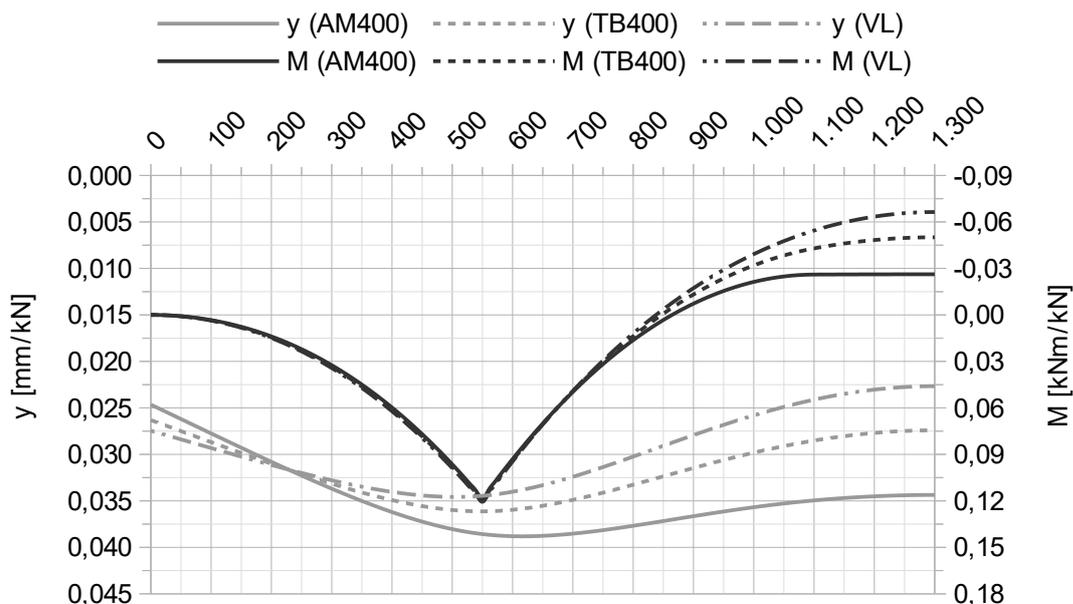


Abbildung 3.14: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle GEA, GET und GEV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Bei der Analyse weiterer Datensätze waren darüber hinaus keine Maximalwerte der Momentenbelastung im Zusammenhang mit dem Lagerungsfall mit teilweise gebettetem Mittelteil – weder im Bereich des Schienenaufalers noch in Schwellenmitte – festzustellen. Auf Basis dieses Ergebnisses wurde der Betrachtungsfall der teilweisen Bettung in Schwellenmitte im Rahmen der weiteren Berechnungen nicht mehr berücksichtigt.

3.4.2 Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Einzellasten

Die Modellierung einer Schwelle veränderlichen Querschnitts erforderte eine differenzierte Betrachtung der Eingangsparameter. Zunächst war die übliche Unterteilung des Systems und die entsprechende Festlegung der Untersuchungsabschnitte an den Unstetigkeitsstellen vorzunehmen. Bei der hier untersuchten Schwelle vom Typ B 70 erfolgte die Festlegung von Diskontinuitätspunkten, wie in der Abbildung 3.15 dargestellt, an der Übergangsstelle des ersten gleichbleibenden Querschnitts zum sich verjüngenden Querschnitt (Pos. *B*), der Stelle der Lasteinleitung (Pos. *C*), der Stelle der Änderung der Querschnittsverjüngung (Pos. *D*) sowie der Übergangsstelle des sich verjüngenden Querschnitts zum zweiten gleichbleibenden Querschnitt (Pos. *E*). Infolge dieser Unterteilung ergaben sich bereits fünf zu berechnende Schwellenabschnitte. Vereinfachend wurden die an den Ecken des Schwellenendes angeordneten Fasen sowie die Neigung am Schwellenende nicht berücksichtigt. Darüber hinaus erfolgte eine weitere Abstraktion der Geometrie im Bereich des Schienenaufalers. Diese wurde durch Ansatz einer direkten Verbindung der beiden angrenzenden Querschnittsbereiche, anstelle der dort ursprünglich angeordneten Höcker und Sicken des Schienenaufalers, realisiert (Abb. 3.15).

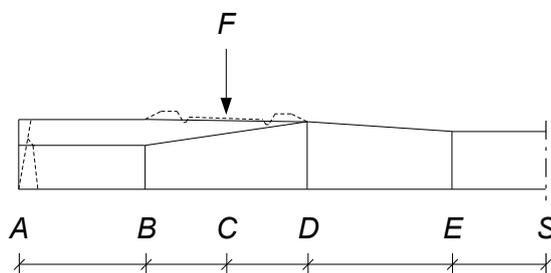


Abbildung 3.15: Diskontinuitätsstellen und Systemvereinfachung der Halbschwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch eine Einzellast

Aufgrund der Methode der Berechnung eines elastisch gebetteten Balkens war die Einbindung einer veränderlichen Querschnittsgeometrie, wie in den sich verjüngenden Be-

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

reichen zwischen den Positionen B und E vorhanden, in die üblichen Rechenabläufe nicht ohne weiteres möglich. Demzufolge musste für diese Abschnitte eine Basis zur Anwendung der Berechnungsprozesse, in Verbindung mit einer möglichst originalgetreuen Abbildung der Geometrie, geschaffen werden. Dies wurde durch eine kleinteilige Untergliederung der Abschnitte mit veränderlicher Geometrie erreicht. Hierbei erfolgte die Definition von Bereichen mit einer Länge von je 25 mm, für die eine Breite der Schwellenunterseite b sowie ein Flächenträgheitsmoment I_z , entsprechend dem Mittelwert der Parameter am Anfang und Ende des jeweiligen Teilabschnitts, angesetzt wurde (Abb. 3.16).

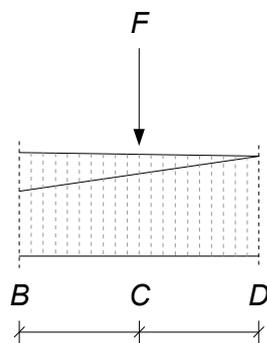


Abbildung 3.16: Systemeinteilung im Bereich der veränderlichen Querschnittsgeometrie

Somit erfolgte die Definition von 29 weiteren Diskontinuitätspunkten, entsprechend der Anzahl an zusätzlich eingeführten Teilabschnitten. Die Abschnittslängen wurden dabei aufgrund einer möglichst geringen Abweichung von der Ursprungsgeometrie, ohne eine unverhältnismäßige Erhöhung der Anzahl an Teilbereichen, gewählt. Darüber hinaus erfolgte eine Berücksichtigung der Relevanz der Abschnittseinteilung für die nachfolgende Untersuchung der Schwellenbeanspruchung mit Streckenlasten. Mittels dieser Modifikationen war die Erstellung der Modelle für die Berechnung der Lagerungsfälle mit auflagerfreiem Mittelteil (Abb. 3.17, S: 49) und vollflächiger Lagerung (Abb. 3.18, S. 49) möglich.

Zur Abbildung der Lagerung mit einem 400 mm langen auflagerfreien Mittelteil war, angesichts der Änderung der Geometrie und der dadurch prinzipiell vorhandenen Unstetigkeitsstelle an Position E , keine Modellanpassung notwendig. Infolge der feinen Untergliederung der Schwellengeometrie im Bereich der veränderlichen Querschnitte musste auch für den auflagerfreien Mittelteil mit einer Länge von 500 mm keine zusätzliche Diskontinuitätsstelle eingeführt und somit keine Änderungen am Modell vorgenommen werden.

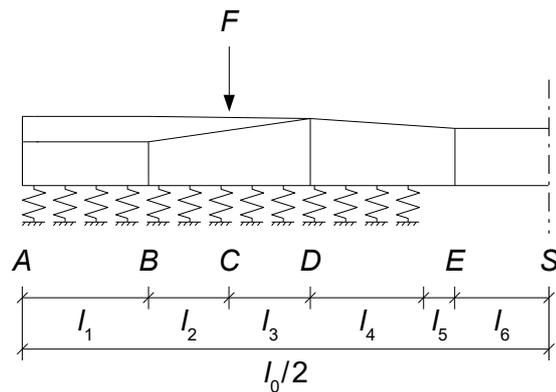


Abbildung 3.17: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Einzelast, Untersuchungsfall VEA

Der Tabelle 3.5 sind die entsprechenden Abschnittslängen, in Abhängigkeit der untersuchten Schwellenlängen, zu entnehmen.

Tabelle 3.5: Übersicht der im Untersuchungsfall VEA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]	l_5 [mm]	l_6 [mm]
2.400	200	250	250	250	50	200
2.400	200	250	250	300	0	200
2.600	300	250	250	250	50	200
2.600	300	250	250	300	0	200

Aufgrund der bekanntermaßen einfachsten Systemkonzeption der vollflächigen Lagerung und der bereits erfolgten Untergliederung der Schwelle an der lastbedingten sowie den geometriebedingten Unstetigkeitsstellen waren auch für diesen Fall keine Modifikationen des Modells notwendig.

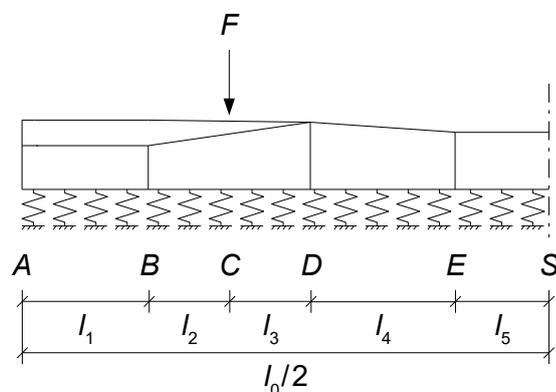


Abbildung 3.18: Halbschwelle mit vollflächiger Lagerung und Belastung durch eine Einzelast, Untersuchungsfall VEV

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Die für den Untersuchungsfall der vollflächigen Lagerung in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen sind in Tabelle 3.6 aufgeführt.

Tabelle 3.6: Übersicht der im Untersuchungsfall VEV in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]	l_5 [mm]
2.400	200	250	250	300	200
2.600	300	250	250	300	200

Durch die Untergliederung der Schwelle in insgesamt 34 Abschnitte, mit sich jeweils unterscheidenden Randbedingungen, war die Bestimmung einer elastischen Länge für jeden dieser Abschnitte erforderlich. In den Randbereichen AB und ES , mit konstanten Parametern, war hierbei die Festlegung je einer elastischen Länge ausreichend. Angesichts der schrittweisen Unterteilung in den Bereichen der veränderlichen Querschnitte BC , CD und DE bestand demgegenüber die Notwendigkeit der Definition 32 verschiedener elastischer Längen. Die erforderlichen Eingangsparameter wurden hierbei jeweils auf Basis linearer Interpolationsfunktionen ermittelt. Beruhend auf den vier grundlegenden Geometriebereichen (AB , BD , DE und ES) erfolgte die Gruppierung der Einzelabschnitte, sodass sich die in Abbildung 3.19 dargestellte Berechnungsstruktur für die Untersuchung der Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Einzellasten ergab. Um für sämtliche Schwellenabschnitte eine gewisse Anzahl an Ergebnissen zu generieren, wurde eine Schrittweite der Laufvariable x von 2,5 mm gewählt.

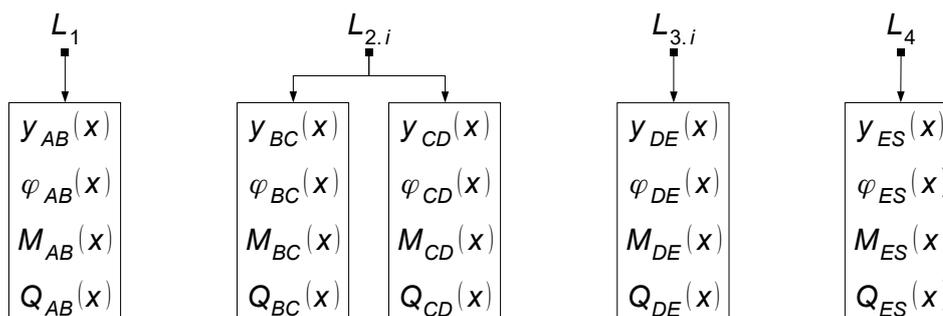


Abbildung 3.19: Berechnungsstruktur in den Untersuchungsfällen VEA und VEV

Zur beispielhaften Visualisierung der Ergebnisse der beiden Untersuchungsszenarien wurden nahezu identische Randbedingungen wie für die Schwellen gleichbleibenden Querschnitts angesetzt. Dementsprechend erfolgte hierbei die Auswertung der Berechnungen für eine Schwellenlänge von 2.600 mm und einen Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$. Neben der sich unterscheidenden Schwellengeometrie stellte der Ansatz

eines Elastizitätsmoduls von 40.000 N/mm^2 , welcher zur Abbildung der Materialeigenschaften von Schwellenbeton herangezogen wurde, die einzige Abweichung zu den zuvor angesetzten Parametern dar. Der Abbildung 3.20 sind die Verformungs- und Momentenverläufe der Berechnungen für die beispielhaften Randbedingungen zu entnehmen.

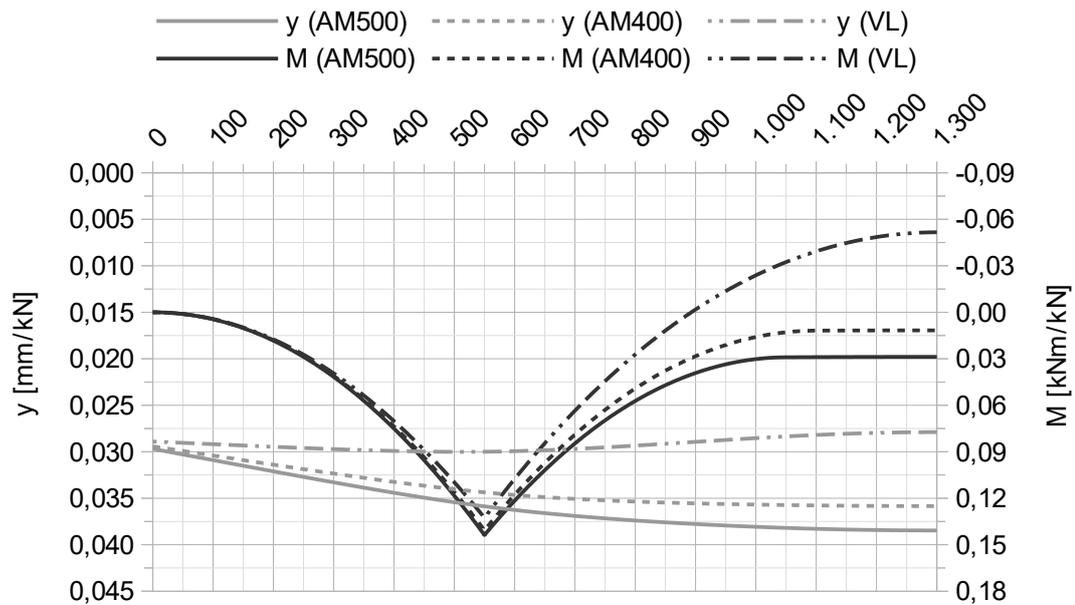


Abbildung 3.20: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle VEA und VEV ($B = 70$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

3.4.3 Modelltechnische Aufbringung einer Vorspannkraft

Da Schwellen aus Beton, im Speziellen Monoblockschwellen, grundsätzlich als Spannbetonschwellen ausgeführt werden, bestand die Notwendigkeit, auch diesen Aspekt im Rahmen der Modellierung einer Untersuchung zu unterziehen. Aufgrund der Systematik der Berechnung des elastisch gebetteten Balkens, bei der keine Berücksichtigung der eigentlichen Querschnittsgeometrie, sondern lediglich eine Berücksichtigung aus der Geometrie resultierender Parameter erfolgt, war die Definition der Höhenlage einer eingeleiteten Vorspannkraft nicht möglich. Als realisierbarer, alternativer Ansatz stellte sich die Aufbringung einer Axialkraft auf den theoretischen Gesamtquerschnitt dar. Auf diese Weise konnte nicht der maximal erzielbare Effekt einer mit Exzentrizität zum Schwerpunkt des Querschnitts eingeleiteten Vorspannkraft berücksichtigt werden. Jedoch ermöglichte dieses Vorgehen die Untersuchung der grundsätzlichen Auswirkungen der Aufbringung einer Vorspannkraft.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Durch Anpassung der Differentialgleichung der Biegelinie des elastisch gebetteten Balkens (Gl. 3.2, S. 29) war die Abbildung einer Axialkraft, in diesem Zusammenhang der Vorspannkraft P , als zusätzliche Belastung möglich (Gl. 3.19). Infolge dieser Adaption ergab sich ebenso eine Änderung der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung (Gln. 3.20, 3.21 und 3.22). Für den Untersuchungsfall der Belastung mit Einzellasten war diese allgemeine Lösung auf bekannte Weise zu vereinfachen (Gl. 3.23). [26]

$$E I \frac{d^4 y(x)}{d x^4} - P \frac{d^2 y(x)}{d x^2} + b C y(x) = q(x) \quad (3.19)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{L^2} + \frac{P}{4 E I}} \quad (3.20)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{L^2} - \frac{P}{4 E I}} \quad (3.21)$$

$$y(x) = \left(A_1 e^{\alpha x} + A_2 e^{-\alpha x} \right) \cos \beta x + \left(A_3 e^{\alpha x} + A_4 e^{-\alpha x} \right) \sin \beta x + \frac{q(x)}{b C} \quad (3.22)$$

$$y(x) = \left(A_1 e^{\alpha x} + A_2 e^{-\alpha x} \right) \cos \beta x + \left(A_3 e^{\alpha x} + A_4 e^{-\alpha x} \right) \sin \beta x \quad (3.23)$$

Durch Anpassung der entsprechenden Gleichungen, unter Beibehaltung der sonstigen Modellkonzeption, war somit die Berechnung möglich. Aufgrund der geringeren Komplexität wurde hierbei das Modell der vollflächig gelagerten Schwelle gleichbleibenden Querschnitts als Basis herangezogen (Abb. 3.21).

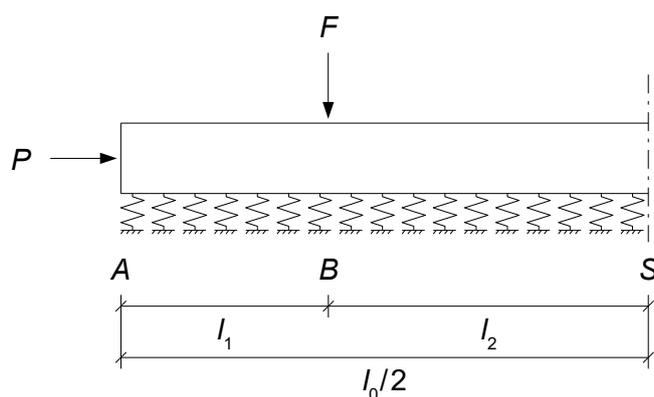


Abbildung 3.21: Halbschwelle gleichbleibenden Querschnitts mit vollflächiger Lagerung, Vorspannung und Belastung durch eine Einzellast

Abbildung 3.22 zeigt beispielhaft den Vergleich der Ergebnisse einer Berechnung unter Aufbringung einer theoretischen Vorspannkraft von 320 kN (P320), entsprechend der

nach Deutsche Bahn Standard [23] auf im Sofortentschalverfahren hergestellte Gleiswellen initial zu applizierenden Vorspannkraft, sowie einer Berechnung ohne Aufbringung einer Vorspannkraft (P0). Grundlage dieser Betrachtung bildete eine Schwelle mit einem Querschnitt von $300 \times 200 \text{ mm}^2$, einer Länge von 2.600 mm, einem E-Modul von 40.000 N/mm^2 sowie einem Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$. Ein relevanter Einfluss der Vorspannung ist hierbei nicht erkennbar.

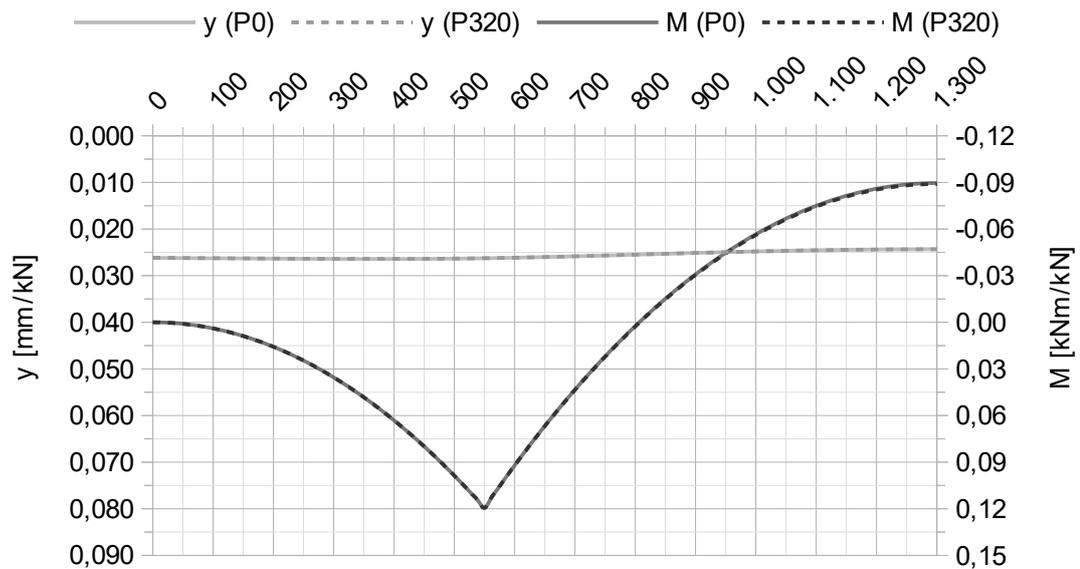


Abbildung 3.22: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEV mit und ohne Berücksichtigung einer Vorspannkraft ($300 \times 200 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Da die Effekte der Vorspannung mit sinkendem Bettungsmodul und abnehmender Biegesteifigkeit, verursacht durch eine kleinere Querschnittsfläche oder einen kleineren Elastizitätsmodul, zunehmen, erfolgte eine weitere vergleichende Betrachtung. Um die Auswirkungen der Vorspannung zu verdeutlichen, wurde hierbei ein in diesem Zusammenhang extremer und unrealistisch niedriger Elastizitätsmodul der Schwelle in Ansatz gebracht. Der Abbildung 3.23 (S. 54) sind die Ergebnisse der Betrachtung zu entnehmen, für die die Wahl eines Schwellenquerschnitts von $260 \times 150 \text{ mm}^2$, einer Schwellenlänge von 2.600 mm, eines E-Moduls von 2.500 N/mm^2 und eines Bettungsmoduls von $0,05 \text{ N/mm}^3$ erfolgte.

Grundsätzlich wird hierbei deutlich, dass die Aufbringung der Vorspannkraft zur Abminderung der Momentenbeanspruchung in den relevanten Bereichen des Schienenauflegers und der Schwellenmitte führt. Selbst ohne Berücksichtigung einer Exzentrizität der Vorspannung ist dieser Effekt deutlich sichtbar.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

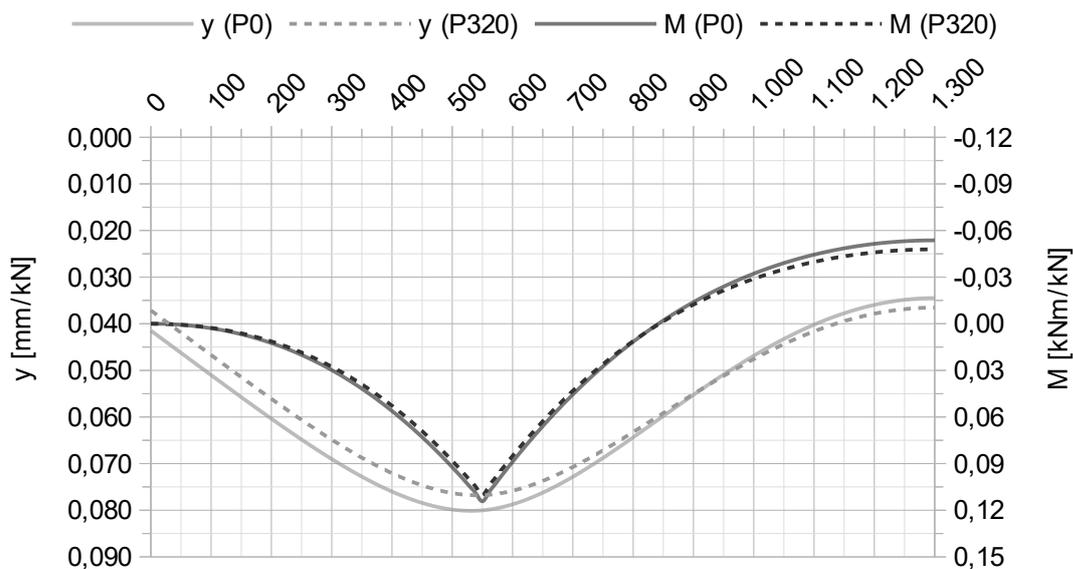


Abbildung 3.23: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEV mit und ohne Berücksichtigung einer Vorspannkraft ($260 \times 150 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 2.500 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

Da diese Art der Betrachtung die Festlegung einer expliziten Spannkraft erforderte, konnten nur Ergebnisse für ein spezielles Vorspannungsniveau und somit keine allgemeingültigen Ergebnisse erzielt werden. Darüber hinaus hatten die Berechnungen mit aufgebrachtener Vorspannkraft, verglichen mit den Berechnungen ohne Berücksichtigung einer Vorspannung, geringere Beanspruchungen in den relevanten Bereichen zum Ergebnis. Auf der sicheren Seite liegend wurde deshalb im Weiteren auf eine Betrachtung mit Vorspannung verzichtet.

3.4.4 Zwischenfazit – Schwellen belastet durch Einzellasten

Die bis zu diesem Punkt beschriebenen Abläufe und dargestellten Ergebnisse veranschaulichen die potentielle Anwendbarkeit dieser Methode für die Bestimmung von Schwellenbeanspruchungen. Des Weiteren konnte aufgezeigt werden, dass eine Berechnung des teilweise konsolidierten Zustandes lediglich der Generierung von Zwischengrößen der Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil und der vollflächigen Lagerung dient. Da in der Praxis ein Eingriff in den Oberbau üblicherweise erst nach Erreichen einer vollflächigen Lagerung notwendig wird, bietet die Berechnung der aus dem Lagerungsfall mit teilweiser Bettung in Schwellenmitte resultierenden Beanspruchungen keinen Mehrwert und wurde somit für die weiteren Betrachtungen nicht berücksichtigt. Sollte dennoch die Notwendigkeit von Oberbauarbeiten vor Erreichen des vollständig konsolidierten Zustandes bestehen, so sind die auf Basis der beiden anderen Fälle er-

mittelten Beanspruchungen als auf der sicheren Seite liegend anzusehen. Durch die rechnerische Aufbringung einer Vorspannkraft und den Vergleich der Ergebnisse mit denen einer nicht vorgespannten Schwelle konnte ferner gezeigt werden, dass eine Betrachtung ohne Vorspannung übereinstimmende oder höhere Beanspruchungen zum Ergebnis hat. Aus diesem Grund wurde der Fokus der weiteren Untersuchungen auf den Fall ohne Berücksichtigung einer Vorspannkraft gelegt.

Als wenig problembehaftet erwies sich die Umsetzung des Berechnungsmodells einer Schwelle gleichbleibenden Querschnitts. Selbst die Beibehaltung einer möglichst großen Variabilität, welche sich in einem geringen Aufwand bei der Anpassung zur Berechnung anderer Schwellenquerschnitte widerspiegelte, gestaltete sich nicht allzu schwierig. Im Gegensatz dazu stellte sich die Abbildung einer Schwelle veränderlichen Querschnitts als komplexeres Unterfangen dar. Aufgrund der Formgebung, mit mehrfachen Änderungen der Querschnittsgeometrie, war die Untergliederung des Systems in eine Vielzahl verschieden großer Untersuchungsabschnitte erforderlich. Somit bietet das Ergebnis der Modellierung ausschließlich die Möglichkeit der Untersuchung einer Schwelle des Typs B 70. Im Fall der Relevanz einer Beanspruchungsanalyse weiterer veränderlicher Schwellengeometrien wäre demzufolge modelltechnisches Optimierungspotential vorhanden.

Wie der Abbildung 3.9 sowie den weiteren Darstellungen der Momentenverläufe zu entnehmen ist, verursachte die Lasteinleitung mittels Einzellasten in sämtlichen Untersuchungsfällen eine lokale Spitze der Momentenbelastung unter dem Schienenaufleger. Ursächlich für diese Begebenheit ist die Methode der Berechnung, bei der keine direkte Einbeziehung der Bauteil- bzw. Schwellenhöhe erfolgt. Dementsprechend bleibt eine Lastausbreitung im Material und damit eine Verteilung der Momentenbeanspruchung unberücksichtigt. Da ein solcher Effekt jedoch de facto existiert, war eine erweiterte Betrachtung, unter Berücksichtigung verteilter Lasten, notwendig. Dies ließ sich auf Basis des Ansatzes von Streckenlasten realisieren.

3.4.5 Schwelle gleichbleibenden Querschnitts belastet durch Streckenlasten

Die Veränderung der Belastungskonzeption, vom Lasteintrag durch Einzellasten hin zur Beanspruchung durch Streckenlasten, war für eine Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit geringfügigen Modifikationen möglich. Als Basis wurde hierbei das Modell der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit Belastung durch Einzellasten

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

herangezogen. Da die allgemeine Lösung der Differentialgleichung der Biegelinie des elastisch gebetteten Balkens (Gl. 3.4) grundsätzlich einen Term zur Berücksichtigung von Streckenlasten enthält, welcher für den Untersuchungsfall der Belastung mit Einzellasten entfallen konnte, musste für den belasteten Schwellenabschnitt lediglich eine Integration dieser Funktionsgleichung und der zugehörigen Ableitungen erfolgen. Für die Schwellenbereiche ohne äußere Belastung konnten weiterhin die bislang verwendeten Funktionsgleichungen angesetzt werden.

Aufgrund der Anpassung der Belastungsmethode war die Einzellast und die damit verbundene Unstetigkeitsstelle aus dem System zu entfernen. Zur Implementierung der Streckenlast musste der belastete Bereich abgegrenzt werden. Daher waren wiederum zwei Diskontinuitätsstellen zu integrieren. Für die Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch Streckenlasten ergaben sich somit fünf Unstetigkeitsstellen bzw. vier Untersuchungsabschnitte. Wie der Abbildung 3.24 zu entnehmen ist, erstreckten sich diese vom Schwellenende bis zum Beginn der Streckenlast (*AB*), über den gesamten Bereich der Streckenlast (*BC*), vom Ende der Streckenlast bis zum Beginn des auflagerfreien Bereichs (*CD*) sowie vom Beginn des auflagerfreien Bereichs bis zur Schwellenmittelachse (*DS*).

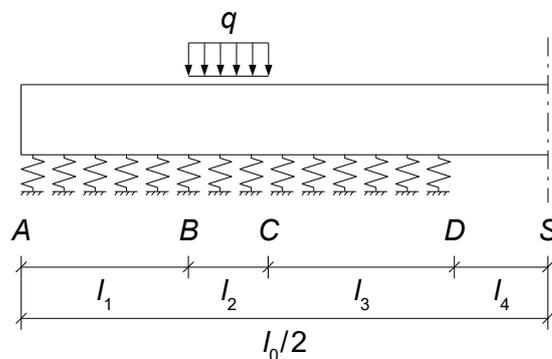


Abbildung 3.24: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Streckenlast, Untersuchungsfall GSA

Infolge der Änderung des Lasteintrags war der Parameter der Einzellast aus den Rand- und Übergangsbedingungen zu entfernen und diese bezüglich des zusätzlich eingefügten Abschnitts zu erweitern. Zusätzliche Anpassungen modelltechnischer Natur waren, aufgrund der gleichbleibenden Schwellengeometrie, nicht notwendig.

Durch Festlegung der entsprechenden numerischen Werte erfolgte die Definition der Ausdehnung des auflagerfreien Bereichs sowie der Belastung. Hierbei wurden vier verschiedene Längen der Lasteinleitung herangezogen, deren Ansatz am Ort der Belas-

3.4 Numerischer Untersuchungsansatz

lung über die gesamte Schwellenbreite erfolgte. Zur Anwendung kamen Lasteinleitungslängen von 125 mm, entsprechend der Fußbreite der Schientypen 49E5 und 54E4 [31], 150 mm, entsprechend der Fußbreite des Schientyps 60E2 [31], sowie 300 mm und 400 mm. Dabei wurden die beiden letztgenannten Werte gewählt, um eine Lastausbreitung über die Schwellenhöhe abzubilden. Der Tabelle 3.7 sind die im Untersuchungsfall des gleichbleibenden Querschnitts mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch Streckenlasten (GSA) in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen zu entnehmen.

Tabelle 3.7: Übersicht der im Untersuchungsfall GSA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]
2.200	287,5	125	437,5	250
2.200	287,5	125	487,5	200
2.200	275	150	425	250
2.200	275	150	475	200
2.200	200	300	350	250
2.200	200	300	400	200
2.200	150	400	300	250
2.200	150	400	350	200
2.400	387,5	125	437,5	250
2.400	387,5	125	487,5	200
2.400	375	150	425	250
2.400	375	150	475	200
2.400	300	300	350	250
2.400	300	300	400	200
2.400	250	400	300	250
2.400	250	400	350	200
2.600	487,5	125	437,5	250
2.600	487,5	125	487,5	200
2.600	475	150	425	250
2.600	475	150	475	200
2.600	400	300	350	250
2.600	400	300	400	200
2.600	350	400	300	250
2.600	350	400	350	200

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Im Fall der vollflächigen Lagerung war die Definition von vier Diskontinuitätspunkten und dementsprechend drei Untersuchungsabschnitten erforderlich. Durch Entfall des auflagerfreien Bereichs, und der damit verbundenen Änderung der Lagerungsbedingungen, konnte die Betrachtung ohne Berücksichtigung der Unstetigkeitsstelle D erfolgen. Folglich war der dritte Abschnitt, wie der Abbildung 3.25 zu entnehmen, vom Ende der Streckenlast bis zur Symmetrieachse (CS) zu erweitern.

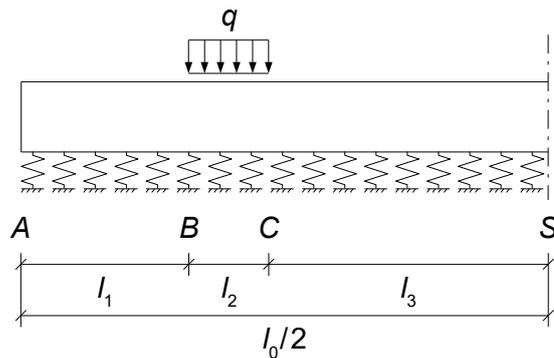


Abbildung 3.25: Halbschwelle mit vollflächiger Lagerung und Belastung durch eine Streckenlast, Untersuchungsfall GSV

Die für diesen Untersuchungsfall in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen sind in Tabelle 3.8 aufgeführt.

Tabelle 3.8: Übersicht der im Untersuchungsfall GSV in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]
2.200	287,5	125	687,5
2.200	275	150	675
2.200	200	300	600
2.200	150	400	550
2.400	387,5	125	687,5
2.400	375	150	675
2.400	300	300	600
2.400	250	400	550
2.600	487,5	125	687,5
2.600	475	150	675
2.600	400	300	600
2.600	350	400	550

Vor dem Hintergrund der veränderten Belastungskonzeption erfolgte eine Abwandlung der Schrittweite der Laufvariable x , welche für die Fälle mit Belastung durch Streckenlasten einheitlich zu 2,5 mm gewählt wurde. Abbildung 3.26 zeigt die Ergebnisse der beiden Untersuchungsszenarien, unter Ansatz der bereits von der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit Belastung durch Einzellasten bekannten Beispielparameter. Dargestellt wurden hierbei exemplarisch die Resultate der Berechnungen mit Streckenlasten einer Ausdehnung von 150 mm.

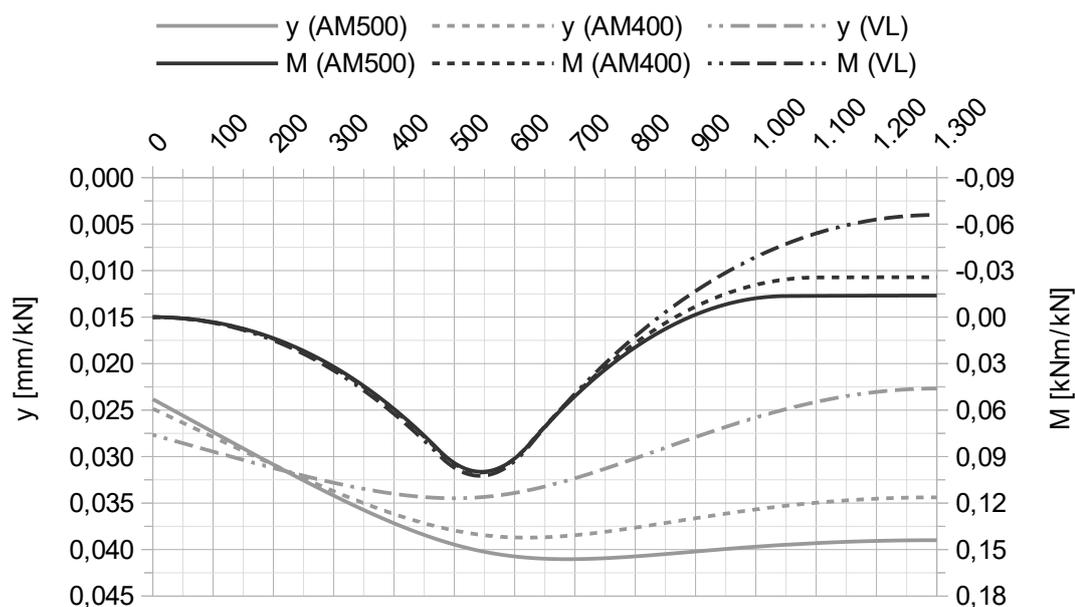


Abbildung 3.26: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle GSA und GSV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $l_q = 150 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Auch im Zusammenhang mit der Belastung durch Streckenlasten sind den zugehörigen Abbildungen ausschließlich Skalierungsfaktoren zu entnehmen, welche mit der jeweiligen Stützpunktlast zu multiplizieren sind.

3.4.6 Schwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch Streckenlasten

Für eine Schwelle veränderlichen Querschnitts hatte die Belastung durch Streckenlasten nahezu keine Auswirkungen auf die Modellbildung. Aufgrund der kleinteiligen Untergliederung der Untersuchungsabschnitte im Bereich der Verjüngung war bereits eine flexible Basis zur Implementierung der Streckenlasten vorhanden. Da die Abschnittslängendefinition für den Bereich des veränderlichen Querschnitts auch unter Berücksichtigung der späteren Einbindung verschiedener Ausdehnungen der Lasteinleitung

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

erfolgte, mussten keine Änderungen an den Positionen der Diskontinuitätsstellen zur Integration des Lasteintrags vorgenommen werden. Einzig die Untersuchung der Lasteinleitungslänge von 125 mm erforderte die Einführung von zwei zusätzlichen Unstetigkeitsstellen, da eine Abdeckung dieser Länge mit dem gewählten 25 mm-Raster nicht möglich war. Die Betrachtung der weiteren Fälle erfolgte unter Beibehaltung dieser beiden zusätzlichen Diskontinuitätsstellen. Neben besagter Modellanpassung war es notwendig die Funktionsgleichungen und zugehörigen Ableitungen für die unter dem Einfluss der Belastung stehenden Bereiche anzupassen. Bedingt durch die verschiedenen Längen der Lasteinleitung war dabei eine Erstellung vier unterschiedlicher Berechnungsmodelle notwendig. Hintergrund dessen war die sich jeweils unterscheidende Anzahl an belasteten Abschnitten des Bereichs der veränderlichen Geometrie. Für die Abschnitte ohne äußeren Lasteintrag konnte die ursprüngliche Systematik der Berechnung beibehalten werden.

Wie bereits zuvor war die Untersuchung der verschiedenen Lagerungsfälle, aufgrund der Systemunterteilung, ohne Abwandlung der Modelle möglich. Abbildung 3.27 zeigt die resultierende Systemkonzeption.

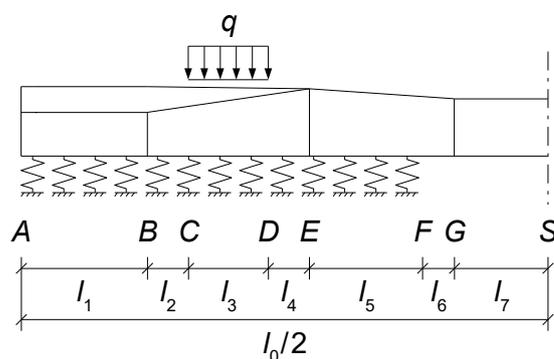


Abbildung 3.27: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Streckenlast, Untersuchungsfall VSA

Der Tabelle 3.9 (S. 61) sind die zugehörigen Schwellen- und Abschnittslängen im Lagerungsfall mit auflagerfreiem Mittelteil zu entnehmen. Für den Fall der vollflächigen Lagerung gelten sowohl die Konzeption als auch die zugehörigen Längen sinngemäß.

Abbildung 3.28 (S. 61) zeigt die Verformungs- und Momentenverläufe der Schwelle veränderlichen Querschnitts für die Fälle der Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil sowie mit vollflächiger Lagerung, unter Ansatz einer Lasteinleitungslänge von 150 mm. Die Berechnungsrandbedingungen wurden hierbei übereinstimmend mit dem Fall der Beanspruchung mittels Einzellasten gewählt.

3.4 Numerischer Untersuchungsansatz

Tabelle 3.9: Übersicht der im Untersuchungsfall VSA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen

l_0 [mm]	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]	l_5 [mm]	l_6 [mm]	l_7 [mm]
2.400	200	187,5	125	187,5	250	50	200
2.400	200	187,5	125	187,5	300	0	200
2.400	200	175	150	175	250	50	200
2.400	200	175	150	175	300	0	200
2.400	200	100	300	100	250	50	200
2.400	200	100	300	100	300	0	200
2.400	200	50	400	50	250	50	200
2.400	200	50	400	50	300	0	200
2.600	300	187,5	125	187,5	250	50	200
2.600	300	187,5	125	187,5	300	0	200
2.600	300	175	150	175	250	50	200
2.600	300	175	150	175	300	0	200
2.600	300	100	300	100	250	50	200
2.600	300	100	300	100	300	0	200
2.600	300	50	400	50	250	50	200
2.600	300	50	400	50	300	0	200

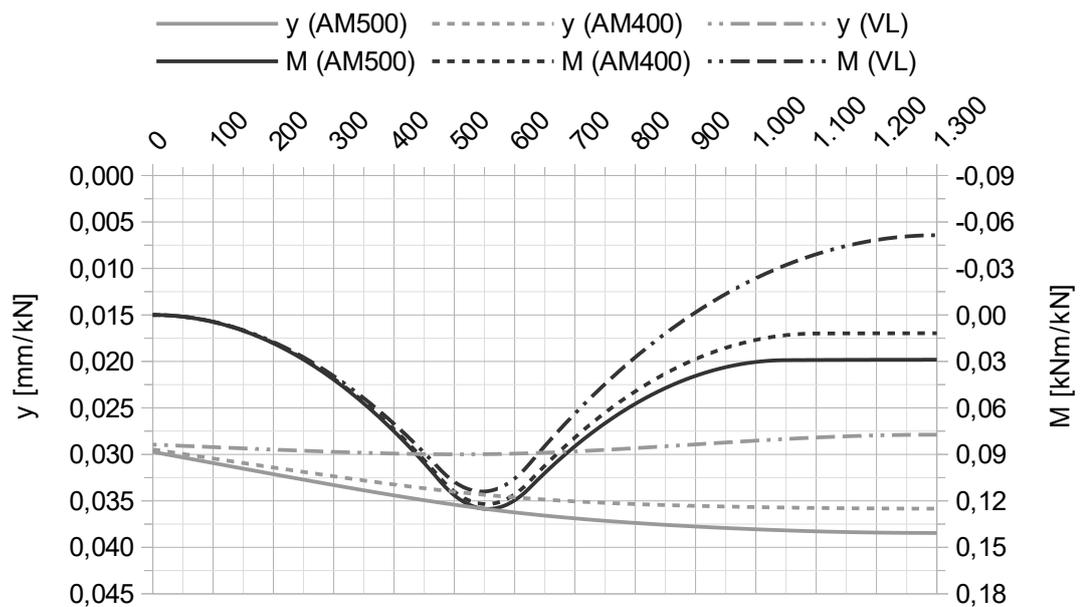


Abbildung 3.28: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle VSA und VSV ($B = 70$, $l_0 = 2.600$ mm, $l_q = 150$ mm, $E = 40.000$ N/mm², $C = 0,10$ N/mm³)

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

3.4.7 Zwischenfazit – Schwellen belastet durch Streckenlasten

Grundsätzlich zeigt die Untersuchung der Schwellenberechnung mit Lasteinleitung durch Streckenlasten die Umsetzbarkeit dieser alternativen Belastungskonzeption. Darüber hinaus verdeutlicht der Vergleich der Ergebnisse der Schwellenbelastung durch Einzellasten und der der Belastung durch Streckenlasten die Unterschiede dieser beiden Ansätze. Die Abbildung 3.29 stellt ebendiese Überlagerung der Ergebnisse dar, für die beispielhaft der Fall der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit vollflächiger Lagerung und Belastung durch Einzellasten (F) sowie durch Streckenlasten mit einer Länge von 150 mm (q150) sowie 400 mm (q400) herangezogen wurde. Anhand der Darstellung ist die verteilte Belastung, bei Lasteinleitung durch Streckenlasten, und die sich daraus ergebende Momentenausrundung im Bereich des Schienenaufagers deutlich erkennbar. Der realitätsnahe Ansatz von Streckenlasten führt somit in diesem Beispielfall zu einer Reduktion des Auflagermoments von 15 % (q150) bzw. 39 % (q400) gegenüber der Belastung durch Einzellasten. Darüber hinaus ist die erwartungsgemäße Übereinstimmung der Mittenmomente beider Formen der Belastung ersichtlich. Im Zusammenhang mit den Einsenkungswerten sind keine grundlegenden Unterschiede festzustellen.

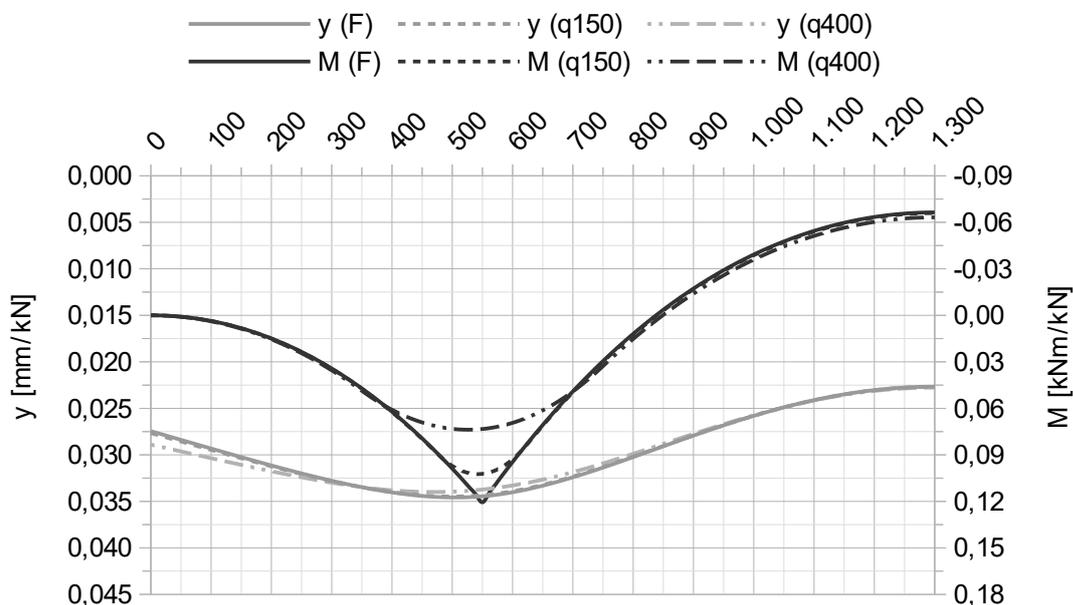


Abbildung 3.29: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle GEV und GSV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $I_0 = 2.600 \text{ mm}^4$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

3.5 Ableitung des Berechnungsverfahrens

Die analytischen und numerischen Untersuchungen haben verschiedene Aspekte verdeutlicht. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass der Ansatz des elastisch gebetteten Balkens eine geeignete Methode zur Berechnung von Schwellen darstellt. Der Vorteil analytischer Berechnungen liegt in der Bereitstellung allgemeingültiger Lösungen. Diese ermöglichen die Ermittlung exakter Ergebnisse entsprechend des jeweiligen Untersuchungsfalls. Derart erzeugte Lösungen sind jedoch verhältnismäßig komplex und von großem Umfang. Dementsprechend bietet die Übertragung der Funktionen, beispielsweise in ein Tabellenkalkulationsprogramm, ein immenses Fehlerpotential. Außerdem ist für die Verwendung besagter Lösungen ein tiefgehendes Verständnis der zugrunde liegenden Theorie erforderlich. In Konsequenz dessen wurde der analytische Ansatz verworfen und ein numerisches Vorgehen verfolgt. Numerische Untersuchungen liefern jedoch lediglich Ergebnisse für einen speziellen Fall. Daher wurde eine möglichst breite Basis an Eingangsparametern definiert und beruhend auf diesen Werten eine Vielzahl an Berechnungen durchgeführt. Somit erfolgte die Schaffung einer umfangreichen Datensammlung zur weiteren Nutzung und Ableitung einer Berechnungsmethode. Grundlage der Datenzusammenstellung bildeten 14.580 Berechnungen für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts sowie 3.240 Berechnungen für Schwellen veränderlichen Querschnitts.

Bei einem Teil der Untersuchungen zeigte sich eine Abhebung der Schwelle am Ende bzw. in der Mitte. Das Schotterbett ist jedoch nicht im Stande einer Abhebung entgegenzuwirken. Da dies durch die Berechnungsmethode nicht automatisch berücksichtigt wird, wären die Modelle für jeden Fall einzeln anzupassen und der Bettungsmodul für die Bereiche der Abhebung gleich null zu setzen gewesen. Eine Überarbeitung der Modelle erfolgte allerdings nicht. Stattdessen wurden die betroffenen Fälle bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Grundsätzlich stellen die Biegemomente am Schienenaufleger und in Schwellenmitte die maßgebenden Parameter der Schwellenbeanspruchung dar, weshalb ausschließlich eine Analyse dieser Werte erfolgte. Wie bereits erwähnt, wurde die Belastung bei den Berechnungen zahlenmäßig nicht berücksichtigt. Die aus sämtlichen Ergebnisdarstellungen zu entnehmenden Momente sind somit als Skalierungsfaktoren zu sehen. Dementsprechend kann durch Multiplikation des abgelesenen Werts mit der Stützpunktlast die Momentenbeanspruchung anwendungsfallbezogen ermittelt werden.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Abbildung 3.30 zeigt eine Kurvenschar der Biegemomente am Schienenaufleger in Abhängigkeit der untersuchten Elastizitätsmoduln. Basis dieser Ergebnisse bilden Berechnungen einer Schwelle gleichbleibenden Querschnitts mit einer Länge von 2.600 mm und den Querschnittsabmessungen von $260 \times 160 \text{ mm}^2$. Als Lagerungsvariante wurde der Fall des auflagerfreien Mittelteils mit einer Länge von 500 mm herangezogen. Für die Belastung erfolgte dabei die Wahl des Ansatzes von Einzellasten. Werte für nicht berücksichtigte Elastizitäts- und Bettungsmoduln können auf Basis dieser Darstellung interpoliert werden. Eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Querschnitte oder Lagerungsfälle ist jedoch nicht möglich. Da in manchen Fällen eine Abhebung der Schwelle festgestellt wurde, erstreckt sich ein Teil der Kurven nicht über den vollständigen Untersuchungsbereich.

Neben der Bereitstellung einer Vielzahl an Ergebnissen sollte ein zusätzlicher Mehrwert generiert werden. Ziel war es die gesammelten Daten in einen Gesamtzusammenhang zu bringen. Dies sollte Aussagen über weitere Fälle ermöglichen, die nicht Teil der Untersuchungen waren. Für die Verarbeitung der gesammelten Ergebnisse wurden dabei verschiedene Ansätze verfolgt. Wie der Abbildung 3.30 ebenso zu entnehmen ist, führt ein übereinstimmender Verhältniswert von Elastizitätsmodul und Bettungsmodul zu einem übereinstimmenden Biegemoment.

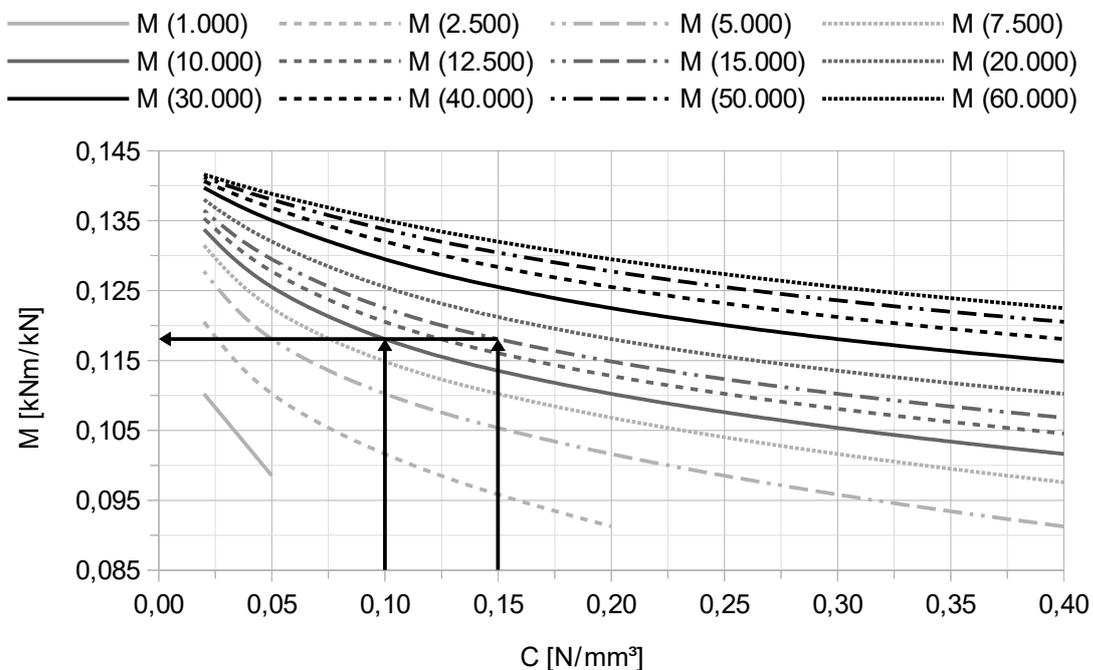


Abbildung 3.30: Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls, Untersuchungsfall GEA (AM500, $260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$)

3.5 Ableitung des Berechnungsverfahrens

Ein untersuchter Ansatz war folglich die Ergebnisdarstellung über dieses Verhältnis. Abbildung 3.31 zeigt die entsprechenden Werte bzw. die resultierenden Kurven für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts einer Länge von 2.600 mm sowie für Abmessungen der Querschnitte von $260 \times 150 \text{ mm}^2$, $260 \times 160 \text{ mm}^2$ und $300 \times 200 \text{ mm}^2$. Auch in diesem Fall wurde die Lagerung mit einem 500 mm langen auflagerfreien Mittelteil und die Belastung durch Einzellasten herangezogen. Durch die Verwendung des Verhältniswerts war die Abbildung aller Ergebnisse eines Untersuchungsfalls mit einem Kurvenverlauf möglich. Für die verschiedenen Querschnitte ergaben sich jedoch unterschiedliche Verläufe.

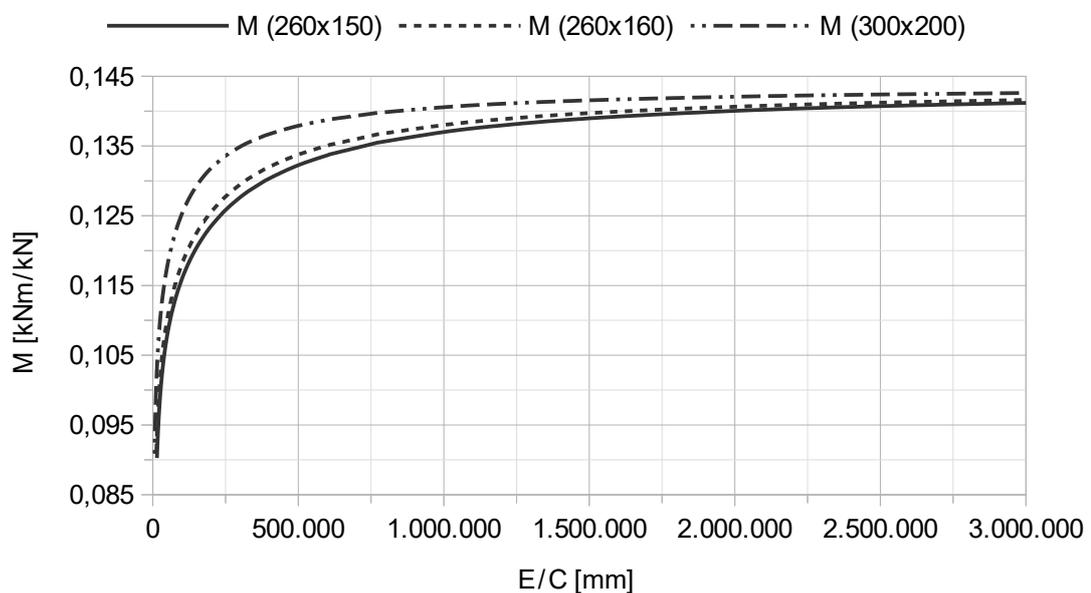


Abbildung 3.31: Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger in Abhängigkeit des Schwellenquerschnitts, Untersuchungsfall GEA (AM500, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$)

Bei der Untersuchung weiterer Varianten lieferte die Auswertung der Biegemomente in Abhängigkeit der elastischen Länge L der Schwelle (Gl. 3.3, S. 29) das beste Ergebnis. Die elastische Länge wurde hierbei unter Verwendung der tatsächlichen Schwellenbreite ermittelt. Auf diese Weise konnte die Darstellung aller Daten eines Lagerungsfalls mithilfe eines Funktionsgraphen erfolgen. Eine Unterscheidung zwischen den verschiedenen Querschnitten war nicht mehr notwendig. Der Abbildung 3.32 (S. 66) sind die Momentenverläufe für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts mit einer Länge von 2.600 mm zu entnehmen. Dargestellt wurden hierbei die Ergebnisse aller drei Lagerungsvarianten bei Belastung durch Einzellasten.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Somit erfolgte die Schaffung einer allgemeingültigen Basis zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Schwellen gleichbleibenden Querschnitts mit Belastung durch Einzellasten.

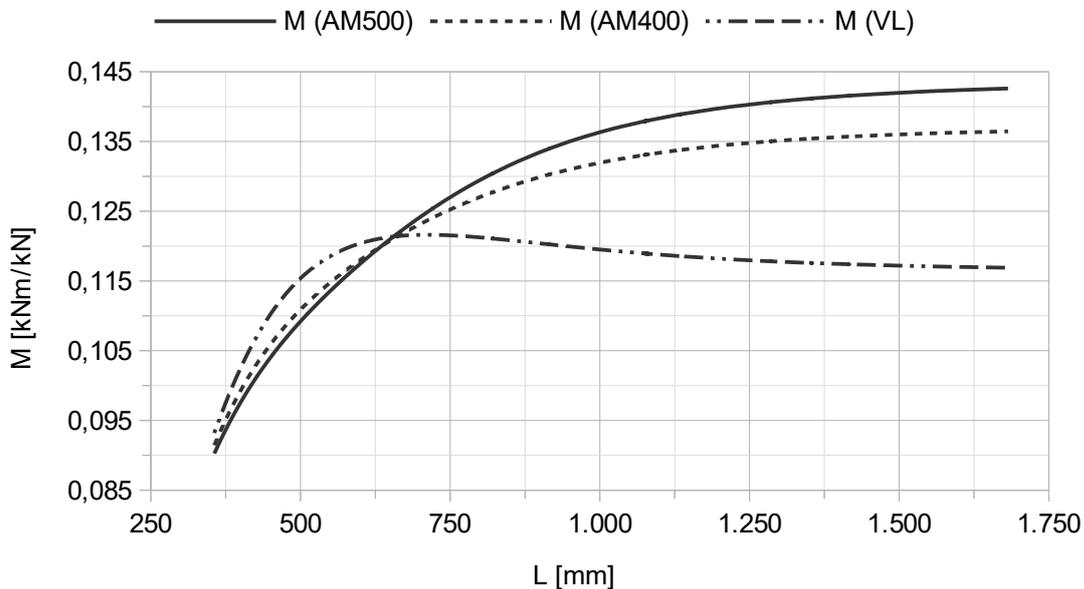


Abbildung 3.32: Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts bei Belastung durch Einzellasten ($l_0 = 2.600$ mm)

Darüber hinaus wurden die Ergebnisse der Berechnungen mit Belastung durch Streckenlasten einer Analyse unterzogen. Im direkten Vergleich der Resultate waren zunächst keine Parallelen festzustellen. Durch Berücksichtigung der Ergebnisse der Belastung mit Einzellasten und Anpassung der Betrachtungsweise konnte jedoch ein Zusammenhang hergestellt werden. Zu diesem Zweck waren die Momente zunächst in Hebelarme umzuwandeln. Für die Biegemomente am Schienenaufleger erfolgte dabei die Verwendung der Systemvereinfachung nach Abbildung 3.33 (S. 67). In diesem Fall wurde von einer konstanten und symmetrischen verteilten Bettungsreaktion ausgegangen. Folglich waren die resultierenden Kräfte der Auflagerung gleich der Hälfte der Resultierenden der Streckenlast bzw. gleich der Resultierenden der halben Streckenlast anzunehmen.

Dementsprechend ergab sich der Hebelarm a durch Division des Biegemoments durch die halbe Lastresultierende R . Für die Belastung mit Einzellasten erfolgte die Ermittlung des Hebelarms durch Division des Biegemoments durch die Hälfte der Einzellast F . Umgesetzt wurde dies mittels Verdopplung der Momente, da bei den Berechnungen keine numerische Berücksichtigung der Belastung erfolgte.

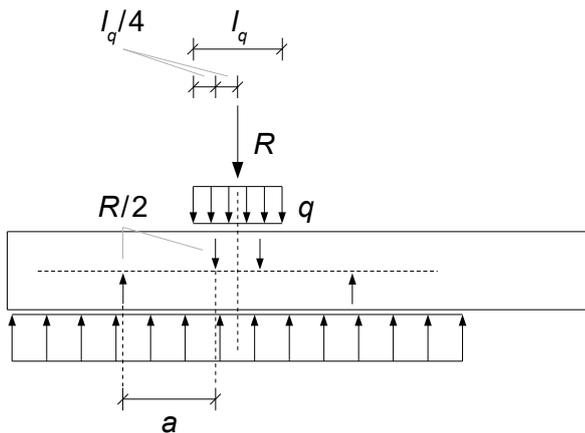


Abbildung 3.33: Systemvereinfachung zur Ermittlung der Hebelarme, Biegemoment am Schienenaufleger

Der Abbildung 3.34 sind die auf diese Weise ermittelten Hebelarme für den Fall der Belastung mit Einzellasten sowie für alle Fälle der Belastung mit Streckenlasten zu entnehmen. Dargestellt wurden hierbei die Werte für eine Schwellenlänge von 2.600 mm bei einer Lagerung mit einem 500 mm langen auflagerfreien Mittelteil.

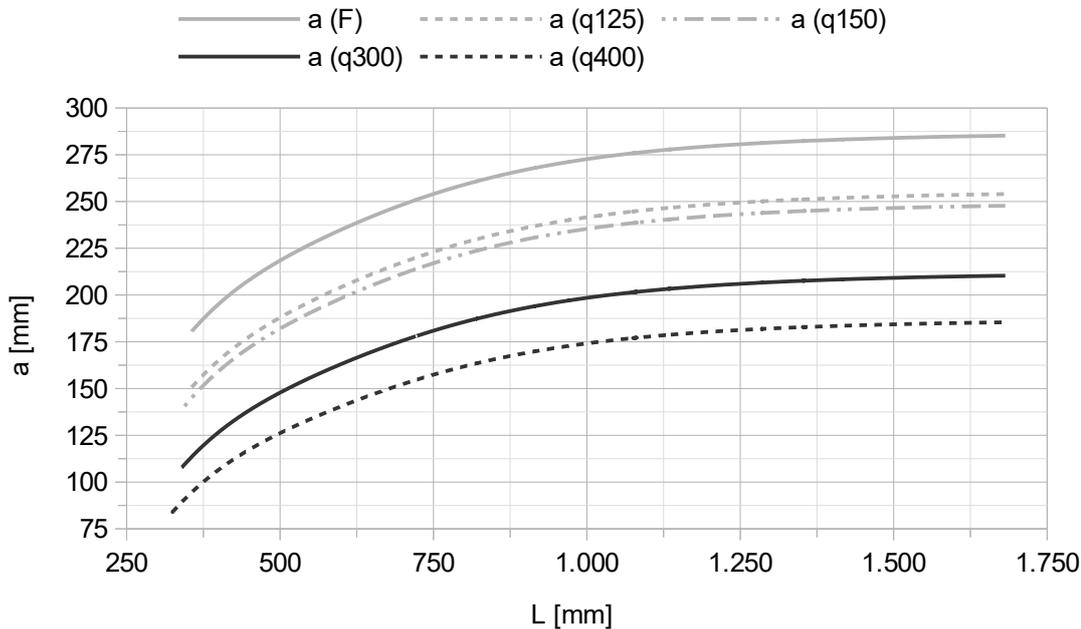


Abbildung 3.34: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM500, $l_0 = 2.600$ mm)

Durch Reduktion des Hebelarms des Lastfalls Einzellasten (a_F) konnte näherungsweise der Hebelarm des Lastfalls Streckenlasten gewonnen werden. Hierbei erfolgte eine Abminderung des Hebelarms um den Abstand zwischen der Resultierenden der halben

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Streckenlast und der Einzellast. Dieser Abstand ergab sich zu $\frac{1}{4}$ der Lasteinleitungslänge l_q (Abb. 3.33, S. 67). Bei der Umsetzung waren allerdings Unterschiede zwischen den Hebelarmen festzustellen, wie Abbildung 3.35 zeigt.

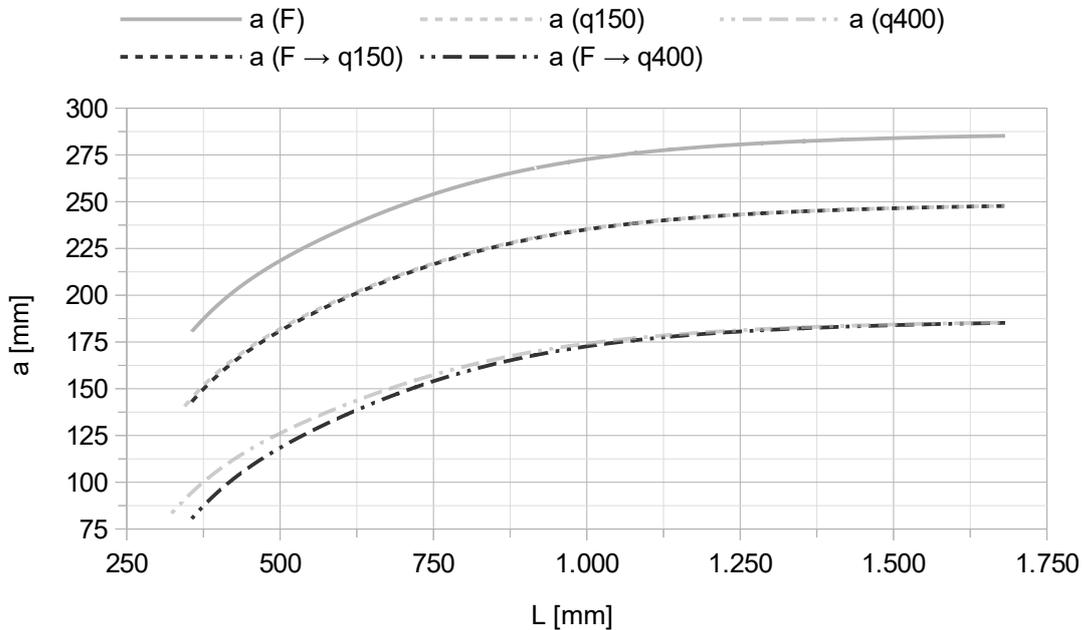


Abbildung 3.35: Ergebnis der Hebelarmanpassung um $\frac{1}{4}$ der Lasteinleitungslänge l_q

Mittels Einführung eines Korrekturfaktors k_a konnten die Abweichungen jedoch ausgeglichen werden. Um eine möglichst gute Anpassung zu erreichen, erfolgte hierbei eine abschnittsweise Definition dieses Faktors in Abhängigkeit der elastischen Länge L der Schwelle. Unter Anwendung der Gleichung 3.24 war somit die Ermittlung des resultierenden Hebelarms a_{res} möglich.

$$k_a = \begin{cases} 0,84 + \frac{0,09}{225} (L - 275) & \text{für } 275 \leq L \leq 500 \\ 0,93 + \frac{0,07}{500} (L - 500) & \text{für } 500 < L \leq 1000 \\ 1,00 & \text{für } L > 1000 \end{cases}$$

$$a_{res} = a_F - \frac{l_q}{4} k_a \quad (3.24)$$

Der Abbildung 3.36 (S. 69) ist das Resultat der korrigierten Hebelarmermittlung zu entnehmen.

3.5 Ableitung des Berechnungsverfahrens

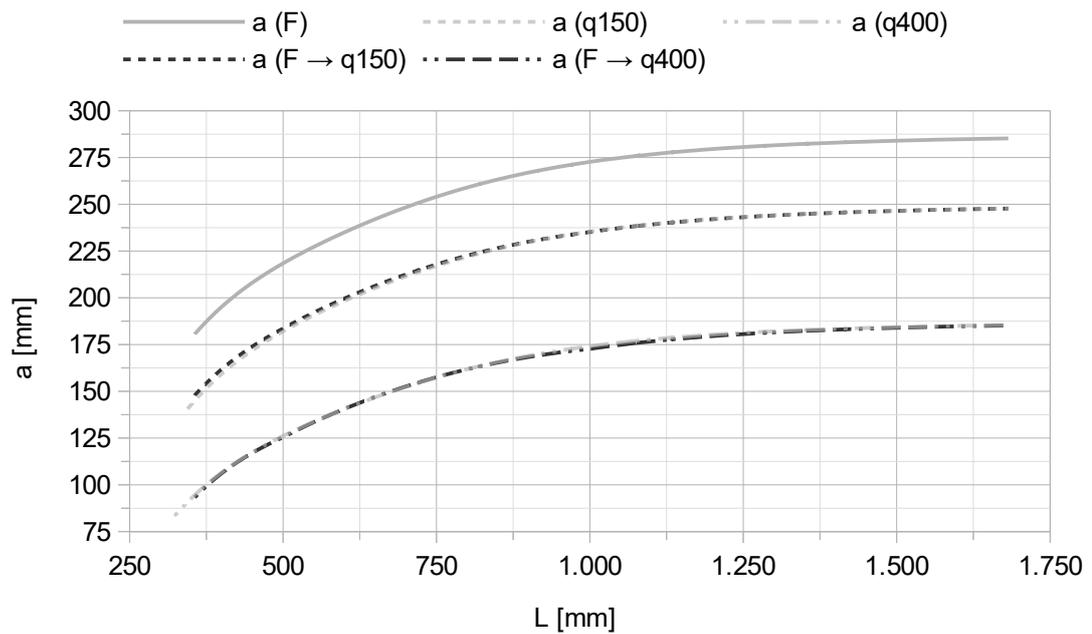


Abbildung 3.36: Ergebnis der Hebelarmanpassung unter Einbeziehung des Korrekturfaktors k_a

Darüber hinaus war die Bestimmung der Hebelarme für die Momente in Schwellenmitte notwendig. Hierbei erfolgte der Ansatz der Systemvereinfachung nach Abbildung 3.37. Aufgrund der Annahme einer konstanten und gleichmäßig verteilten Bettungsreaktion war die Resultierende der Bettung gleich der Resultierenden der Streckenlast anzusetzen. Der Hebelarm m konnte demzufolge durch Division des Biegemoments durch die Resultierende der Streckenlast R ermittelt werden. Für die Belastung mit Einzellasten war die Ermittlung des Hebelarms durch Division des Biegemoments durch die Einzellast F auszuführen. Da bei den Berechnungen auf einen zahlenmäßigen Ansatz der Belastung verzichtet wurde, waren die Hebelarme mit den Momenten gleichzusetzen.

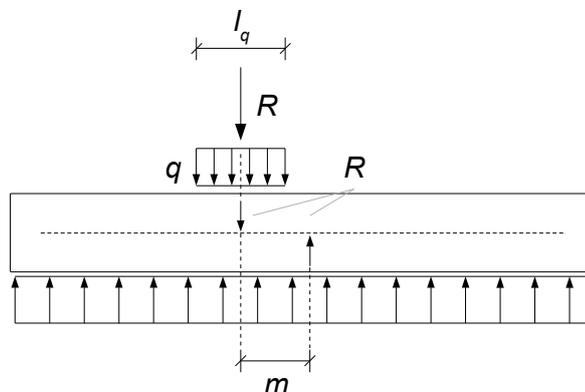


Abbildung 3.37: Systemvereinfachung zur Ermittlung der Hebelarme, Biegemoment am Schienenaufleger

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Die Abbildungen 3.38 und 3.39 (S. 71) zeigen die Hebelarme für den Fall der Belastung mit Einzellasten sowie für alle Fälle der Belastung mit Streckenlasten. Dargestellt wurden hierbei die Werte für eine Schwellenlänge von 2.600 mm bei einer Lagerung mit 500 mm langem auflagerfreiem Mittelteil sowie bei vollflächiger Lagerung. Hebelarme negativer Biegemomente wurden dabei mit negativem Vorzeichen und Hebelarme positiver Biegemomente mit positivem Vorzeichen versehen.

Für die maximalen negativen Biegemomente war die vollflächige Lagerung in fast allen Untersuchungsfällen ausschlaggebend. In diesem Zusammenhang zeigten sich nahezu keine Abweichungen der Hebelarme zwischen den Belastungsfällen Einzellasten und Streckenlasten. Bei der Betrachtung der Hebelarme im Fall der Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil waren ebenso nur minimale Unterschiede festzustellen. Da die Abweichungen in sämtlichen Fällen gering waren und der Belastungsfall Einzellasten die betragsmäßig maximalen Hebelarmwerte lieferte, wurden diese Unterschiede auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Dementsprechend konnte der resultierende Hebelarm gleich dem Hebelarm des Lastfalls Einzellasten (m_F) gewählt werden.

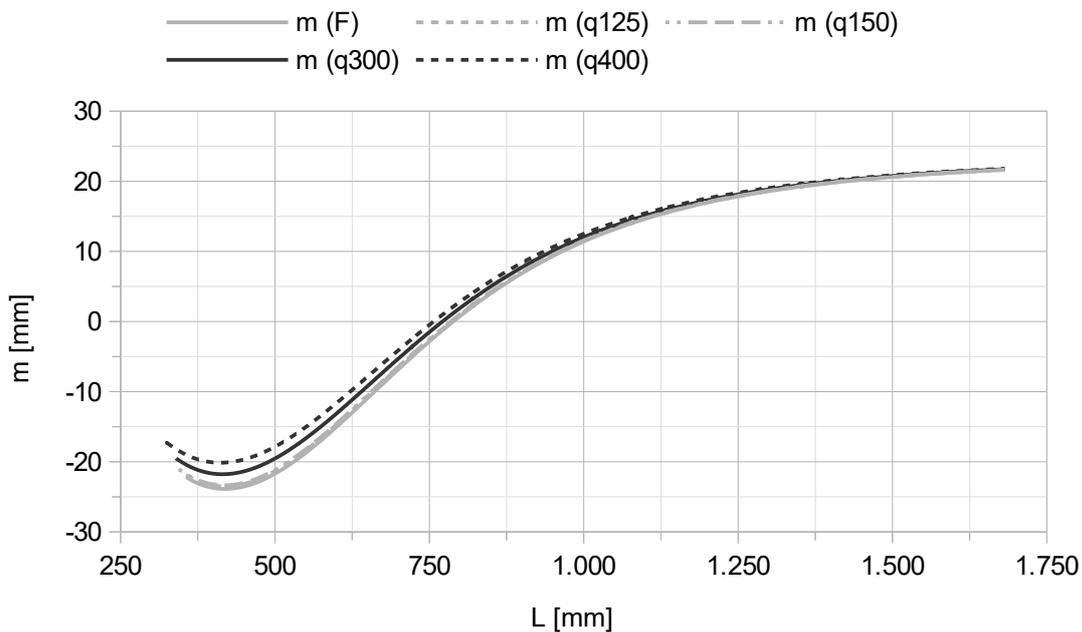


Abbildung 3.38: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM500, $l_0 = 2.600$ mm)

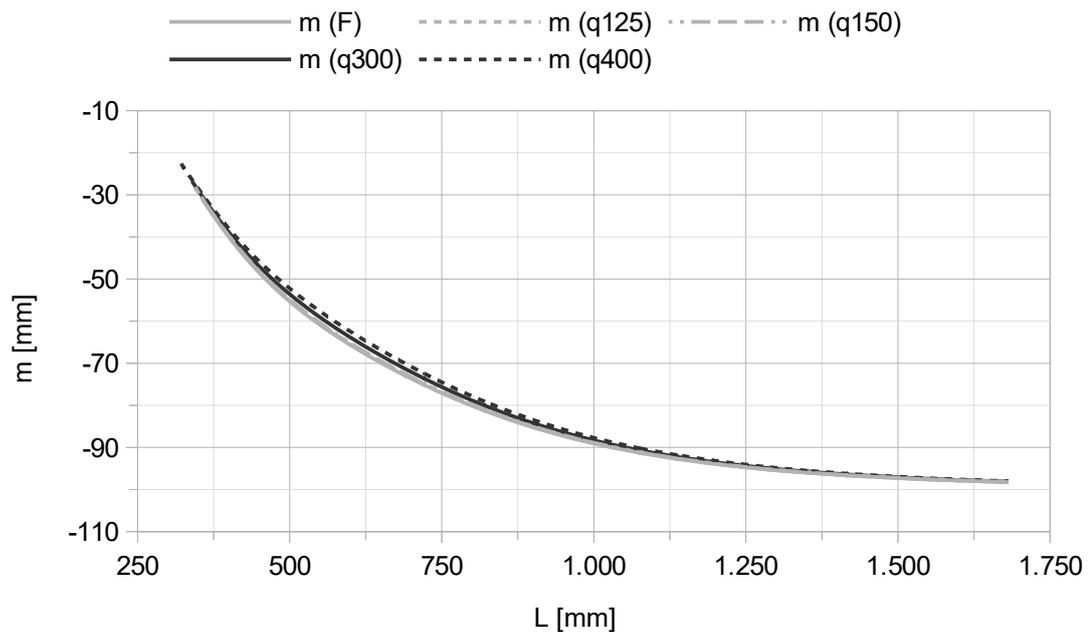


Abbildung 3.39: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (\sqrt{L} , $l_0 = 2.600$ mm)

Somit war eine Möglichkeit geschaffen, die Hebelarme unabhängig von der Lasteinleitungslänge zu bestimmen. Die Ergebnisse der Berechnungen mit Belastung durch Einzellasten bildeten folglich die alleinige Basis der Hebelarmermittlung. In Kombination mit der Skalierung der Ergebnisse über die elastische Länge der Schwellen ergab sich demzufolge eine allgemeingültige, materialunabhängige Methode zur Ermittlung der Momentenbeanspruchungen von Schwellen gleichbleibenden Querschnitts, unabhängig von der Lasteinleitungslänge.

Das beschriebene Vorgehen war in identischer Weise auf die Ergebnisse der Berechnungen für Schwellen veränderlichen Querschnitts übertragbar. Zur Darstellung der Hebelarme wurde die elastische Länge des jeweiligen Untersuchungsbereichs verwendet. Unglücklicherweise konnte keine Verbindung zu den Ergebnissen der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts hergestellt werden. Folglich sind die Resultate der Untersuchungen der Schwellen veränderlichen Querschnitts ausschließlich zur Ermittlung der Beanspruchungen von Schwellen mit der Geometrie einer B 70 verwendbar. Die Erweiterung der Methode auf sämtliche Schwellen veränderlichen Querschnitts stellt somit eine noch zu lösende Aufgabe dar. In diesem Zusammenhang wird weiterführende Forschung notwendig sein.

3 Entwicklung eines materialunabhängigen Berechnungskonzepts

Abbildung 3.40 zeigt beispielhaft die Hebelarmverläufe zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger einer Schwelle mit 2.600 mm Länge und gleichbleibendem Querschnitt. Diese und sämtliche weitere Abbildungen der Hebelarmverläufe sind den Anlagen C bis F zu entnehmen.

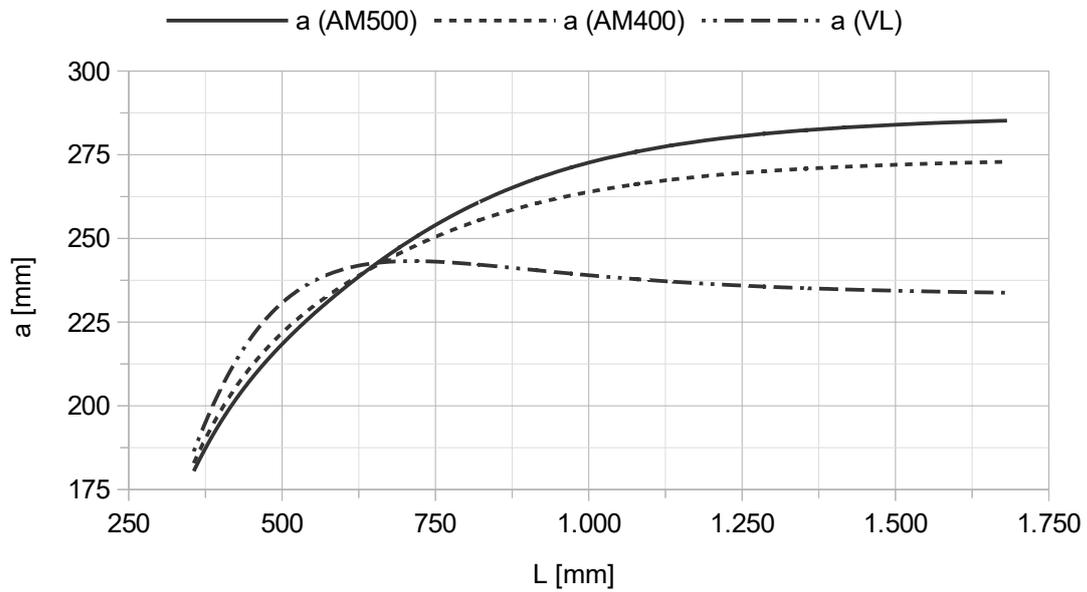


Abbildung 3.40: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.600$ mm)

4 Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen

Im Rahmen der erweiterten Handrechnungen wurde eine Vielzahl an Ergebnissen generiert. Die materialunabhängige Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Schwellen stellt nur einen möglichen Verwendungszweck dieser Daten dar (Kap. 3). Aufgrund aktueller, praxisbezogener Relevanz war außerdem eine Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen von Interesse.

Das Auftreten von Schäden, insbesondere von gebrochenen Rippenplatten auf Kunststoffschwellen, bildete hierbei den Beweggrund für die Untersuchung solcher Beanspruchungen. Derartige Schäden konnten in den Jahren 2018 und 2019 bei Versuchsreihen am Prüfamt für Verkehrswegebau der TU München mehrfach beobachtet werden. Dabei lag in allen Fällen ein Biegeversagen der Rippenplatten vor. Die Abbildung 4.1 zeigt den Extremfall einer gebrochenen und in die Schwelle eingearbeiteten Rippenplatte.



Abbildung 4.1: Gebrochene und in die Schwelle eingearbeitete Rippenplatte

Brüche von auf Kunststoffschwellen montierten Rippenplatten sind ebenso aus den USA bekannt. Eine Erfassung und Dokumentation von Schäden erfolgte hierbei in Zu-

4 Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen

sammenhang mit Versuchen auf der Teststrecke für Schwerlastverkehr am Transportation Technology Center (TTC) in Pueblo, Colorado. Gebrochene Rippenplatten auf Holzschwellen stellen dagegen kein bekanntes Problem dar. Als mögliche Ursache der Schäden auf der Teststrecke am TTC wurde daher die geringe Biegesteifigkeit von Kunststoffschwellen und die daraus resultierende erhöhte Biegebeanspruchung der Rippenplatten identifiziert. [32]

Bei Übertragung der Ergebnisse der erweiterten Handrechnungen auf diese Problemstellung zeigte sich der Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Momentenbeanspruchung und die Verformung der Schwelle. Aufgrund der für die Berechnungen gewählten Lasteinleitungslängen war ein direkter Vergleich der Auswirkungen des Lasteintrags der Schiene sowie der Rippenplatte möglich. Dabei erfolgte die Annahme einer wirksamen Länge der Rippenplatte von 300 mm, wobei dieses Maß in Orientierung am Lochabstand einer Rippenplatte Rph 1 (285 mm, Abb. 4.2) bzw. einer Rippenplatte Rph 6 (305 mm) gewählt wurde.

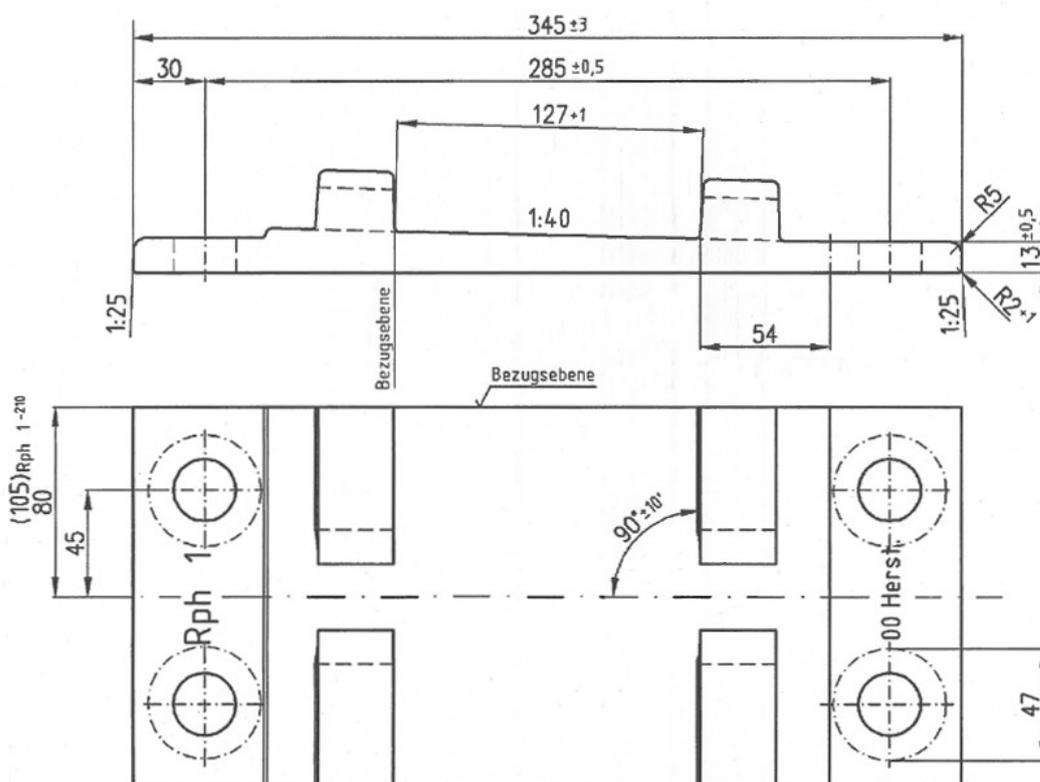


Abbildung 4.2: Rippenplatte Rph 1 [33]

Abbildung 4.3 (S. 75) zeigt die Gegenüberstellung der Verformungs- und Momentenverläufe von Schwellen mit einer Querschnittsfläche von $260 \times 160 \text{ mm}^2$, einer Länge

4 Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen

von 2.600 mm und E-Moduln von 5.000 N/mm² (Kunststoff) bzw. 10.000 N/mm² (Holz) im Untersuchungsfall GSV. Hierbei erfolgte der Ansatz von Lasteinleitungslängen von 125 mm und 300 mm sowie eines Bettungsmoduls von 0,10 N/mm³.

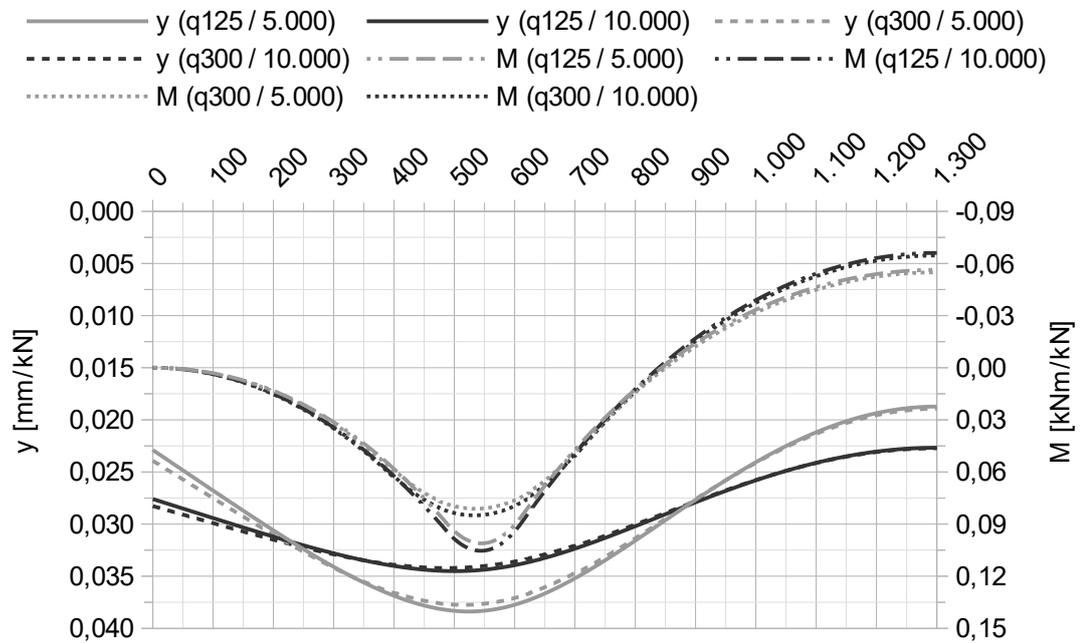


Abbildung 4.3: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GSV in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Lasteinleitungslänge ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Die Abbildung 4.3 verdeutlicht den Unterschied der Momente am Schienenaufleger, verursacht durch die verschiedenen Längen der Lasteinleitung. Folglich liegt die Vermutung der Abtragung dieses Momentenunterschiedes durch die Rippenplatte nahe. Ebenso ersichtlich ist allerdings, dass die Differenz der Momente beider Belastungsfälle ein nahezu identisches Ergebnis für die Holzschwelle und die Kunststoffschwelle liefert. Da Rippenplattenbrüche an Kunststoffschwellen, aber nicht an Holzschwellen auftreten, kann die Momentendifferenz nicht direkt die Ursache der Schäden darstellen.

Darüber hinaus sind anhand der Abbildung 4.3 die Unterschiede der Verformungen ersichtlich, welche infolge der verschiedenen Lasteinleitungslängen gering, dafür jedoch aufgrund der unterschiedlichen Schwellenmaterialien größer ausfallen. Bezüglich der Beanspruchung der Rippenplatte ist insbesondere die Verformungsdifferenz zwischen den Rändern und dem Mittelpunkt der Lasteinleitung von Relevanz. Im Fall der Betrachtung einer Lasteinleitungslänge von 300 mm spiegelt diese Differenz die Durchbiegung der Rippenplatte wider. Auf Basis der Abbildung lässt sich der Unterschied zwischen den Verformungsdifferenzen der beiden betrachteten Schwellenmaterialien

4 Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen

bereits erahnen. Deutlich wird dieser Unterschied allerdings durch die Analyse der zugehörigen Werte, welche ein um 91 % größeres Delta der Verformungen im Fall der Kunststoffschwelle als im Fall der Holzschwelle liefert. Demzufolge stellt die größere Verformungsdifferenz der Kunststoffschwelle ein klares Indiz für die Ursache von Rippenplattenbrüchen dar.

Das alleinige Wissen über die resultierenden Verformungen bzw. Verformungsdifferenzen bietet allerdings keinen Ansatzpunkt zur Beurteilung von Rippenplattenbeanspruchungen. Insofern sind weitere Schritte erforderlich, um die zugehörigen Beanspruchungen zu ermitteln. Die Biegesteifigkeit der Rippenplatte im Vergleich zur Schwelle spielt hierbei eine entscheidende Rolle. Eine Schwelle mit einem Querschnitt von $260 \times 150 \text{ mm}^2$ und einem Elastizitätsmodul von 1.000 N/mm^2 weist eine Biegesteifigkeit von $7,31 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2$ auf. Demgegenüber beläuft sich die Biegesteifigkeit einer Rippenplatte Rph 6 mit einer Breite von 210 mm, als größte Rippenplatte der Betrachtung, auf $1,81 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2$. Dieser Wert ergibt sich unter Ansatz einer konstanten Geometrie mit den Abmessungen von $210 \times 17 \text{ mm}^2$, entsprechend dem Querschnitt in der Mitte der Rippenplatte, und einem E-Modul für Baustahl von 210.000 N/mm^2 [33], [34]. Folglich ist selbst die biegeweichste Schwelle der Untersuchungen viermal biegesteifer, als die biegesteifste Rippenplatte. Daher kann die Biegesteifigkeit der Rippenplatte und ihr Einfluss auf die Verformungen und Momente üblicherweise vernachlässigt werden.

Infolgedessen sind die in Verbindung mit der Abbildung 4.3 (S. 75) diskutierten Verformungsdifferenzen und die dementsprechenden Biegebeanspruchungen von Rippenplatten, aufgrund der ansonsten übereinstimmenden Untersuchungsparameter, auf die Unterschiede der Schwellenbiegesteifigkeiten zurückzuführen. Außerdem ist ein Zusammenhang der im Kontext mit der Abbildung 4.3 (S. 75) angeführten Momentendifferenzen und den Biegesteifigkeiten der Schwellen herstellbar. Zu diesem Zweck erfolgt die Anwendung der Beziehungen zwischen der Spannung σ , dem Biegemoment M und dem Widerstandsmoment W sowie dem Elastizitätsmodul E und der Dehnung ε .

$$\sigma = \frac{M}{W} = E \varepsilon \quad (4.1)$$

Auf diese Weise kann eine Dehnungsdifferenz, anhand einer Momentendifferenz, bestimmt werden. Unter Annahme eines rechteckigen Schwellenquerschnitts, mit Lage der Schwerachse auf halber Schwellenhöhe, ist von einer symmetrischen Verteilung der Spannungen und Dehnungen über den Querschnitt auszugehen. Ein Dehnungsdel-

4 Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen

ta an der Schwellenunterseite geht folglich mit einem übereinstimmenden Dehnungsdelta an der Schwellenoberseite einher (Abb. 4.4). Der Eintrag zusätzlicher Spannungen bzw. Dehnungen im Bereich der Lasteinleitung bleibt dabei unberücksichtigt.

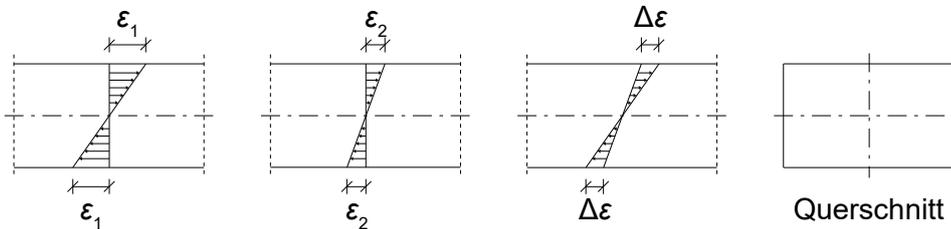


Abbildung 4.4: Verhältnis der Dehnungen zum resultierenden Dehnungsdelta

Demzufolge ist eine Momentendifferenz am Schienenauflegerquerschnitt infolge verschiedener Lasteinleitungslängen mit einem Dehnungsdelta an der Schwellenunterseite verbunden, welches wiederum mit einem identischen Dehnungsdelta an der Schwellenoberseite zusammenhängt. Dieses Dehnungsdelta muss von der Lasteinleitung aufgenommen werden und ist daher als Beanspruchung der Rippenplatte anzusehen. Auf Basis eines solchen Dehnungswerts kann dann eine Bestimmung der zugehörigen Spannung erfolgen, mithilfe derer eine Beurteilung der Rippenplattenauslastung möglich ist. Allgemein bleibt also festzuhalten, dass die Methode zur materialunabhängigen Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Schwellen (Kap. 3.5) verwendet werden kann, um Rippenplattenbeanspruchungen abzuleiten.

Anhand des eingangs definierten Untersuchungsfalls soll das Vorgehen noch einmal verdeutlicht werden. Unter Ansatz einer Stützpunktlast von 100 kN ergibt sich hierbei aufgrund der verschiedenen Lasteinleitungslängen eine Momentendifferenz für die Holzschwelle ΔM_H von 2,06 kNm und für die Kunststoffschwelle ΔM_K von 2,01 kNm. Das Widerstandsmoment des Schwellenquerschnitts ist mit $1,11 \times 10^6 \text{ mm}^3$ in Ansatz zu bringen. Bei Verwendung der Elastizitätsmoduln der beiden verschiedenen Schwellenmaterialien resultieren Dehnungsdifferenzen für die Holzschwelle $\Delta \epsilon_H$ von 186 $\mu\text{m}/\text{m}$ sowie für die Kunststoffschwelle $\Delta \epsilon_K$ von 362 $\mu\text{m}/\text{m}$. Mithilfe des Elastizitätsmoduls von Baustahl lässt sich somit eine Spannung σ_H für die Rippenplatte auf der Holzschwelle von 39 N/mm^2 und eine Spannung σ_K für die Rippenplatte auf der Kunststoffschwelle von 76 N/mm^2 ermitteln.

Um eine präzise Einordnung der berechneten Spannungswerte zu ermöglichen, sollten versuchstechnische Untersuchungen zur Dauerfestigkeit von Rippenplatten erfolgen. Eine vereinfachte Beurteilung der Spannungswerte kann allerdings auf Basis der

4 Ermittlung von Rippenplattenbeanspruchungen

DIN 473-3 [35] stattfinden. Entsprechend dieser Norm ist die Biegewechselfestigkeit σ_{bW} eines Stahlbauteils, als relevante Dauerfestigkeit im vorliegenden Fall, mit 50 % der minimalen Zugfestigkeit R_m des Werkstoffs anzunehmen. Für das Standardmaterial von Rippenplatten (Baustahl S275JR [33]) sind 410 N/mm² als Zugfestigkeit in Ansatz zu bringen [36] und die Biegewechselfestigkeit infolgedessen mit 205 N/mm² zu beziffern. Die ermittelten Rippenplattenspannungen σ_H und σ_K liegen unter dem Wert der Biegewechselfestigkeit und sind somit bezüglich der Rippenplattenbeanspruchung unbedenklich. Unter Annahme der Momentendifferenz der Kunststoffschwelle von 2,01 kNm lässt sich jedoch der kritische Grenzwert des Elastizitätsmoduls der Schwelle abschätzen. Dieser Grenzwert beträgt etwa 1.850 N/mm². Schwellen mit einem solchen oder einem kleineren Elastizitätsmodul sind in Hinblick auf die Überlastung der Rippenplatte als problematisch zu betrachten.

Der genannte Grenzwert des Elastizitätsmoduls ist allerdings nicht als allgemeingültig anzusehen und bezieht sich ausschließlich auf den anfangs definierten Untersuchungsfall. Aufgrund geänderter Randbedingungen kann der kritische Elastizitätsmodul gegebenenfalls auch höhere Werte annehmen. Dementsprechend ist eine Berechnung der Rippenplattenbeanspruchung für die jeweiligen Gegebenheiten zu empfehlen.

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

Die FEM stellt ein verbreitetes und vielfach angewandtes Verfahren zur Ermittlung von Verformungen und Spannungen in verschiedenen Bauteilen dar. Basis dieses Verfahrens bildet die Aufstellung und numerische Lösung komplexer Differentialgleichungssysteme. Parallelen zu den bereits dargestellten Berechnungen sind daher klar erkennbar. Aus diesem Grund wurde die FEM herangezogen, um unabhängige Berechnungen für eine Auswahl an Parametern durchzuführen. Die hierbei generierten Ergebnisse sollten mit denen der Handrechnungen abgeglichen werden und diese gegebenenfalls verifizieren. Zur Anwendung kam dabei die Software ANSYS Workbench 18.1.

5.1 Festlegung der Untersuchungsparameter

Da die vergleichenden Berechnungen nur für einige Parameter durchgeführt werden sollten, war eine Abgrenzung des Untersuchungsbereichs notwendig.

Zunächst erfolgte die Auswahl der Schwellengeometrien. Die Entscheidung fiel hierbei zum einen auf die Standardgeometrie für Holz- und Kunststoffschwellen mit einem gleichbleibenden Querschnitt der Abmessungen $260 \times 160 \text{ mm}^2$. Zum anderen wurde die an eine B 70 angelehnte, veränderliche Querschnittsgeometrie gewählt. Darüber hinaus sollte eine Betrachtung der Ursprungsgeometrie einer Schwelle vom Typ B 70 erfolgen. Ziel war es dabei, die Ergebnisse mit denen der vereinfachten Geometrie zu vergleichen und eventuelle Abweichungen aufzuzeigen. Für sämtliche Untersuchungsfälle wurde eine einheitliche Schwellenlänge von 2.600 mm festgelegt.

Des Weiteren war eine Definition der zu betrachtenden Materialparameter notwendig. Im Rahmen der Handrechnungen konnten ausschließlich isotrope Materialeigenschaften anhand von E-Moduln berücksichtigt werden. Dementsprechend erfolgte auch für die FE-Berechnungen die Wahl dieses Ansatzes. Zur Untersuchung der gleichbleibenden Querschnittsgeometrie einer Kunststoffschwelle wurde dabei ein E-Modul von 5.000 N/mm^2 vorgesehen. Für die Abbildung der gleichbleibenden Querschnittsgeometrie einer Holzschwelle erfolgte die Festlegung eines E-Moduls von 10.000 N/mm^2 . Außerdem wurde Beton, mit einem E-Modul von 40.000 N/mm^2 , als Material der Schwellen veränderlichen Querschnitts gewählt.

Ferner erfolgte eine Definition der Art der Lasteinleitung. Festgelegt wurde hierbei die Belastung in Form von Strecken- bzw. Flächenlasten. Der Ansatz der Lasteinleitung er-

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

folgte über die gesamte Breite der Schwellenoberseite im Schienenauflegerbereich. Dabei wurde die Länge der Streckenlast mit 125 mm, entsprechend der Fußbreite der Schientypen 49E5 und 54E4, bestimmt.

Bezüglich der Lagerung der Schwellen erfolgte die Berücksichtigung von zwei Varianten. Dies war einerseits die Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil und andererseits die vollflächige Lagerung. Die Untersuchung des Lagerungsfalls mit auflagerfreiem Mittelteil wurde dabei auf den Fall mit einem 500 mm langen, ungebetteten Bereich beschränkt.

Zur Abbildung der Bettung erfolgte der Ansatz eines guten Untergrundes, mit einem für den Schotteroberbau üblichen Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$ [25]. Zusätzlich wurde ein Bettungsmodul von $0,05 \text{ N/mm}^3$ für die Untersuchungen definiert. Dieser dient auf der einen Seite der Darstellung eines schlechten Untergrundes [25], kann jedoch auf der anderen Seite auch eine besohlte Schwelle auf gutem Untergrund widerspiegeln. Eine solche Änderung des Bettungsmoduls ist aber grundsätzlich nur durch eine weiche Schwellenbesohlung zu erreichen. Als weich sind in diesem Zusammenhang Sohlen zu sehen, welche einen statischen Bettungsmodul zwischen $0,10 \text{ N/mm}^3$ und $0,12 \text{ N/mm}^3$ aufweisen [37].

5.2 Modellaufbau

Als Grundlage der Berechnungen war die Definition der Untersuchungsgeometrien notwendig. Hierbei erfolgte die Verwendung von dreidimensionalen CAD-Zeichnungen der Schwellen (Abb. 5.1 bis 5.3). Diese wurden in ANSYS importiert und bildeten die Basis des weiteren Modellaufbaus.

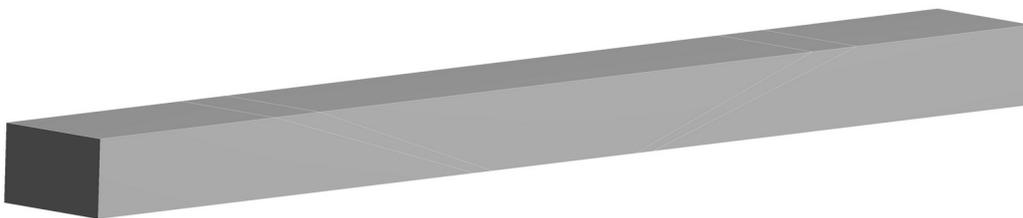


Abbildung 5.1: Geometrie der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts

Aus Gründen der Symmetrie wäre theoretisch eine Betrachtung von Halbschwellen möglich gewesen. Dies hätte die Bestimmung von Randbedingungen bzw. Festhaltungen in Schwellenmitte erfordert. Allerdings stellt die Festlegung solcher Parameter eine

potentielle Fehlerquelle der Modellierung dar. Zur Vermeidung derartiger Probleme erfolgte daher eine Untersuchung ganzer Schwellen.

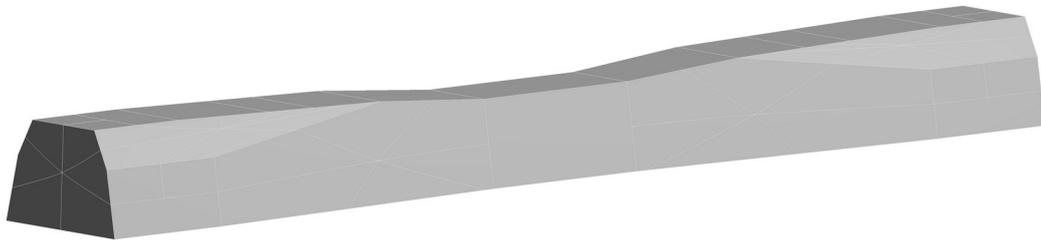


Abbildung 5.2: Geometrie der Schiene veränderlichen Querschnitts mit an einer B70 angelehnten Formgebung

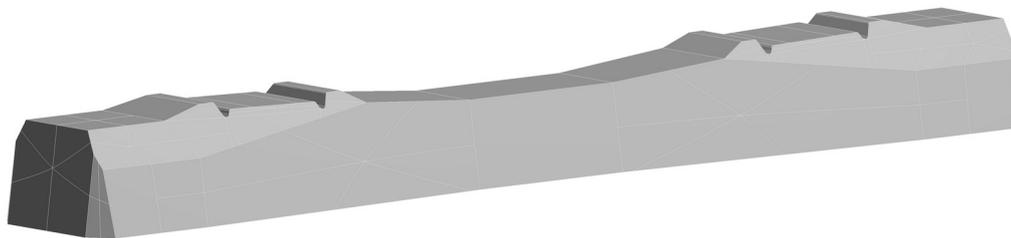


Abbildung 5.3: Geometrie der Schiene vom Typ B70

Um eine definitionsgemäße Abbildung der Lasteinleitung sowie der Bettung zu ermöglichen, wurden die entsprechenden Bereiche bereits in den CAD-Modellen abgegrenzt. Hierbei erfolgte die Festlegung der zugehörigen Flächen auf der Ober- und Unterseite der Schwellen. Dementsprechend konnte die Lasteinleitung durch Auswahl der dafür vorgesehenen Bereiche an den Schienenauflagern realisiert werden. Dabei wurde die Aufbringung einer Belastung von 100 kN je Schienenaufleger gewählt. Die Umsetzung der Auflagerung war durch Selektion der Flächen auf der Unterseite der Schwellen möglich. Diesen Bereichen wurde eine elastische Lagerung mit den festgelegten Bettungsmoduln zugewiesen. Analog zu den Handrechnungen konnte der auflagerfreie Mittelteil nicht vollkommen ungebettet angenommen werden. Daher erfolgte auch im Rahmen der FE-Berechnungen die Verwendung eines reduzierten Bettungsmoduls für diesen Bereich. Dabei wurde der Bettungsmodul des auflagerfreien Mittelteils mit $1/100$ des Bettungsmoduls des aufgelagerten Schwellenteils angenommen.

Da die Modelle mit den gewählten Lagerungsbedingungen zu viele Freiheitsgrade aufwiesen, war eine räumliche Fixierung der Schwellen notwendig. Die übermäßige Einschränkung von Bewegungen und eine daraus resultierende Verfälschung der Ergeb-

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

nisse musste hierbei jedoch vermieden werden. Aus diesem Grund wurden die Seitenflächen sowie die Stirnseiten der Schwellen ebenfalls mit einer elastischen Lagerung versehen. Die Festlegung des Bettungsmoduls erfolgte dabei mit $0,001 \text{ N/mm}^3$.

Zur Materialparameterdefinition stand softwareseitig eine Datenbank zur Verfügung. Diese enthielt jedoch nur Angaben für eine begrenzte Auswahl an Materialien. Daher erfolgte die Erzeugung neuer Datensätze für Beton, Holz sowie Kunststoff. Hierbei wurden die gewählten E-Moduln in Ansatz gebracht. Um die Vergleichbarkeit mit den Handrechnungen zu wahren, erfolgte keine Berücksichtigung weiterer Eigenschaften.

Die Abbildungen 5.4 und 5.5 zeigen beispielhaft die Modellkonzeption für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts. Dargestellt wurden hierbei die Fälle der Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil sowie der vollflächigen Lagerung. Für Schwellen veränderlichen Querschnitts sind die Prinzipien analog gültig.

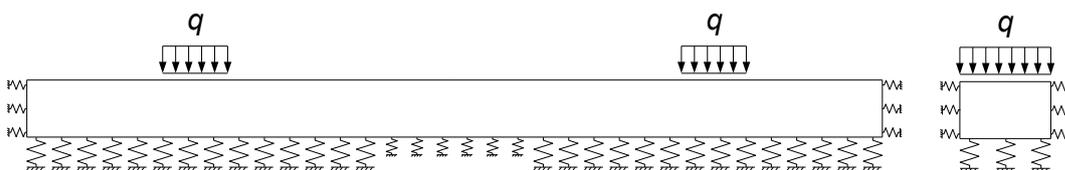


Abbildung 5.4: Prinzipskizze des FE-Modells zur Untersuchung des gleichbleibenden Querschnitts mit auflagerfreiem Mittelteil, Seitenansicht und Vorderansicht

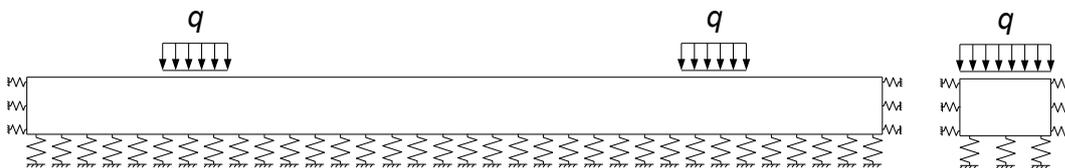


Abbildung 5.5: Prinzipskizze des FE-Modells zur Untersuchung des gleichbleibenden Querschnitts mit vollflächiger Lagerung, Seitenansicht und Vorderansicht

5.3 Berechnungsergebnisse

Zur Ausführung der Berechnungen waren noch einige abschließende Definitionen notwendig. Hierbei war zunächst eine Entscheidung bezüglich des Belastungs- bzw. Betrachtungszeitraums zu treffen. Grundsätzlich sollten die Verformungen und Momentenbeanspruchungen der Schwellen unter einer bestimmten Belastung ermittelt werden. Die Untersuchung einer zeitlichen Entwicklung dieser Aspekte war dabei nicht von Interesse. Folglich wurde ein kurzer Betrachtungszeitraum von einer Sekunde festgelegt. Darüber hinaus war eine Vernetzung der Modelle erforderlich. Zu diesem Zweck

wurde die automatische, softwaregestützte Erzeugung des Netzes gewählt (Abb. 5.6 bis 5.8).

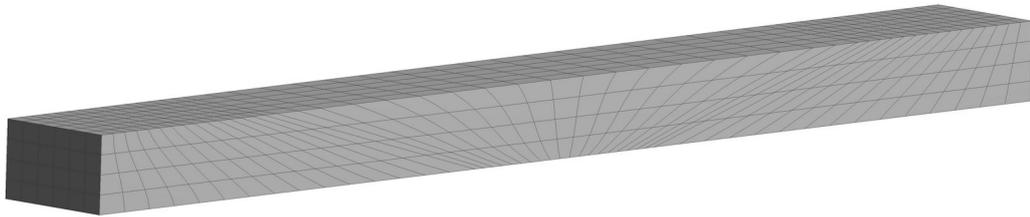


Abbildung 5.6: Vernetztes Modell der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts

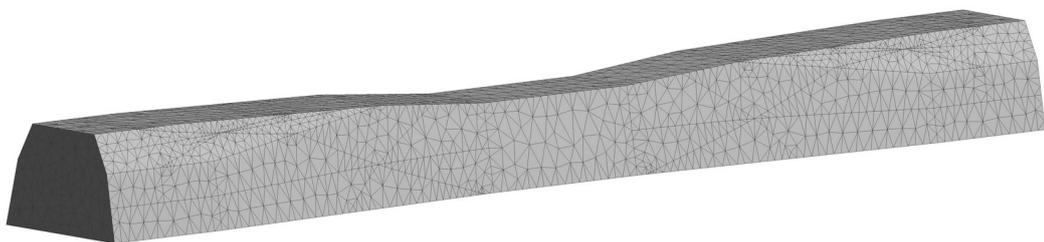


Abbildung 5.7: Vernetztes Modell der Schwelle veränderlichen Querschnitts mit an einer B70 angelehnten Formgebung

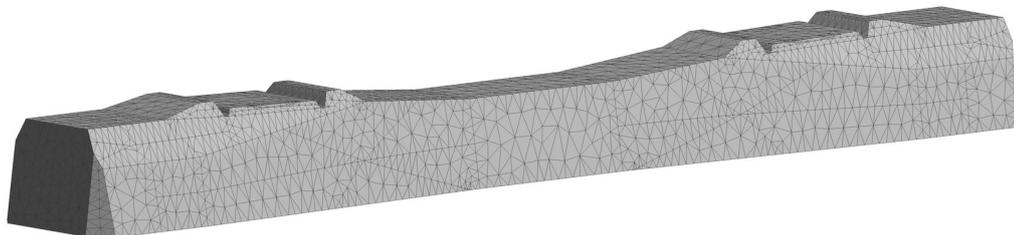


Abbildung 5.8: Vernetztes Modell der Schwelle vom Typ B70

Um Ergebnisse an konkreten Punkten der Schwellen zu erhalten, erfolgte zusätzlich eine Definition von Auswertepfaden. Diese wurden sämtlich in der vertikalen Symmetrieachse und entlang der gesamten Länge der Schwellen positioniert. Zur Erfassung der Verformungen bzw. der Einsenkung erfolgte die Anordnung eines Pfades an der Unterseite der Schwellen. Darüber hinaus wurden jeweils zwei Pfade für die Betrachtung der Momentenbeanspruchung implementiert. Dabei erfolgte die Positionierung des ersten Pfades an der Unterseite der Schwellen. Der zweite Pfad wurde auf Höhe der Oberseite der Schwellenmitte angeordnet. Da von der Software eine direkte Ausgabe von Momenten nicht vorgesehen ist, erfolgte die Verwendung der Normalspannungen in den definierten Pfaden. Aufgrund der Beziehung zwischen der Spannung σ ,

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

dem Biegemoment M und dem Widerstandsmoment W war somit dennoch eine Ermittlung der gewünschten Werte möglich.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (5.1)$$

Dies erforderte jedoch eine nachträgliche Umrechnung der Ergebnisse. Zur Darstellung eines Momentenverlaufs über die gesamte Schwellenlänge wären die Widerstandsmomente an jedem einzelnen Auswertepunkt zu ermitteln gewesen. Eine derartige Datenaufbereitung wurde allerdings nicht vorgenommen. Stattdessen erfolgte ausschließlich eine Bestimmung der maximalen Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte.

Den Abbildungen 5.9 bis 5.14 sind die Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts sowie der Schwellen veränderlichen Querschnitts zu entnehmen. Außerdem enthalten diese Abbildungen die Verformungsverläufe, welche unter Ansatz der identischen Randbedingungen mit den Handrechnungen ermittelt wurden. Die Ergebniskennzeichnung der Finiten-Elemente-Berechnungen erfolgte dabei mit der Abkürzung FE und die der Handrechnungen mit der Abkürzung HR. Zur Unterscheidung der Lagerungsfälle kamen die bereits in Kapitel 3.4 eingeführten Bezeichnungen AM500 und VL zum Einsatz.

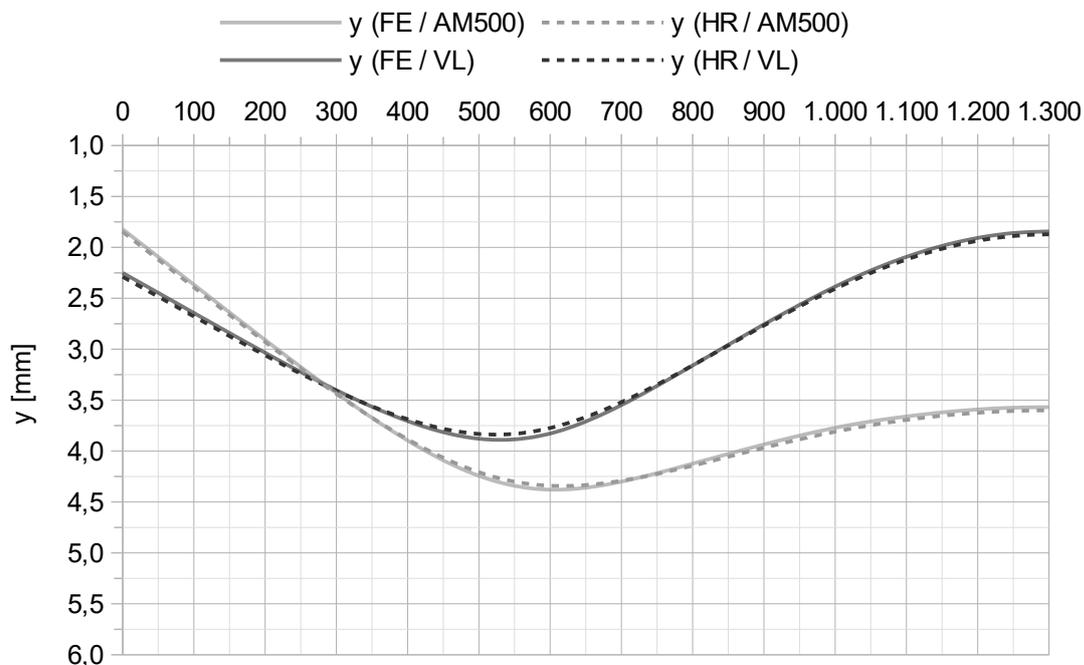


Abbildung 5.9: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 5.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

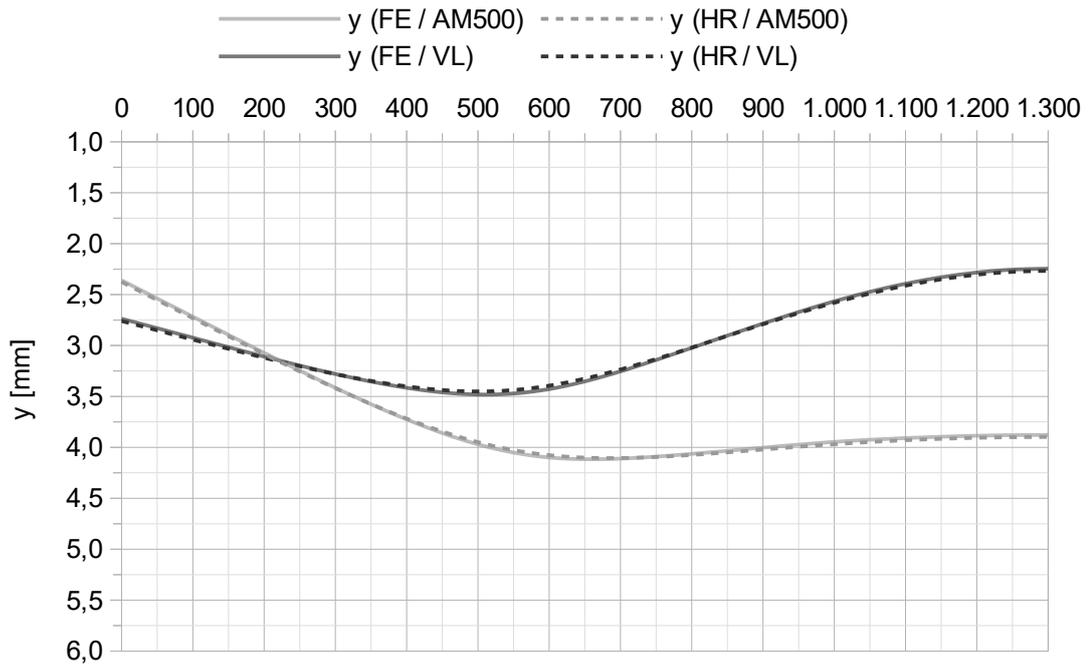


Abbildung 5.10: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

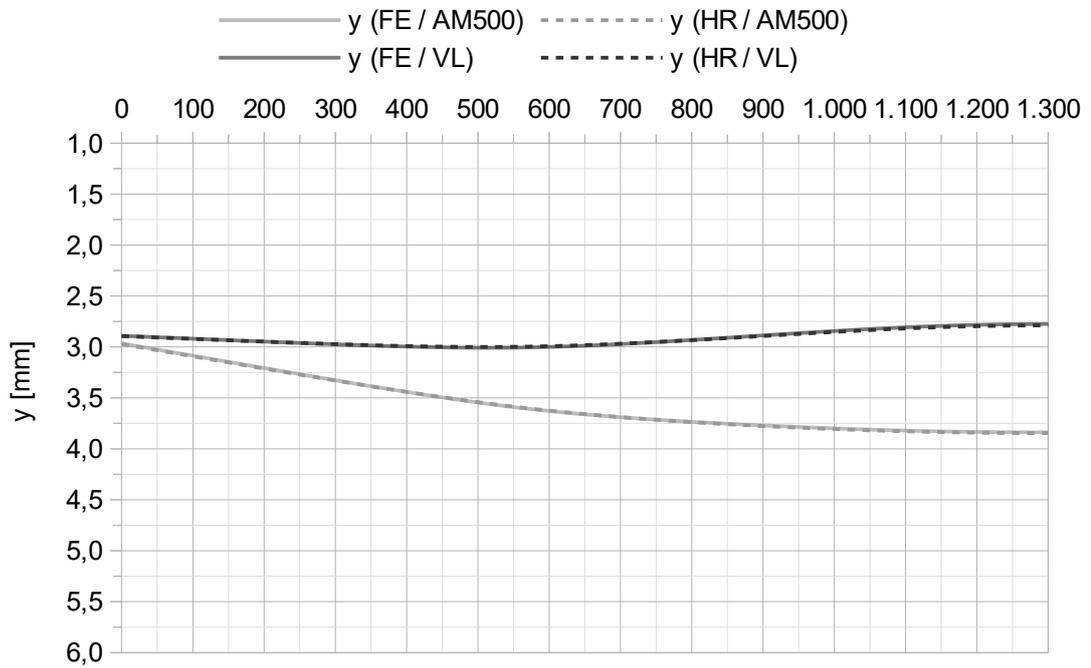


Abbildung 5.11: Verformungsverläufe der Schwellen veränderlichen Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

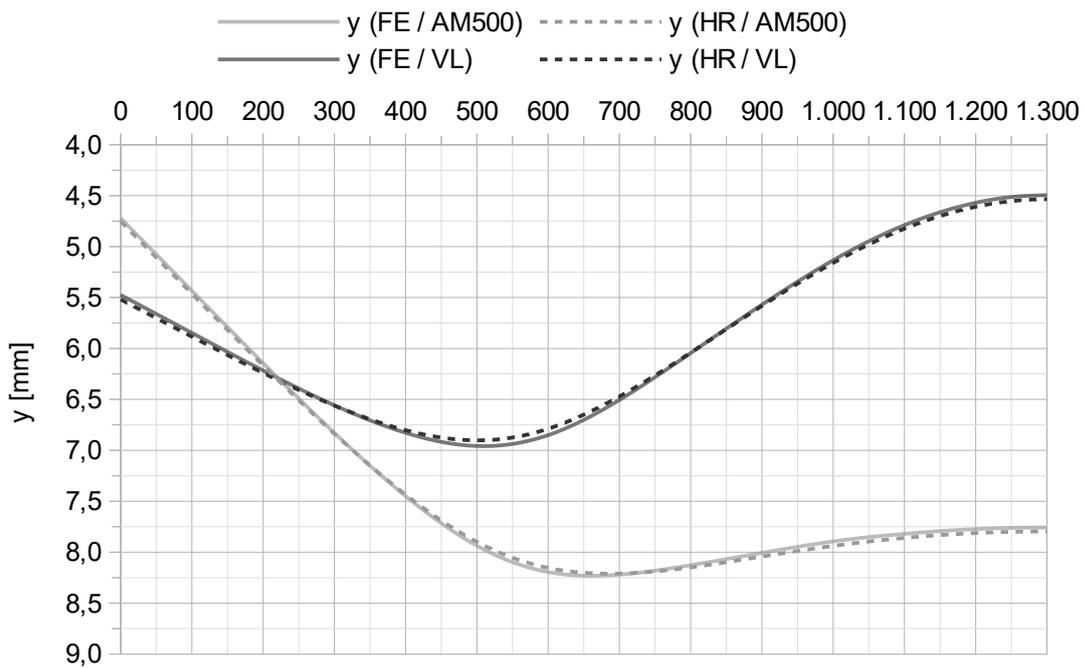


Abbildung 5.12: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 5.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

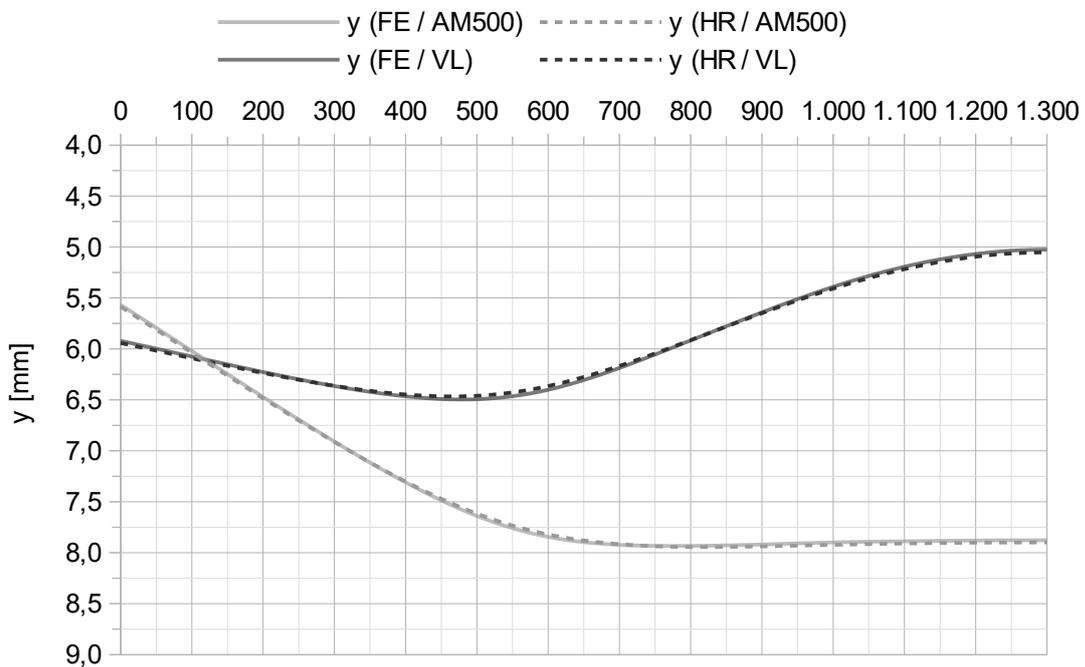


Abbildung 5.13: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

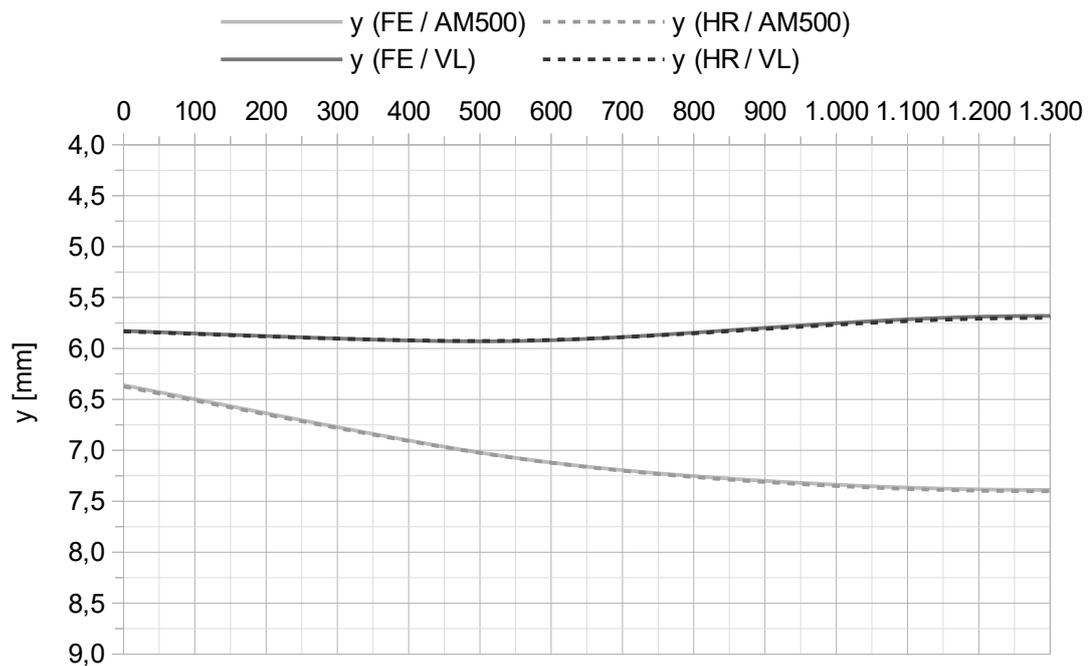


Abbildung 5.14: Verformungsverläufe der Schwellen veränderlichen Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

Anhand der Abbildungen ist klar erkennbar, dass nur minimale Unterschiede zwischen den Ergebnissen der FE-Berechnungen und denen der Handrechnungen bestehen. Bei Betrachtung der zugehörigen Daten verdeutlicht sich dies noch einmal. Daher sind in den Tabellen 5.1 und 5.2 die maximalen Verformungsdifferenzen für jeden einzelnen Untersuchungsfall aufgeführt. Die maximalen prozentualen Differenzen wurden hierbei nicht zwingend im Zusammenhang mit den maximalen absoluten Verformungsdifferenzen ermittelt.

Tabelle 5.1: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungsergebnissen der FE-Berechnungen und denen der Handrechnungen ($C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Geometrie	Lagerungsfall	E [N/mm ²]	C [N/mm ³]	max. Δy [mm]	max. Δy [%]
gleichbleibend	AM500	5.000	0,10	0,04	1,4
gleichbleibend	VL	5.000		0,05	1,7
gleichbleibend	AM500	10.000		0,02	0,7
gleichbleibend	VL	10.000		0,03	1,0
veränderlich	AM500	40.000		0,01	0,2
veränderlich	VL	40.000		0,01	0,5

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

Tabelle 5.2: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungsergebnissen der FE-Berechnungen und denen der Handrechnungen ($C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

Geometrie	Lagerungsfall	E [N/mm ²]	C [N/mm ³]	max. Δy [mm]	max. Δy [%]
gleichbleibend	AM500	5.000	0,05	0,04	0,7
gleichbleibend	VL	5.000		0,06	0,9
gleichbleibend	AM500	10.000		0,03	0,3
gleichbleibend	VL	10.000		0,04	0,6
veränderlich	AM500	40.000		0,01	0,2
veränderlich	VL	40.000		0,02	0,3

Des Weiteren sind den Tabellen 5.3 und 5.4 die maximalen Differenzwerte der Momente am Schienenaufleger bzw. in Schwellenmitte für die zwölf Untersuchungsfälle aufgeführt. Auch in diesem Fall stehen die maximalen prozentualen Unterschiede nicht immer in Verbindung mit den maximalen absoluten Unterschieden.

Tabelle 5.3: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Momentenermittlung mittels FE-Berechnungen und Handrechnungen ($C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

Geometrie	Lagerungsfall	E [N/mm ²]	C [N/mm ³]	max. ΔM [kNm]	max. ΔM [%]
gleichbleibend	AM500	5.000	0,10	0,03	1,4
gleichbleibend	VL	5.000		0,08	1,4
gleichbleibend	AM500	10.000		0,04	1,0
gleichbleibend	VL	10.000		0,06	0,8
veränderlich	AM500	40.000		0,11	0,9
veränderlich	VL	40.000		0,15	1,3

Tabelle 5.4: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Momentenermittlung mittels FE-Berechnungen und Handrechnungen ($C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

Geometrie	Lagerungsfall	E [N/mm ²]	C [N/mm ³]	max. ΔM [kNm]	max. ΔM [%]
gleichbleibend	AM500	5.000	0,05	0,03	0,9
gleichbleibend	VL	5.000		0,05	0,8
gleichbleibend	AM500	10.000		0,05	0,6
gleichbleibend	VL	10.000		0,09	0,9
veränderlich	AM500	40.000		0,12	0,9
veränderlich	VL	40.000		0,15	1,3

In Bezug auf die Differenzwerte der Momente zeigen sich ebenso sehr geringe Unterschiede zwischen den beiden Berechnungsmethoden.

Bei Betrachtung der maximalen prozentualen Abweichungen der Verformungen und Momente erscheinen diese Unterschiede bereits vernachlässigbar. Auf Basis der maximalen absoluten Differenzwerte ist jedoch nahezu von einer Übereinstimmung der Ergebnisse der FE-Berechnungen und der Handrechnungen zu sprechen.

Die Abbildungen 5.15 und 5.16 zeigen die zusätzlich generierten Verformungsverläufe der Schwellen mit der Originalgeometrie einer B 70. Zum Vergleich sind diesen Verläufen die Verformungskurven der Schwellen veränderlichen Querschnitts, mit an einer B 70 angelehnten Formgebung, gegenübergestellt. Die Kenntlichmachung der Verläufe der Schwellen mit der vereinfachten B 70-Geometrie erfolgte hierbei anhand der Bezeichnung B70V. Demgegenüber wurden die Kurven der Schwellen mit der unveränderten B 70-Geometrie mit B70 gekennzeichnet. Als Datenbasis des Vergleichs dienten für die Schwellen B70 die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen und für die Schwellen B70V die Ergebnisse der Handrechnungen.

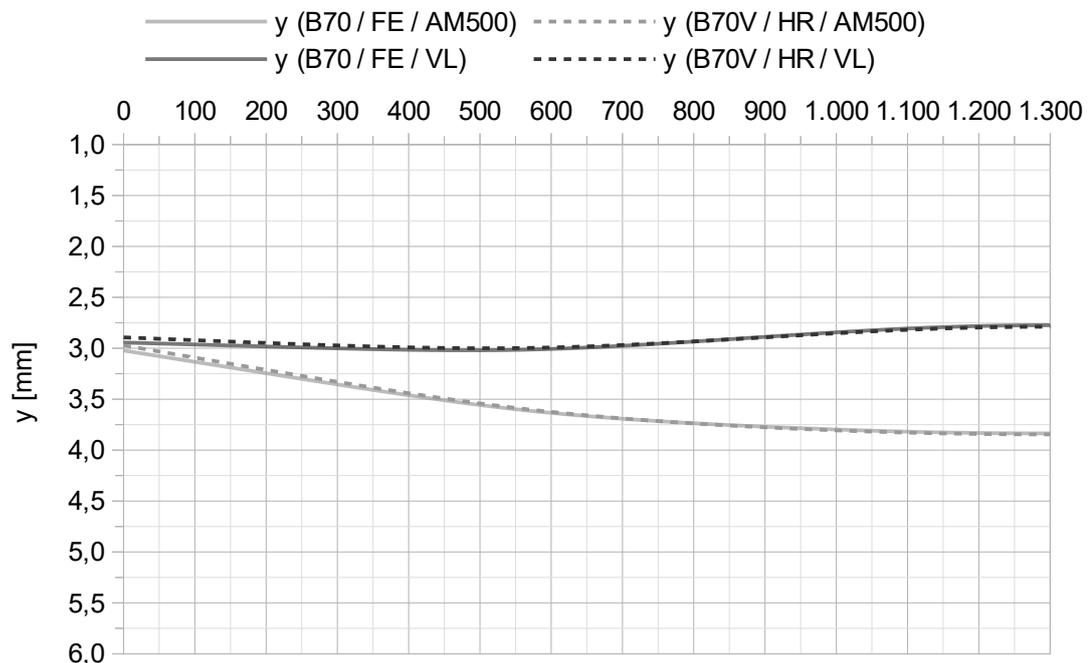


Abbildung 5.15: Verformungsverläufe der Schwellen B70 gemäß den FE-Berechnungen sowie der Schwellen B70V gemäß den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

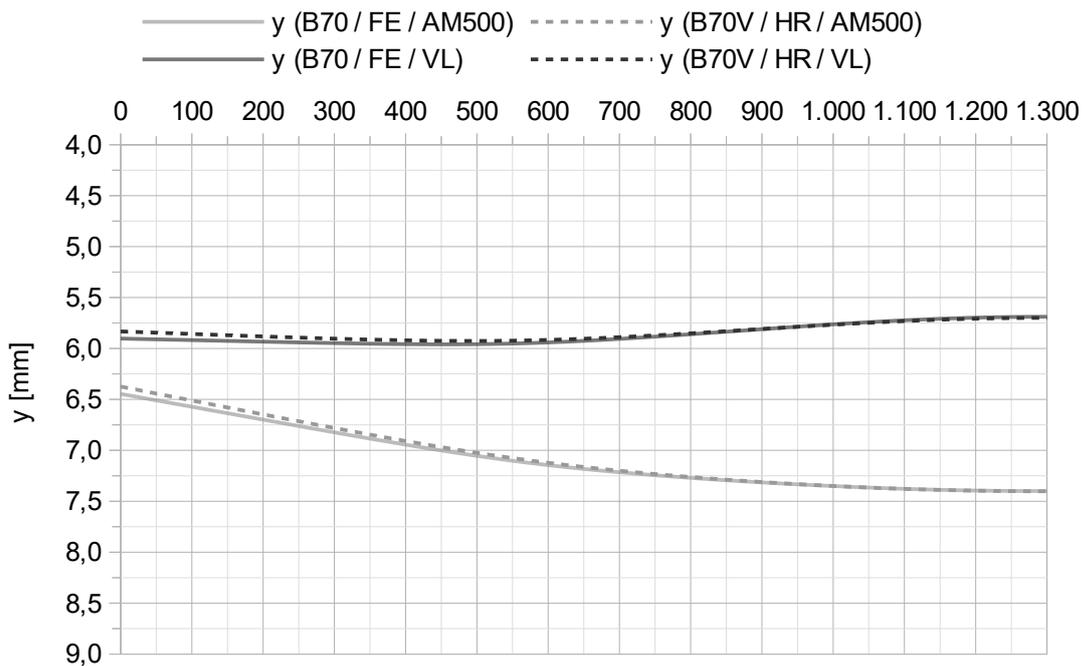


Abbildung 5.16: Verformungsverläufe der Schwellen B70 gemäß den FE-Berechnungen sowie der Schwellen B70V gemäß den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)

Wie den Abbildungen zu entnehmen ist, stimmen die Verformungskurven im Bereich der Schwellenmitte gut überein. In Richtung des Schwellenendes sind allerdings Abweichungen zwischen den Verläufen feststellbar. Dies ist auf die Gleichartigkeit beider Schwellengeometrien im Mittenbereich sowie auf die Verschiedenartigkeit der Geometrien im Bereich des Schienenauftragers und des Schwellenendes zurückzuführen. Details zu den Unterschieden der Formgebung sind dem Kapitel 3.4.2 zu entnehmen.

In der Tabelle 5.5 sind die maximalen Differenzen der Verformungen aufgeführt, welche bei diesem Vergleich zu verzeichnen waren. Die Ermittlung der maximalen prozentualen Abweichungen erfolgte dabei am Ort der maximalen absoluten Abweichung.

Tabelle 5.5: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungswerten der Schwellen B70 (FE) und der Schwellen B70V (HR)

Geometrie	Lagerungsfall	E [N/mm ²]	C [N/mm ³]	max. Δy [mm]	max. Δy [%]
veränderlich	AM500	40.000	0,10	0,05	1,7
veränderlich	VL	40.000		0,05	1,7
veränderlich	AM500	40.000	0,05	0,07	1,1
veränderlich	VL	40.000		0,07	1,2

Des Weiteren zeigt die Tabelle 5.6 die maximalen Unterschiede der Momentenwerte. In diesem Fall ist wiederum kein zwingender Zusammenhang zwischen der maximalen absoluten und der maximalen prozentualen Abweichung gegeben.

Tabelle 5.6: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Momentenermittlung für die Schwellen B70 (FE) und die Schwellen B70V (HR)

Geometrie	Lagerungsfall	E [N/mm ²]	C [N/mm ³]	max. ΔM [kNm]	max. ΔM [%]
veränderlich	AM500	40.000	0,10	0,12	4,3
veränderlich	VL	40.000		0,14	1,8
veränderlich	AM500	40.000	0,05	0,21	5,5
veränderlich	VL	40.000		0,20	3,6

Als Resümee dieser Betrachtung sind die etwas größeren Differenzen der Verformungen und Momente, im Vergleich mit den vorangegangenen Untersuchungsfällen, festzuhalten. Aufgrund der prozentualen Abweichungen der Momente wären die Annahmen zur Systemvereinfachung potentiell in Frage zu stellen gewesen. Die Betrachtung der absoluten Unterschiede zeigt jedoch, dass die Werte in einem akzeptablen Bereich liegen. Demzufolge kann die angenommene Systemvereinfachung als hinreichend genau angesehen werden.

Insgesamt haben die FE-Berechnungen und die Handrechnungen meist vergleichbare, teilweise sogar übereinstimmende Resultate geliefert. Anhand dieses Quervergleichs sind die Abläufe und Ergebnisse der Handrechnungen als bestätigt anzusehen.

5.4 Erweiterte Berechnungen

Neben dem direkten Abgleich der Handrechnungen sollte eine Erweiterung der Untersuchungen erfolgen. Hierbei war es das Ziel, den Einfluss des Schwelleneigengewichts zu analysieren. Dieses wurde bei den bisherigen Betrachtungen, sowohl im Rahmen der Handrechnungen als auch im Rahmen der FE-Berechnungen, nicht berücksichtigt. Aufgrund des geringen Schwellengewichts, verglichen mit den einwirkenden Verkehrslasten, war von einem vernachlässigbaren Einfluss dieses Aspekts auszugehen. Nichtsdestotrotz war die Annahme zunächst nachzuweisen.

Zu diesem Zweck erfolgte die Untersuchung der gleichbleibenden Querschnittsgeometrie sowie der an einer B 70 angelehnten veränderlichen Querschnittsgeometrie. Die Untersuchungs- bzw. Berechnungsparameter wurden größtenteils analog zu den vor-

5 Abgleich der Berechnungsergebnisse mit der FEM

hergehenden Betrachtungen übernommen. Jedoch erfolgte eine Reduktion der Anzahl an Untersuchungsfällen. Dies wurde durch die Beschränkung der Betrachtungen auf einen Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$ realisiert.

Darüber hinaus war die Definition einer Dichte für die verschiedenen Schwellenmaterialien notwendig. Als Kunststoff wurde hierbei ein Polyethylen hoher Dichte (PE-HD) mit einem Glasfaseranteil von 30 % gewählt [38]. Des Weiteren erfolgte der Ansatz von Buchenholz der Festigkeitsklasse D40 [39]. Außerdem wurde ein Normalbeton angenommen [40]. Die in Ansatz gebrachten Dichten sowie die resultierenden Schwellengewichte sind der Tabelle 5.7 zu entnehmen.

Tabelle 5.7: Übersicht der Materialdichten und Schwellengewichte

Material		Geometrie	ρ [kg/m ³]	m [kg]
Kunststoff	PE-HD GF 30	gleichbleibend	1.160	125,4
Holz	Buche, D40	gleichbleibend	660	71,4
Beton	Normalbeton	veränderlich	2.500	283,6

Auf Basis dieser Parameter erfolgten die Berechnungen unter Berücksichtigung des Schwelleneigengewichts. Die hierbei generierten Ergebnisse wurden mit denen der vorhergehenden FE-Berechnungen abgeglichen. In den Tabellen 5.8 und 5.9 sind die maximalen Differenzen der Verformungen sowie der Momente aufgeführt. Dabei besteht ein direkter Zusammenhang der maximalen prozentualen Abweichungen mit den maximalen absoluten Abweichungen.

Tabelle 5.8: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungsergebnissen mit und ohne Berücksichtigung des Eigengewichts

Material	Geometrie	Lagerungsfall	C [N/mm ³]	max. Δy [mm]	max. Δy [%]
Kunststoff	gleichbleibend	AM500	0,10	0,03	1,0
Kunststoff	gleichbleibend	VL		0,02	1,0
Holz	gleichbleibend	AM500		0,02	0,5
Holz	gleichbleibend	VL		0,01	0,5
Beton	veränderlich	AM500		0,06	1,4
Beton	veränderlich	VL		0,04	1,4

5.4 Erweiterte Berechnungen

Tabelle 5.9: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Momentenermittlung mit und ohne Berücksichtigung des Eigengewichts

Material	Geometrie	Lagerungsfall	C [N/mm ³]	max. ΔM [kNm]	max. ΔM [%]
Kunststoff	gleichbleibend	AM500	0,10	0,03	1,6
Kunststoff	gleichbleibend	VL		0,00	0,0
Holz	gleichbleibend	AM500		0,02	1,7
Holz	gleichbleibend	VL		0,00	0,0
Beton	veränderlich	AM500		0,10	3,2
Beton	veränderlich	VL		0,08	0,7

Erwartungsgemäß liegt der geringste Einfluss in Verbindung mit dem kleinsten Schwel-
lengewicht vor. Insgesamt sind die Unterschiede jedoch sehr gering, weshalb eine Ver-
nachlässigung des Eigengewichts als vertretbar anzusehen ist.

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Wie bereits zuvor angeführt, kann ein Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen auf Basis eines theoretischen oder eines praktischen Vorgehens erfolgen. Unabhängig von der Art der Nachweisführung ist eine Bestimmung der Einwirkungen zwingend erforderlich. Diese bilden die Grundlage für die Festlegung von Anforderungen, welche sowohl für eine theoretische als auch eine praktische Betrachtung notwendig sind.

Anhand des im Folgenden beschriebenen Vorgehens ist die materialunabhängige Ermittlung von Anforderungen an Schwellen sowie die zugehörige Nachweisführung möglich. Die Datenbasis zur Berechnung der Lastmomente ist hierbei jedoch auf eine Spurweite von 1.435 mm und Schwellen mit einer gleichbleibenden Querschnittsgeometrie oder der Geometrie einer B 70 beschränkt.

6.1 Bestimmung der Einwirkungen und Anforderungen

Die Bestimmung von Einwirkungen auf Schwellen erfolgt typischerweise auf Basis statischer Achs- bzw. Radlasten. Ausgehend von diesen lassen sich, entsprechend des in Kapitel 2.2.1 beschriebenen Vorgehens, dynamische Stützpunktlasten ermitteln. Hierbei ist eine Fallunterscheidung für die verschiedenen Kombinationen von Achslast und Geschwindigkeit vorzunehmen. Bei der Bestimmung des Lastverteilungsfaktors der Schiene in Gleislängsrichtung sind darüber hinaus unterschiedliche Einflüsse zu beachten. Aus der Lagerung der Schwelle mit einem auflagerfreien Mittelteil resultiert eine kleinere Auflagefläche als im Fall einer vollflächigen Lagerung. Darüber hinaus unterliegt der Bettungsmodul einer zeit- bzw. lastabhängigen Veränderung. Dieser Effekt war im Rahmen verschiedener Untersuchungen am Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München festzustellen. Berücksichtigung fanden hierbei ausschließlich Dauerschwingversuche im Schotter, deren Durchführung jeweils an einem Gleisrost aus zwei Schwellen erfolgte. Vor sowie nach der dynamischen Belastung wurde der statische Bettungsmodul anhand der Schwelleneinsenkung bestimmt. Auf Basis der ermittelten Werte war eine Erhöhung des Bettungsmoduls durch die dynamische Beanspruchung deutlich zu erkennen. In diesem Zusammenhang ist allerdings der händische Aufbau der Versuche und die manuelle Verdichtung des Schotters anzumerken. Dementsprechend sind Verdichtungsunterschiede des Schotterbetts vor Versuchsbeginn nicht aus-

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

zuschließen. Der Tabelle 6.1 sind die Mittelwerte der Bettungsmoduländerung für Spannbetonschwellen, Spannbetonschwellen mit Besohlung, Holzschwellen sowie Kunststoffschwellen zu entnehmen [41] bis [52]. Eine Absicherung dieser Werte, anhand umfangreicher Messreihen, ist jedoch noch erforderlich.

Tabelle 6.1: Mittelwerte der materialabhängigen Bettungsmoduländerung auf Basis der Werte vor und nach den Dauerschwingversuchen

Schwellenmaterial	Anzahl Versuche	ΔC [N/mm ³]
Spannbeton	5	0,33
Spannbeton, besohlt	4	0,21
Holz	6	0,19
Kunststoff	10	0,11

Zur Bestimmung des Lastverteilungsfaktors, aber auch zur Bestimmung der Anforderungen, ist zum einen der planmäßige Bettungsmodul im Einbauzustand und zum anderen der mittlere Bettungsmodul vor einem Eingriff in den Oberbau anzusetzen. Auf Basis der in Tabelle 6.1 dargestellten Versuchsergebnisse kann vorerst von einem mittleren Anstieg des Bettungsmoduls um 0,30 N/mm³ für unbesohlte Betonschwellen, 0,20 N/mm³ für besohlte Betonschwellen und Holzschwellen sowie 0,10 N/mm³ für Kunststoffschwellen ausgegangen werden. Sowohl für die Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil als auch für die vollflächige Lagerung sind beide Werte des Bettungsmoduls anzusetzen. Im Zusammenhang mit dem Lastverteilungsfaktor der Schiene in Gleis-längsrichtung muss außerdem die Gesamtsteifigkeit des Oberbaus ermittelt werden. Hierbei ist auch die Steifigkeit der Schwelle mit einzubeziehen [14].

Unter Berücksichtigung der genannten Aspekte ist die dynamische Stützpunktlast entsprechend dem Vorgehen nach DIN EN 13230-6 [13], welches bereits zu großen Teilen im Kapitel 2.2.1 beschrieben wurde, zu berechnen. Für die Ermittlung der möglichen Kombinationen aus statischer Achslast F_A und Geschwindigkeit V kann zunächst die charakteristische Radlast $F_{R,k}$ bestimmt werden [13].

$$k_v = \begin{cases} 0,25 & \text{für } V \leq 60 \text{ km/h} \\ 0,25 + \frac{V - 60}{280} & \text{für } 60 \text{ km/h} < V < 200 \text{ km/h} \\ 0,75 & \text{für } V \geq 200 \text{ km/h} \end{cases}$$

$$F_{R,k} = \frac{F_A}{2} (1 + k_v) \quad (6.1)$$

6.1 Bestimmung der Einwirkungen und Anforderungen

Zur Identifikation sämtlicher Belastungskombinationen ist allerdings die Bestimmung der dynamischen Stützpunktlasten $F_{k,i}$ vorzunehmen. Hierbei sind die unterschiedlichen Bettungsmoduln sowie die verschiedenen Schwellenauflageflächen in Abhängigkeit der Lagerungsfälle einzubeziehen. Dies ist durch die Berücksichtigung beider Parameter bei der Berechnung des Lastverteilungsfaktors der Schiene in Gleislängsrichtung nach dem Verfahren „Zimmermann“ sichergestellt. Der Anlage B ist eine Erläuterung der Vorgehensweise zur Ermittlung dieses Faktors zu entnehmen.

$$k_{d,i} = \frac{F_{St,i}}{F_R} \quad (6.2)$$

$$k_p = \begin{cases} 1,00 & \text{für Zwischenlagen mit niedriger Dämpfung } (a < 15\%) \\ 0,89 & \text{für Zwischenlagen mit mittlerer Dämpfung } (15\% \leq a \leq 30\%) \\ 0,78 & \text{für Zwischenlagen mit hoher Dämpfung } (a > 30\%) \end{cases}$$

$$k_r = 1,35$$

$$F_{k,i} = \frac{F_A}{2} (1 + k_p k_v) k_{d,i} k_r \quad (6.3)$$

Auf Basis der ermittelten Stützpunktlasten ist eine differenzierte Bestimmung der einwirkenden, charakteristischen Momente, anhand des neu entwickelten Verfahrens (Kap. 3.5), möglich. Hierfür sind zunächst die elastischen Längen der Schwelle für den Querschnitt am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte zu berechnen. Der Index a beschreibt dabei die elastischen Längen des Auflagerquerschnitts und der Index m die des Mittenquerschnitts. Im Fall der Untersuchung eines gleichbleibenden Querschnitts stimmen die Werte der elastischen Längen für beide Schwellenbereiche überein.

$$\left. \begin{array}{l} L_{a,j} \\ L_{m,j} \end{array} \right\} = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{b_U C_j}} \quad (6.4)$$

Mithilfe der elastischen Längen sind die Hebelarmwerte $a_{F,i}$ und $m_{F,i}$ aus den entsprechenden Diagrammen abzulesen. Diese Diagramme sind den Anlagen C bis F zu entnehmen und sind ausschließlich für eine Spurweite von 1.435 mm gültig. Dabei dienen die Hebelarme mit der Bezeichnung a der Ermittlung der Momente am Schienenaufleger. Zur Bestimmung der Momente in Schwellenmitte sind die Hebelarme mit der Bezeichnung m zu verwenden.

6.1 Bestimmung der Einwirkungen und Anforderungen

$$a_{res,i} = a_{F,i} - \frac{l_{q,res}}{4} k_{a,j} \quad (6.6)$$

Auf Basis der dynamischen Stützpunktlasten, der resultierenden Hebelarme und des Faktors zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung $k_{i,a}$ (DIN EN 13230-6) sind die positiven Biegemomente am Schienenaufleger $M_{a,pos,i}$ zu berechnen. Das Moment mit dem größten Wert ist als charakteristisches positives Biegemoment am Schienenaufleger zu definieren.

$$k_{i,a} = 1,60$$

$$M_{a,pos,i} = \frac{F_{k,i}}{2} a_{res,i} k_{i,a} \quad (6.7)$$

$$M_{k,a,pos} = \max(M_{a,pos,i})$$

Das charakteristische negative Biegemoment am Schienenaufleger ist entsprechend der Empfehlung der DIN EN 13230-6 zu berechnen.

$$M_{k,a,neg} = -0,5 M_{k,a,pos}$$

Zur Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte kommt wiederum das neu entwickelte Verfahren (Kap. 3.5) zum Einsatz. Hierbei sind die abgelesenen Hebelarmwerte $m_{F,i}$ ohne Anpassung zu verwenden. Unter Ansatz der dynamischen Stützpunktlasten, der Hebelarme sowie des Faktors zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung $k_{i,m}$ ist die Berechnung der Momente in Schwellenmitte vorzunehmen. Der Übersicht in Anlage A (S. 139) sind die nach DIN EN 13230-6 vorgeschlagenen Werte für den Faktor $k_{i,m}$ zu entnehmen. Abbildung 6.2 zeigt das Modell, welches zur Berechnung der Momente in Schwellenmitte herangezogen wurde. Auch andere Lagerungsfälle als der abgebildete können ursächlich für die Momentenbeanspruchung sein.

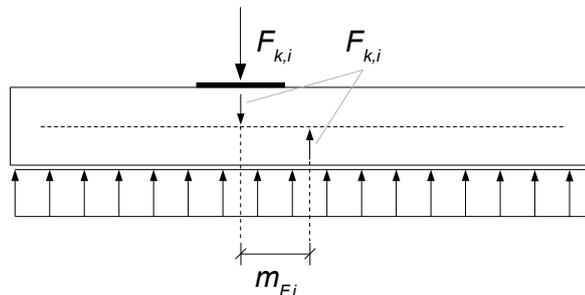


Abbildung 6.2: Modell zur Berechnung des Biegemoments in Schwellenmitte

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Laut der DIN EN 13230-6 sind dynamische Rückpralleffekte eine mögliche Ursache für positive Biegemomente in Schwellenmitte. Diese sind für Schwellen mit einer Spurweite von 1.435 mm mit 70 % der negativen Mittenmomente anzunehmen [13]. Die in Kapitel 3 beschriebenen Untersuchungen zeigen jedoch, dass bereits die Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil zu positiven Biegemomenten in Schwellenmitte führen kann. Hierbei sind ähnliche Momentenwerte für Betonschwellen festzustellen, wie bei einer prozentualen Berücksichtigung nach DIN EN 13230-6. Folglich sind dynamische Effekte als Ursache dieser Momente in Frage zu stellen. Daher wird empfohlen, die Bestimmung der Momente in Schwellenmitte ausschließlich auf Basis der Hebelarmwerte aus den Diagrammen vorzunehmen. Unabhängig davon ist bezüglich der Größe und Ursache positiver Biegemomente in Schwellenmitte die Notwendigkeit für weitere Untersuchungen zu sehen.

Zur Festlegung des charakteristischen negativen Biegemoments in Schwellenmitte ist das Moment mit dem kleinsten Wert auszuwählen. Bei Vorhandensein positiver Momentenwerte ist dagegen das Maximum als charakteristisches positives Biegemoment in Schwellenmitte zu wählen.

$$M_{m,i} = F_{k,i} m_{F,i} k_{i,m} \quad (6.8)$$

$$M_{k,m,neg} = \min(M_{m,i})$$

$$M_{k,m,pos} = \begin{cases} \max(M_{m,i}) & \text{für } M_{m,i} > 0 \\ 0 & \text{für } M_{m,i} \leq 0 \end{cases}$$

Zur Definition der Anforderungen ist, neben der Ermittlung der charakteristischen Momente, die Festlegung von Faktoren notwendig. Hintergrund des ersten Faktors k_{t1} ist die Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität. Daher ist das Moment zu ermitteln, welches zum Zeitpunkt der Prüfung theoretisch zum Anriss einer Betonschwelle bzw. zu ersten plastischen Verformungen einer Schwelle aus einem alternativen Material führt. Dieses Moment stellt den Sollwert der theoretischen Leistungsfähigkeit der Schwelle zum Zeitpunkt der Prüfung dar. Der zugehörige Faktor ergibt sich aus dem Verhältnis des Moments der theoretischen Leistungsfähigkeit und dem charakteristischen Biegemoment.

$$k_{t1} = \frac{f_{ct,fl,t1} W}{M_k} \quad (6.9)$$

6.1 Bestimmung der Einwirkungen und Anforderungen

Bei der Betrachtung vorgespannter Schwellen sind die Spannkraftverluste zum Zeitpunkt der Prüfung zu berücksichtigen. Die Bestimmung dieser Verluste ist dabei nach Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1) [22] vorzunehmen.

$$k_{t1} = \frac{\left(\frac{P_{m,t1}}{A} + \frac{P_{m,t1} e_P}{W} + f_{ct,fl,t1} \right) W}{M_k} \quad (6.10)$$

Darüber hinaus ist der Faktor k_{t2} zu ermitteln. Dieser dient der Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit der Schwelle über die Nutzungsdauer. Zu diesem Zweck erfolgt die Berechnung eines Differenzmoments, welches diese Veränderung widerspiegelt. Durch Bildung des Verhältnisses aus dem Differenzmoment und dem charakteristischen Biegemoment ergibt sich ein prozentualer Erhöhungswert. Dieser ist auf das charakteristische Biegemoment aufzuschlagen, um den Verlusten Rechnung zu tragen.

$$k_{t2} = 1 + \frac{(f_{ct,fl,t1} - f_{ct,fl,fat}) W}{M_k} \quad (6.11)$$

Für vorgespannte Schwellen sind auch in diesem Fall Spannkraftverluste zu berücksichtigen. Die Berechnung der Verluste ist hierbei ebenso nach DIN EN 1992-1-1 [22] durchzuführen. [13]

$$k_{t2} = 1 + \frac{\left[(f_{ct,fl,t1} - f_{ct,fl,fat}) + (\Delta\sigma_{c,c+s+r,t1} - \Delta\sigma_{c,c+s+r,t2}) \right] W}{M_k} \quad (6.12)$$

Die Faktoren k_{t1} und k_{t2} hängen wesentlich von den Material- und Bauteileigenschaften der Schwellen ab. Diese unterliegen einem direkten Einfluss von Variationen der Konstruktion oder der Materialrezeptur. Daher sind die Faktoren für jeden Produktionsstandort, selbst für identische Schwellengeometrien eines Herstellers, gesondert zu bestimmen.

Zur Abbildung außergewöhnlicher und unfallbedingter Belastungen sind die entsprechenden Faktoren nach DIN EN 13230-6 heranzuziehen. Auf dem bisherigen Stand gelten diese Faktoren unabhängig vom Alter der Schwellen. Außergewöhnliche und unfallbedingte Beanspruchungen können jedoch zu jedem Zeitpunkt auftreten. Daher muss sichergestellt werden, dass Schwellen für ihre gesamte Lebensdauer im Stande sind solche Belastungen abtragen zu können. Daher sind die Faktoren k_{1s} , k_{1d} , k_{2s} , k_{2d} und k_3 um den zeitabhängigen Faktor k_{t2} zu erweitern.

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

$$k_{1s} = 1,8 \frac{0,5}{k_{d,i}} k_{t2}$$

$$k_{1d} = 1,5 \frac{0,5}{k_{d,i}} k_{t2}$$

$$k_{2s} = 2,5 \frac{0,5}{k_{d,i}} k_{t2}$$

$$k_{2d} = 2,2 \frac{0,5}{k_{d,i}} k_{t2}$$

$$k_3 = 2,5 \frac{0,5}{k_{d,i}} k_{t2}$$

Allgemein ist anzumerken, dass die Faktoren nach DIN EN 13230-6 zum Teil auf 50 Jahre alten Untersuchungen und Messwerten beruhen. Da keine neueren Werte existieren, besteht keine Alternative zur Verwendung dieser Faktoren. Potential und Notwendigkeit für Forschung wäre allerdings in der Überprüfung der Gültigkeit der Faktoren zu sehen.

6.2 Theoretisches Verfahren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Ein umfassender Nachweis der Gebrauchstauglichkeit auf theoretischer Basis gestaltet sich schwierig. Möglich ist eine Untersuchung der Schwelleneigenschaften im elastischen Bereich. Sobald jedoch plastische Verformungen zum Tragen kommen, ist eine theoretische Betrachtung kaum sinnvoll umsetzbar. Um die Resttragfähigkeit einer Schwelle nicht zu überschätzen, sind in solchen Fällen lediglich konservative Annahmen vertretbar. Diese liegen zwar auf der sicheren Seite, führen allerdings meist zu höheren Anforderungen als notwendig. Da es sich bei Schwellen um Massenprodukte handelt, ist jedoch eine möglichst wirtschaftliche Auslegung anzustreben. Für Beanspruchungen, die plastische Verformungen zur Folge haben, sind dementsprechend praktische Nachweise vorzuziehen.

Gemäß DIN EN 13230-6 [13] ist ein Nachweis im elastischen Bereich für vorgespannte Gleisschwellen definiert. Hierbei ist zunächst die Summe der Spannungen infolge der Momentenbeanspruchung M_k und der Wirkung der Vorspannkraft zu bilden. Anzusetzen ist dabei die Vorspannkraft $P_{m,t2}$ am Ende der Nutzungsdauer der Schwelle. Somit erfolgt die Ermittlung der auf den Beton wirkenden, maximalen Biegezugspannung $\sigma_{ct,max}$. Diese ist wiederum mit der Dauerbiegezugfestigkeit des Betons $f_{ct,fl,fat}$ zu verglei-

6.2 Theoretisches Verfahren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

chen. Der Nachweis ist erfüllt, wenn die wirkende Biegezugspannung geringer als die Dauerbiegezugfestigkeit ist.

$$\sigma_{ct,max} = \frac{P_{m,t2}}{A} + \frac{P_{m,t2} e_P}{W} + \frac{M_k}{W} < f_{ct,fl,fat} \quad (6.13)$$

Für alle sonstigen Schwellen kann dieser Nachweis abgewandelt werden und ist folglich in angepasster Form zu führen.

$$\sigma_{ct,max} = \frac{M_k}{W} < f_{ct,fl,fat} \quad (6.14)$$

6.3 Praktisches Verfahren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Versuche bilden üblicherweise die Basis eines praktischen Nachweises der Gebrauchstauglichkeit. Für Betonschwellen stellt dieses Vorgehen den Standardfall dar. Dabei erfolgt die Überprüfung eines Teils der Anforderungen auf Basis der Breite und Ausdehnung von Rissen (Kap. 2.3.2). Für Schwellen aus anderen Materialien sind Risse jedoch kein adäquates Beurteilungskriterium. Darüber hinaus finden auf dem gegenwärtigen Stand der Betonschwellennormung manche Aspekte keine Berücksichtigung. Für das materialunabhängige praktische Nachweisverfahren wurden daher die Methoden der Normenreihe DIN EN 13230 als Basis verwendet, an manchen Stellen abgewandelt und um fehlende Gesichtspunkte erweitert.

Vor einem praktischen Nachweis sind zunächst zwei Parameter versuchstechnisch zu bestimmen. Zum einen ist dies der Biege-Elastizitätsmodul und zum anderen die Steifigkeit der Schwelle. Auf Basis dieser Werte kann die Berechnung der Anforderungen bzw. die Überprüfung der Annahmen zur Berechnung der Anforderungen erfolgen.

Für die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen aus unterschiedlichen Materialien sind verschiedene Kriterien anzusetzen. Eine Bewertung von Betonschwellen ist dabei weiterhin auf Basis der bekannten Definitionen vorzunehmen (Kap. 2.3.2). Schwellen aus anderen Materialien sind dagegen anhand von plastischen Verformungen zu beurteilen. Zu diesem Zweck ist die Verformung in der Achse der Belastung zu messen. Sollte die maximale Verformung nicht in dieser Achse auftreten, so ist an der Position der maximalen Verformung ein zusätzlicher Messpunkt anzuordnen. Nach Entlastung der Schwelle ist die Rückverformung, unter Beachtung einer angemessenen

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

nen Rückverformungsdauer, zu bestimmen. Darüber hinaus ist eine Überprüfung der maximalen Tragfähigkeit der Schwellen vorzunehmen. Analog zur Beurteilung von Betonschwellen ist für Schwellen anderer Materialien eine Tragfähigkeit nicht mehr gegeben, wenn eine weitere Steigerung der Belastung nicht mehr möglich ist.

Anhand des ersten Anforderungsniveaus erfolgt die Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität. Dabei ist der Faktor k_{r1} heranzuziehen. Eine Überprüfung dieser Anforderung ist ausschließlich im Rahmen statischer Prüfungen am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte vorzusehen. Hierbei sind Betonschwellen zu belasten und in diesem Zustand auf Risse zu untersuchen. Im Weiteren ist die Belastung zu erhöhen und eine erneute Rissuntersuchung durchzuführen. Dies ist solange zu wiederholen, bis an den Schwellen ein „erster Riss“ festzustellen ist. Schwellen anderer Materialien sind zu belasten, wieder zu entlasten und auf bleibende Verformungen zu prüfen. Nachfolgend ist eine erhöhte Belastung aufzubringen, die Schwellen wieder zu entlasten und eine erneute Untersuchung auf bleibende Verformungen vorzunehmen. Sobald solche Verformungen festzustellen sind, ist die Untersuchung abgeschlossen. Die Anforderung zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität gilt als erfüllt, wenn ein erster Riss oder erste bleibende Verformungen auf dem Niveau des Anforderungswerts bzw. in einem Bereich von 10 % ober- oder unterhalb dieses Werts auftreten. Dabei dient der zulässige Bereich der Berücksichtigung üblicher Toleranzen bei der Schwellenproduktion. Somit kann sichergestellt werden, dass die Schwellen einerseits ihre planmäßigen Eigenschaften aufweisen und andererseits keine zu großen Schwankungen der Fertigungsqualität auftreten.

Mithilfe des zweiten Anforderungsniveaus werden außergewöhnliche Belastungen abgebildet. Die Einhaltung der Anforderung ist hierbei im Zusammenhang mit der Prüfung des Schienenauflegerquerschnitts sowie des Mittenquerschnitts zu untersuchen. Für Betonschwellen sind weiterhin bleibende Risse mit einer Breite von 0,05 mm das maßgebende Kriterium. Dementsprechend ist eine Belastung sowie eine anschließende Entlastung der Schwelle vorzunehmen. Sind bei der Rissuntersuchung im entlasteten Zustand keine relevanten, bleibenden Risse feststellbar, ist mit der Untersuchung fortzufahren. Dabei ist eine erhöhte Belastung aufzubringen, dann die Schwellen wieder zu entlasten und erneut auf Risse zu untersuchen. Dies ist fortzuführen, bis ein bleibender Riss mit einer Breite von 0,05 mm festzustellen ist. Hierbei ist die Anforderung eingehalten, wenn auf dem Niveau des Anforderungswerts keine bleibenden Risse mit der entsprechenden Breite vorhanden sind. Aufgrund außergewöhnlicher Belastungen

6.3 Praktisches Verfahren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

erfahren Schwellen anderer Materialien möglicherweise bleibende Verformungen. Diese ziehen jedoch keine Einschränkung der Gebrauchstauglichkeit nach sich. Folglich ist keine spezielle Untersuchung von Schwellen anderer Materialien im Zusammenhang mit außergewöhnlichen Belastungen vorzunehmen.

Auf Basis des dritten Anforderungsniveaus erfolgt die Untersuchung des Schwellenverhaltens bei unfallbedingten Belastungen. Auch diese Anforderung ist für die Prüfungen am Schienenaufleger sowie in Schwellenmitte anzusetzen. Hierbei ist die Tragfähigkeit der Schwellen unter Beanspruchung zu beobachten. Tritt kein Versagen ein, so ist eine Entlastung und eine nachfolgende erhöhte Belastung der Schwellen vorzusehen. Den Abschluss dieser Untersuchung bildet das Versagen der Schwellen. Wahlweise kann die Prüfung auch nach Überschreitung der Anforderung ohne Versagen beendet werden. Für Betonschwellen, wie auch für Schwellen aus anderen Materialien, ist diese Untersuchung auf identische Weise durchzuführen.

Mittels des letzten Anforderungsniveaus erfolgt eine Kontrolle der Abtragung von Ermüdungslasten. Dabei ist die Durchführung sowohl für den Auflagerquerschnitt als auch für den Mittenquerschnitt vorzusehen. Betonschwellen sind zunächst auf Risse zu untersuchen. Daran anschließend ist eine zyklische Ermüdungsbelastung aufzubringen. Hierbei ist der Maximalwert der Beanspruchung anhand des charakteristischen Moments und des zeitabhängigen Verlustfaktors k_{12} zu bestimmen. Darüber hinaus wäre eine vollständige Entlastung der Schwellen vorzusehen. Aus versuchstechnischen Gründen ist dies jedoch nicht realisierbar. Daher ist der Minimalwert der Belastung mit 10 % des Maximalwerts anzusetzen. Die Dauerfestigkeit eines Materials lässt sich üblicherweise auf Basis von einer bis zehn Millionen Schwingungen ermitteln. Manche Werkstoffe weisen jedoch keine wirkliche Dauerfestigkeit auf [53]. Unter Berücksichtigung eines vertretbaren Zeitaufwandes und Gewährleistung einer gewissen Sicherheit ist der Mittelwert der erforderlichen Schwingungen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit als sinnvolles Maß zu sehen. Demzufolge sind die Schwellen mit fünf Millionen Lastwechseln zu beanspruchen. Nach Abschluss der Prüfung dürfen Betonschwellen im entlasteten Zustand Risse mit einer Breite von maximal 0,05 mm aufweisen. Für Schwellen anderer Materialien ist eine initiale Begutachtung nicht erforderlich. Die Belastung ist jedoch auf identische Weise durchzuführen. Den Abschluss dieser Prüfung bildet die Untersuchung der Anforderung unfallbedingter Belastungen. Unabhängig vom Schwellenmaterial ist eine kontinuierliche Erhöhung der Last vorzunehmen.

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Zur Erbringung des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit müssen sämtliche Versuche mit einem positiven Ergebnis abgeschlossen werden.

Prinzipiell erfolgt die Durchführung statischer Prüfungen zur Untersuchung des Schwellenverhaltens. Dynamische Prüfungen dienen der Simulation der zyklischen Beanspruchungen im Gleis. Anhand von Ermüdungsprüfungen erfolgt die kumulierte Abbildung der wirkenden Verkehrslasten. Die Ausarbeitung von Versuchsaufbauten, eines Versuchsprogramms, inklusive der Anzahl der durchzuführenden Versuche, und die Überprüfung der Umsetzbarkeit solcher Versuche stellen allerdings noch zu bearbeitende Aufgaben dar.

6.4 Berechnungsbeispiele

Um die Abläufe zur Bestimmung der Anforderung an Schwellen nach dem neu entwickelten Verfahren zu verdeutlichen, sind im Folgenden zwei Berechnungsbeispiele dargestellt. In beiden Fällen wurde dabei ein anfänglicher Bettungsmodul von $0,10 \text{ N/mm}^3$ zugrunde gelegt. Darüber hinaus erfolgte der Ansatz möglicher Kombinationen aus Achslast und Geschwindigkeit auf Basis der technischen Spezifikation für die Interoperabilität (TSI) der Infrastruktur (INF) [54] der Europäischen Kommission, in Verbindung mit den Vorgaben der Richtlinie 820.2010 (Ausrüstungsstandard des Schotteroberbaus) [5] sowie der Richtlinie 458.0301A11 (Anforderungskatalog 25 t Radsatzlasten) [55] der DB Netz AG. Der Tabelle 6.2 ist eine Zusammenstellung der relevanten Kombinationen zu entnehmen. Höhere Fahrgeschwindigkeiten bei geringeren Achslasten wurden nicht einbezogen, da der Faktor zur Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit nach DIN EN 13230-6 [13] oberhalb von 200 km/h konstant anzunehmen ist.

Tabelle 6.2: Relevante Kombinationen aus Achslast, Geschwindigkeit, Schienentyp und Schwellenabstand

Lastfall	Achslast [kN]	Geschwindigkeit [km/h]	Schienentyp	Schwellenabstand [mm]
A	225	120	49E5	650
B	225	159	54E4	600
C	225	200	60E2	600
D	250	25	49E5	650
E	250	100	54E4	630

6.4.1 B 70

Dieser Beispielfall zeigt die Berechnung der Momente, die Ermittlung der Anforderungen sowie die theoretische Nachweisführung für eine Spannbetonschwelle des Typs B 70 mit einer Länge von 2.600 mm, vier Spanndrähten mit einem Durchmesser von 9,5 mm und einer initialen Vorspannkraft von 325 kN.

Zunächst ist eine Ermittlung der dynamischen Stützpunktlasten vorzunehmen. Die Tabelle 6.3 zeigt die Werte der relevanten Faktoren für die fünf verschiedenen Lastfälle sowie die resultierenden dynamischen Stützpunktlasten.

Tabelle 6.3: Faktoren und resultierende dynamische Stützpunktlasten für die B 70

Lastfall	Lagerung	C_j [N/mm ³]	$k_{d,i}$	k_p	k_r	k_v	$F_{k,i}$ [kN]
A	AM400	0,10	0,43	1,00	1,35	0,46	95,6
		0,40	0,53				117,9
	VL	0,10	0,43				95,6
		0,40	0,55				122,3
B	AM400	0,10	0,39	1,00	1,35	0,60	95,0
		0,40	0,48				116,9
	VL	0,10	0,40				97,4
		0,40	0,50				121,8
C	AM400	0,10	0,38	0,89	1,35	0,75	96,2
		0,40	0,39				98,8
	VL	0,10	0,38				96,2
		0,40	0,39				98,8
D	AM400	0,10	0,43	1,00	1,35	0,25	90,7
		0,40	0,53				111,8
	VL	0,10	0,43				90,7
		0,40	0,55				116,0
E	AM400	0,10	0,41	1,00	1,35	0,39	96,4
		0,40	0,50				117,5
	VL	0,10	0,41				96,4
		0,40	0,51				119,9

Für die Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil einer Länge von 400 mm wurde dabei die mit dem Schotter in Kontakt stehende Fläche der Schwellenunterseite mit 592.742 mm² und für die vollflächige Lagerung mit 680.472 mm² angenommen. Im Zu-

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

sammenhang mit den Lastfällen A, B, D und E erfolgte der Ansatz einer Zwischenlage des Typs Zw 686a [5] mit einer Steifigkeit von 600 kN/mm. Für den Lastfall C wurde dagegen eine Zw 900 [5] mit einer Steifigkeit von 60 kN/mm angesetzt.

Zur Bestimmung der Momente ist eine Berechnung der elastischen Längen für die verschiedenen Schwellenquerschnitte sowie die unterschiedlichen Bettungsmoduln erforderlich. Die Eingangswerte und die sich ergebenden elastischen Längen sind der Tabelle 6.4 zu entnehmen.

Tabelle 6.4: Eingangswerte und resultierende elastische Längen für die B 70

E [N/mm ²]	I [mm ⁴]	b_U [mm]	C_j [N/mm ³]	$L_{a,j}$ [mm]	$L_{m,j}$ [mm]
40.000	183.487.982	275	0,10	1.017	
			0,40	719	
	84.494.824	220	0,10		885
			0,40		626

Anhand der ermittelten elastischen Längen sind die Hebelarme aus den jeweiligen Diagrammen abzulesen. Die Abbildung 6.3 zeigt beispielhaft das Vorgehen zur Bestimmung der Hebelarme $a_{F,i}$ unter Verwendung der elastischen Länge $L_{a,1}$ von 1.017 mm.

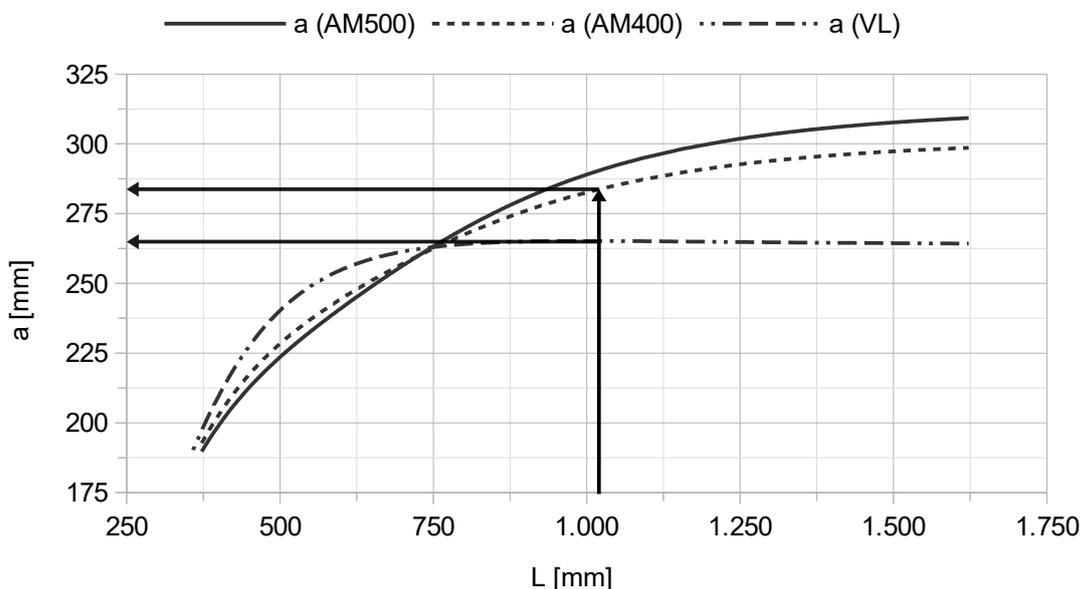


Abbildung 6.3: Ermittlung der Hebelarme zur Bestimmung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für eine B 70 ($l_0 = 2.600$ mm, $L_{a,1} = 1.017$ mm)

Eine Zusammenstellung aller Ablesewerte der Hebelarme für die untersuchte Schwelle vom Typ B 70 ist der Tabelle 6.5 zu entnehmen.

Tabelle 6.5: Ablesewerte der Hebelarme für die B 70

Lagerung	C_j [N/mm ³]	$L_{a,j}$ [mm]	$L_{m,j}$ [mm]	$a_{F,i}$ [mm]	$m_{F,i}$ [mm]
AM400	0,10	1.017	885	284	3
VL				265	-49
AM400	0,40	719	626	259	-13
VL				262	-41

Unter Ansatz der resultierenden Lasteinleitungslänge $l_{q,res}$ sowie des Korrekturfaktors $k_{a,j}$ kann die Ermittlung des resultierenden Hebelarms erfolgen. Für die Bestimmung der resultierenden Lasteinleitungslänge kam hierbei ein Abstand $y_{SP,oben}$ von 115,2 mm zur Anwendung. In Verbindung mit dem Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung $k_{i,a}$ ist die Berechnung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger vorzunehmen. Die Tabellen 6.6 und 6.7 (S. 110) zeigen alle genannten Parameter sowie die sich ergebenden positiven Biegemomente.

Tabelle 6.6: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger für die B 70 in den Lastfällen A, B und C

Lastfall	$a_{F,i}$ [mm]	$l_{q,res}$ [mm]	$k_{a,j}$	$a_{res,i}$ [mm]	$F_{k,i}$ [kN]	$k_{i,a}$	$M_{a,pos,i}$ [kNm]
A	284	355,4	1,00	195,2	95,6	1,6	14,9
	259		0,96	173,7	117,9		16,4
	265		1,00	176,2	95,6		13,5
	262		0,96	176,7	122,3		17,3
B	284	355,4	1,00	195,2	95,0	1,6	14,8
	259		0,96	173,7	116,9		16,2
	265		1,00	176,2	97,4		13,7
	262		0,96	176,7	121,8		17,2
C	284	380,4	1,00	188,9	96,2	1,6	14,5
	259		0,96	167,7	98,8		13,3
	265		1,00	169,9	96,2		13,1
	262		0,96	170,7	98,8		13,5

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Tabelle 6.7: Eingangsparmeter und Ergebnisse der Ermittlung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger für die B 70 in den Lastfällen D und E

Lastfall	$a_{F,i}$ [mm]	$l_{q,res}$ [mm]	$k_{a,j}$	$a_{res,i}$ [mm]	$F_{k,i}$ [kN]	$k_{i,a}$	$M_{a,pos,i}$ [kNm]
D	284	355,4	1,00	195,2	90,7	1,6	14,2
	259		0,96	173,7	111,8		15,5
	265		1,00	176,2	90,7		12,8
	262		0,96	176,7	116,0		16,0
E	284	355,4	1,00	195,2	96,4	1,6	14,6
	259		0,96	173,7	117,5		15,8
	265		1,00	176,2	96,4		13,2
	262		0,96	176,7	119,9		17,0

Das charakteristische positive Biegemoment am Schienenaufleger $M_{k,a,pos}$ beträgt dementsprechend 17,3 kNm und das charakteristische negative Biegemoment am Schienenaufleger $M_{k,a,neg}$ infolgedessen -8,7 kNm.

Unter Ansatz der Hebelarme $m_{F,i}$ sowie des Faktors zur Berücksichtigung von Lageungsfehlern in Schwellenlängsrichtung $k_{i,m}$ kann darüber hinaus die Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte erfolgen. Den Tabellen 6.8 und 6.9 (S. 111) sind die Eingangswerte sowie die resultierenden Momente zu entnehmen.

Tabelle 6.8: Eingangsparmeter und Ergebnisse der Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte für die B 70 in den Lastfällen A, B und C

Lastfall	$m_{F,i}$ [mm]	$F_{k,i}$ [kN]	$k_{i,m}$	$M_{m,i}$ [kNm]
A	3	95,6	1,6	0,5
	-13	117,9		-2,5
	-49	95,6		-7,5
	-41	122,3		-8,0
B	3	95,0	1,6	0,5
	-13	116,9		-2,4
	-49	97,4		-7,6
	-41	121,8		-8,0
C	3	96,2	1,6	0,5
	-13	98,8		-2,1
	-49	96,2		-7,5
	-41	98,8		-6,5

Tabelle 6.9: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte für die B 70 in den Lastfällen D und E

Lastfall	$m_{F,i}$ [mm]	$F_{k,i}$ [kN]	$k_{i,m}$	$M_{m,i}$ [kNm]
D	3	90,7	1,6	0,4
	-13	111,8		-2,3
	-49	90,7		-7,1
	-41	116,0		-7,6
E	3	96,4	1,6	0,5
	-13	117,5		-2,4
	-49	96,4		-7,6
	-41	119,9		-7,9

Das charakteristische negative Biegemoment in Schwellenmitte $M_{k,m,neg}$ ist demzufolge mit -8,0 kNm und das charakteristische positive Biegemoment in Schwellenmitte $M_{k,m,pos}$ mit 0,5 kNm anzusetzen.

Zur Durchführung weiterer Schritte sind die Spannkraftverluste zu ermitteln. Die Tabelle 6.10 zeigt die berechneten Werte der Vorspannung zu den verschiedenen Zeitpunkten. P_0 bezeichnet dabei die anfängliche Vorspannkraft, P_{m0} die Vorspannkraft nach Übertragung auf die Schwelle, $P_{m,t1}$ die Vorspannkraft nach 28 Tagen und $P_{m,t2}$ die Vorspannkraft am Ende der Nutzungsdauer von 40 Jahren.

Tabelle 6.10: Vorspannkraften zu den verschiedenen Zeitpunkten für die B 70

Querschnitt	P_0 [kN]	P_{m0} [kN]	$P_{m,t1}$ [kN]	$P_{m,t2}$ [kN]
Schienenauflager	325	315	301	266
Schwellenmitte	325	310	296	261

Auf Basis dieser Werte ist eine Bestimmung der Faktoren zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit der Schwelle möglich. Der Tabelle 6.11 (S. 112) sind die Werte dieser Faktoren in Verbindung mit den zugehörigen Eingangsparametern zu entnehmen. Die Biegezugfestigkeit des Betons wurde dabei, entsprechend der Empfehlung nach DIN EN 13230-6, zu 5,5 N/mm² und die Dauerbiegezugfestigkeit zu 3,0 N/mm² gewählt.

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Tabelle 6.11: Faktoren zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit der Schwelle für die B 70

M_k [kNm]	$P_{m,t1}$ [kN]	$P_{m,t2}$ [kN]	A [mm]	e_P [mm]	W [mm ³]	k_{t1}	k_{t2}
17,3	301	266	50.194	8,8	1.856.987	1,39	1,36
-8,7					-1.592.909	1,80	1,55
0,5	296	261	33.580	-7,7	1.027.041	24,85	7,74
-8,0					-911.193	1,92	1,44

Anhand der ermittelten Werte des Faktors k_{t2} ist eine Bestimmung der Faktoren für statische und dynamische Prüfungen sowie Ermüdungsprüfungen möglich. Auf eine Auf-führung sämtlicher Faktoren wird hier allerdings verzichtet.

Abschließend ist der theoretische Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in Bezug auf alle vier ermittelten Biegemomente zu führen. Tabelle 6.12 zeigt die relevanten Ein-gangsparameter sowie die Ergebnisse der Spannungsberechnung.

Tabelle 6.12: Eingangswerte und Spannungen für den theoretischen Nachweis der Ge-brauchstauglichkeit für die B 70

M_k [kNm]	$P_{m,t2}$ [kN]	A [mm]	e_P [mm]	W [mm ³]	$\sigma_{ct,max}$ [N/mm ²]
17,3	266	50.194	8,8	1.856.987	2,76
-8,7				-1.592.909	1,63
0,5	261	33.580	-7,7	1.027.041	-5,33
-8,0				-911.193	-1,20

Da sämtliche Spannungswerte unterhalb der Dauerbiegezugfestigkeit von 3,0 N/mm² liegen, sind alle theoretischen Nachweise der Gebrauchstauglichkeit erfüllt.

Tabelle 6.13 zeigt eine Gegenüberstellung der ermittelten Momente und Faktoren für die B 70 und der entsprechenden Werte nach dem DBS 918 143 [23].

Tabelle 6.13: Gegenüberstellung der Momente und Faktoren für die B 70 gemäß der Berech-nung sowie dem DBS 918 143

Quelle	$M_{k,a,pos}$ [kNm]	$M_{t,a,pos}$ [kNm]	$M_{k,m,neg}$ [kNm]	$M_{t,m,neg}$ [kNm]	k_{1s}	k_{2s}	k_{1d}	k_{2d}	k_3
Berechnung	17,3	24,1	8,0	15,4	2,2	3,1	1,9	2,7	3,1
DBS	16	22	11	15	2,1	3,0	1,8	2,3	3,0

Somit wird deutlich, dass das charakteristische negative Moment in Schwellenmitte nach der neuen Berechnungsmethode kleiner ausfällt als nach DBS 918 143, während

sämtliche anforderungsrelevanten Parameter größer ausfallen. Dementsprechend liegen die derzeit nach dem Deutsche Bahn Standard geforderten Werte auf der unsicheren Seite und sollten daher angepasst werden.

6.4.2 Rechteckquerschnitt

Anhand dieses Beispielfalls sollen die Berechnung der Momente, die Ermittlung der Anforderungen sowie die theoretische Nachweisführung für eine Buchenholzschwelle mit einer Länge von 2.600 mm und einem Querschnitt von 260 × 160 mm² verdeutlicht werden.

Entsprechend den in Kapitel 2.1.2 angeführten Definitionen ist der Einsatz von Holzschwellen auf eine maximal zulässige Höchstgeschwindigkeit von 160 km/h beschränkt [5]. Darüber hinaus sind Holzschwellen für Strecken, welche mit Radsatzlasten von 25 t und Geschwindigkeiten größer als 25 km/h befahren werden, unzulässig [55]. Folglich können die potentiell in Frage kommenden Belastungskombinationen auf die Fälle A, B und D eingegrenzt werden.

In einem ersten Schritt sind die dynamischen Stützpunktlasten zu ermitteln. Die Tabelle 6.14 zeigt die Werte der relevanten Faktoren für die verschiedenen Lastfälle und die resultierenden dynamischen Stützpunktlasten.

Tabelle 6.14: Faktoren und resultierende dynamische Stützpunktlasten für die Holzschwelle

Lastfall	Lagerung	C_j [N/mm ³]	$k_{d,i}$	k_p	k_r	k_v	$F_{k,i}$ [kN]
A	AM400	0,10	0,42	1,00	1,35	0,46	93,4
		0,30	0,50				111,2
	VL	0,10	0,43				95,6
		0,30	0,51				113,4
B	AM400	0,10	0,39	1,00	1,35	0,60	95,0
		0,30	0,45				109,6
	VL	0,10	0,40				97,4
		0,30	0,47				114,5
D	AM400	0,10	0,42	1,00	1,35	0,25	88,6
		0,30	0,50				105,5
	VL	0,10	0,43				90,7
		0,30	0,51				107,6

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Die Fläche der mit dem Schotter in Kontakt stehenden Schwellenunterseite wurde hierbei für die Lagerung mit auflagerfreiem Mittelteil einer Länge von 400 mm mit 572.000 mm^2 und für die vollflächige Lagerung mit 676.000 mm^2 angenommen. Für sämtliche Lastfälle erfolgte der Ansatz einer Zwischenlage Zw 686a [5] mit einer Steifigkeit von 600 kN/mm .

Aufgrund der gleichbleibenden Schwellengeometrie war eine Berücksichtigung unterschiedlicher Querschnitte bei der Bestimmung der elastischen Längen nicht notwendig. Die Eingangswerte und die sich ergebenden elastischen Längen sind der Tabelle 6.15 zu entnehmen.

Tabelle 6.15: Eingangswerte und resultierende elastische Längen für die Holzschwelle

E [N/mm ²]	I [mm ⁴]	b_U [mm]	C_j [N/mm ³]	$L_{a,j}$ [mm]	$L_{m,j}$ [mm]
10.000	88.746.667	260	0,10	608	608
			0,30	462	462

Auf Basis der berechneten elastischen Längen können die Hebelarme aus den entsprechenden Diagrammen abgelesen werden. In der Abbildung 6.4 ist das Vorgehen zur Bestimmung der Hebelarme a_{Fi} unter Verwendung der elastischen Länge $L_{a,1}$ von 608 mm beispielhaft dargestellt.

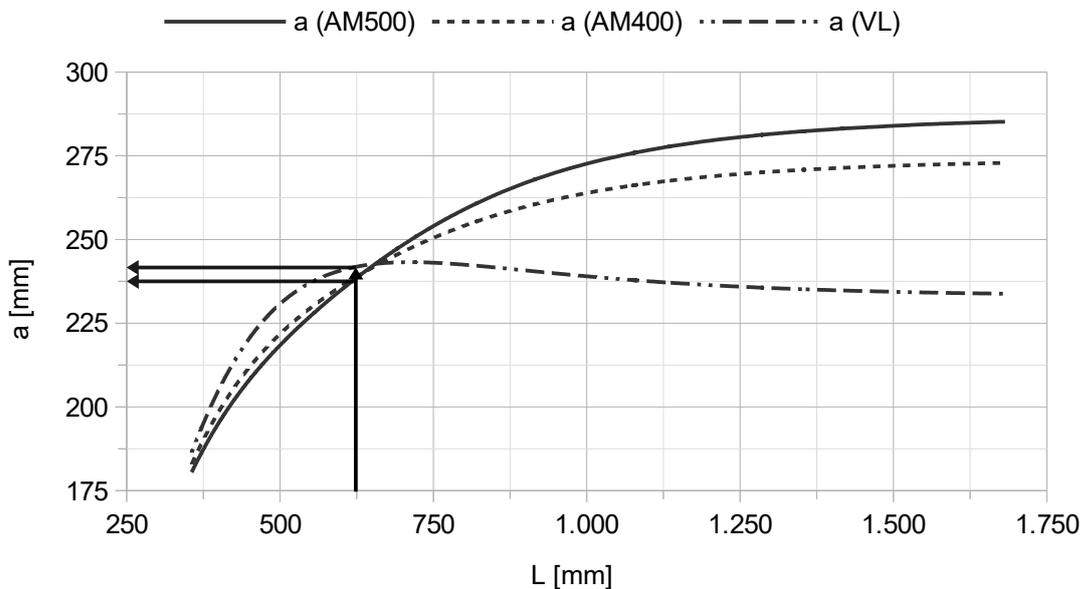


Abbildung 6.4: Ermittlung der Hebelarme zur Bestimmung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für eine Holzschwelle ($l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $L_{a,1} = 608 \text{ mm}$)

Der Tabelle 6.16 ist eine Aufstellung aller Ablesewerte der Hebelarme für die untersuchte Holzschwelle zu entnehmen.

Tabelle 6.16: Ablesewerte der Hebelarme für die B 70

Lagerung	C_j [N/mm ³]	$L_{a,j}$ [mm]	$L_{m,j}$ [mm]	$a_{F,i}$ [mm]	$m_{F,i}$ [mm]
AM400	0,10	608	608	237	-26
VL				241	-66
AM400	0,30	462	462	214	-30
VL				223	-50

Auf Basis der resultierenden Lasteinleitungslänge $l_{q,res}$ und des Korrekturfaktors $k_{a,j}$ ist eine Bestimmung der resultierenden Hebelarme möglich. Zur Ermittlung der resultierenden Lasteinleitungslänge erfolgte hierbei der Ansatz eines Abstandes $y_{SP,oben}$ von 97 mm, entsprechend der halben Schwellenhöhe zuzüglich der Dicke einer Rippenplatte Rph 1 in deren Mittelachse. In Kombination mit dem Faktor zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung $k_{i,a}$ können die positiven Biegemomente am Schienenaufleger berechnet werden. Tabelle 6.17 zeigt die genannten Parameter sowie die sich ergebenden positiven Biegemomente.

Tabelle 6.17: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger für die Holzschwelle

Lastfall	$a_{F,i}$ [mm]	$l_{q,res}$ [mm]	$k_{a,j}$	$a_{res,i}$ [mm]	$F_{k,i}$ [kN]	$k_{i,a}$	$M_{a,pos,i}$ [kNm]
A	237	319,0	0,95	161,2	93,4	1,6	12,1
	214		0,92	140,6	111,2		12,5
	241		0,95	165,2	95,6		12,6
	223		0,92	149,6	113,4		13,6
B	237	319,0	0,95	161,2	95,0	1,6	12,3
	214		0,92	140,6	109,6		12,3
	241		0,95	165,2	97,4		12,9
	223		0,92	149,6	114,5		13,7
D	237	319,0	0,95	161,2	88,6	1,6	11,4
	214		0,92	140,6	105,5		11,9
	241		0,95	165,2	90,7		12,0
	223		0,92	149,6	107,6		12,9

6 Materialunabhängiger Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen

Dementsprechend beträgt das charakteristische positive Biegemoment am Schienenaufleger $M_{k,a,pos}$ 13,7 kNm, während sich das charakteristische negative Biegemoment am Schienenaufleger $M_{k,a,neg}$ infolgedessen auf -6,9 kNm beläuft.

Darüber hinaus ist eine Bestimmung der Biegemomente in Schwellenmitte, anhand der Hebelarme $m_{F,i}$ sowie des Faktors zur Berücksichtigung von Lagerungsfehlern in Schwellenlängsrichtung $k_{i,m}$, möglich. Die entsprechenden Eingangswerte sowie die resultierenden Momente sind der Tabelle 6.18 zu entnehmen.

Tabelle 6.18: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte für die Holzschwelle

Lastfall	$m_{F,i}$ [mm]	$F_{k,i}$ [kN]	$k_{i,m}$	$M_{m,i}$ [kNm]
A	-26	93,4	1,6	-3,9
	-30	111,2		-5,3
	-66	95,6		-10,1
	-50	113,4		-9,1
B	-26	95,0	1,6	-4,0
	-30	109,6		-5,3
	-66	97,4		-10,3
	-50	114,5		-9,2
D	-26	88,6	1,6	-3,7
	-30	105,5		-5,1
	-66	90,7		-9,6
	-50	107,6		-8,6

Folglich beträgt das charakteristische negative Biegemoment in Schwellenmitte $M_{k,m,neg}$ -10,3 kNm. Aufgrund der ausschließlich negativen Momentenwerte erfolgt keine positive Biegebeanspruchung in Schwellenmitte, weshalb im Weiteren kein charakteristisches positives Biegemoment in Schwellenmitte $M_{k,m,pos}$ zu berücksichtigen ist.

Zusätzlich sind die Faktoren zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit der Schwelle zu bestimmen. Der Tabelle 6.19 ist eine Übersicht der relevanten Eingangsparameter sowie der Werte dieser Faktoren zu entnehmen. Die Biegefestigkeit von Buchenholz wurde dabei mit 40,0 N/mm², für ein Laubholz der Festigkeitsklasse D40 gemäß DIN EN 338 [39], gewählt. Für die Dauerbiegefestigkeit wurde auf Basis verglei-

chender Untersuchungen an Holzschwellen verschiedener Liegedauern [56] der identische Wert von $40,0 \text{ N/mm}^2$ in Ansatz gebracht.

Tabelle 6.19: Faktoren zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit für die Holzschwelle

M_k [kNm]	A [mm]	W [mm ³]	k_{t1}	k_{t2}
13,7	41.600	1.109.333	3,24	1,00
-6,9		-1.109.333	6,43	
-		1.109.333	-	
-10,3		-1.109.333	4,31	

Eine Bestimmung der Faktoren für statische und dynamische Prüfungen sowie Ermüdungsprüfungen ist anhand der ermittelten Werte des Faktors k_{t2} möglich. Jedoch wird an dieser Stelle auf eine Aufführung sämtlicher Faktoren verzichtet.

Zuletzt ist der theoretische Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die drei ermittelten charakteristischen Biegemomente zu erbringen. Die Tabelle 6.20 zeigt die relevanten Eingangsparameter sowie die Ergebnisse der Spannungsberechnung.

Tabelle 6.20: Eingangswerte und Spannungen für den theoretischen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die Holzschwelle

M_k [kNm]	A [mm]	W [mm ³]	$\sigma_{ct,max}$ [N/mm ²]
13,7	41.600	1.109.333	12,4
-6,9		-1.109.333	6,2
-		1.109.333	-
-10,3		-1.109.333	9,3

Aufgrund dessen, dass alle Spannungswerte unter der Dauerbiegefestigkeit von $40,0 \text{ N/mm}^2$ liegen, ist der theoretische Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfüllt.

7 Zusammenfassung

Dem Schotteroberbau kommt in Deutschland, mit ca. 98 % der Streckenlänge des Gesamtnetzes, auch in der heutigen Zeit eine wesentliche Rolle zu. Als eine der zentralen Komponenten des Schotteroberbaus ist dabei die Schwelle zu sehen. Für Betonschwellen sind vor dem Einsatz im Gleis Eignungsuntersuchungen erforderlich. Zu diesem Zweck erfolgt eine rechnerische Ermittlung der auf die Schwellen wirkenden Momente. Anhand dieser Werte wird eine versuchstechnische Prüfung vorgenommen und somit die Tauglichkeit sichergestellt. Für Schwellen aus anderen Materialien existieren dagegen keine standardisierten Methoden zur Berechnung der Momentenbeanspruchungen. Darüber hinaus sind für die meisten Schwellentypen und -materialien keine Versuche definiert, mit denen eine Überprüfung der Eignung für den Einsatz im Gleis durchgeführt werden könnte.

In der vorliegenden Arbeit wurde diese Situation zum Anlass genommen, um ein neuartiges, materialunabhängiges Verfahren zur Berechnung der Beanspruchungen von Schwellen zu erarbeiten und dieses Verfahren in ein Konzept zur Ermittlung von Anforderungen an Schwellen zu integrieren. Außerdem sollte ein Vorgehen für den materialunabhängigen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen erarbeitet und die Basis für ein Prüfprogramm geschaffen werden.

Zur Gewinnung von Informationen über das Verhalten und die Beanspruchungen von Schwellen wurde der Ansatz eines elastisch gebetteten Balkens mit begrenzter Länge herangezogen. Auf Basis dieser Theorie konnte die Erstellung eines Berechnungsmodells einer Schwelle im Schotter erfolgen. Zunächst wurde dabei ein analytischer Ansatz verfolgt und ein gleichbleibender Schwellenquerschnitt, wie er beispielsweise bei einer Holzschwelle vorliegt, untersucht. Die analytische Lösung lieferte hierbei, selbst bei Betrachtung eines einfachen Falls, umfangreiche und komplexe Terme. Diese bieten großes Fehlerpotential für die nachfolgende Anwendung und waren somit als Ergebnis unbefriedigend. Daher erfolgte im Weiteren die Verwendung eines teilweise numerischen Lösungsansatzes, bei dem äußere Beanspruchungen dennoch als Variablen in den Gleichungssystemen belassen wurden. In diesem Zusammenhang erfolgte die Untersuchung eines veränderlichen Schwellenquerschnitts, in Anlehnung an die Geometrie einer B 70, sowie verschiedener gleichbleibender Schwellenquerschnitte. Dabei wurde sowohl der vereinfachte Ansatz der Belastung mit Einzellasten als auch der realitätsnahe Ansatz der Belastung mit Streckenlasten verwendet.

7 Zusammenfassung

Die Lasteinleitung durch Einzellasten verursachte in sämtlichen Untersuchungsfällen eine lokale Spitze der Momentenbelastung unter dem Schienenaufleger, während die Lasteinleitung durch Streckenlasten zu einer verteilten Belastung sowie zu einer Momentenausrundung im Bereich des Schienenauflegers führte. Hierbei zog der realitätsnahe Ansatz von Streckenlasten eine Reduktion des Auflagermoments, gegenüber der Belastung durch Einzellasten, nach sich. Das Maß der Reduktion stieg dabei mit Zunahme der angesetzten Lasteinleitungslänge an. In Verbindung mit den Momenten in Schwellenmitte sowie den Einsenkungswerten im Allgemeinen waren keine grundlegenden Unterschiede aufgrund der beiden Formen der Belastung festzustellen. Zusätzlich erfolgte die rechnerische Aufbringung einer Vorspannkraft und der Vergleich der Ergebnisse mit denen einer nicht vorgespannten Schwelle. Die Betrachtung ohne Vorspannung lieferte hierbei übereinstimmende oder höhere Beanspruchungen, weshalb auf die weitere Berücksichtigung einer Vorspannkraft verzichtet wurde.

Durch Umrechnung der relevanten Momentenwerte in Hebelarme konnte ein Zusammenhang zwischen den Ergebnissen der Berechnungen mit Belastung durch Einzellasten und denen der Berechnungen mit Belastung durch Streckenlasten hergestellt werden. Innerhalb der untersuchten Grenzen wurde damit eine Ermittlung der Hebelarme für alle denkbaren Lasteinleitungslängen, auf Basis der Ergebnisse der Belastung durch Einzellasten, möglich. In Kombination mit der Skalierung über die elastischen Längen der Schwellen konnte daraus eine allgemeingültige, materialunabhängige Methode zur Ermittlung der Momentenbeanspruchungen von Schwellen gleichbleibenden Querschnitts, unabhängig von der Lasteinleitungslänge, entwickelt werden. Auf die Ergebnisse der Berechnungen des veränderlichen Querschnitts war dieses Vorgehen in identischer Weise anwendbar. Eine Verbindung zu den Ergebnissen der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts konnte allerdings nicht hergestellt, weshalb das Verfahren in diesem Fall ausschließlich für die Ermittlung der Beanspruchungen von Schwellen mit der Geometrie einer B 70 verwendbar ist.

Neben der Bestimmung der Momentenbeanspruchung von Schwellen bietet das neu entwickelte Verfahren ebenso die Möglichkeit zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Rippenplatten. Durch Ansatz verschiedener Lasteinleitungslängen kann eine Berechnung der Momente erfolgen, welche durch eine Rippenplatte sowie durch den zugehörigen Schienenfuß in die Schwelle eingetragen werden. Aus der Differenz dieser beiden Momente ist, mit wenigen Zwischenschritten, ein Rückschluss auf die Beanspruchung der Rippenplatte möglich.

Um die Ergebnisse der Berechnungen nach der Theorie des elastisch gebetteten Balkens abzugleichen und gegebenenfalls zu verifizieren, wurde die FEM herangezogen. Hierbei erfolgten unabhängige Berechnungen für eine Auswahl an Parametern. Insgesamt zeigten die FE-Berechnungen meist vergleichbare, teilweise sogar übereinstimmende Resultate, wodurch die Ergebnisse der Berechnungen nach der Theorie des elastisch gebetteten Balkens bestätigt wurden.

Abschließend erfolgte die Definition eines Vorgehens zur Bestimmung der Anforderungen an Schwellen sowie von Vorgaben zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit. Anhand von Stützpunktlasten, die gemäß der Methode nach DIN EN 13230-6 [13] zu ermitteln sind, ist dabei eine Berechnung der einwirkenden charakteristischen Momente, auf Basis des neu entwickelten Verfahrens, vorzunehmen. Außerdem sind Faktoren festzulegen, welche der Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität, der Einbeziehung zeitabhängiger Veränderungen der Leistungsfähigkeit der Schwelle über die Nutzungsdauer sowie der Abbildung außergewöhnlicher oder unfallbedingter Belastungen dienen. In Kombination der Momente mit den entsprechenden Faktoren ergeben sich die jeweiligen Anforderungen, die für einen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erforderlich sind. Allgemein ist eine theoretische Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit von Schwellen nur im elastischen Bereich sinnvoll möglich, weshalb zwei diesbezügliche Nachweise definiert wurden. Für Beanspruchungen, die plastische Verformungen zur Folge haben, sind folglich praktische Nachweise zu bevorzugen. Dementsprechend erfolgte die Festlegung eines Anforderungskatalogs zur Gewährleistung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit über die gesamte Nutzungsdauer, selbst bei Auftreten außergewöhnlicher oder unfallbedingter Belastungen. Zur Vervollständigung des praktischen Gebrauchstauglichkeitsnachweises müssen jedoch noch die entsprechenden Versuchsaufbauten sowie ein passendes Versuchsprogramm ausgearbeitet werden.

Allgemein bleibt festzuhalten, dass im Rahmen dieser Forschungsarbeit eine Berechnungsmethode erarbeitet wurde, welche die Möglichkeit der materialunabhängigen Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Schwellen gleichbleibenden Querschnitts, auf eine nachvollziehbare und kontrollierbare Weise, bietet. Die Ermittlung der Momentenbeanspruchung von Feste Fahrbahn Elementen stellt darüber hinaus ein weiteres potentiell Anwendungsbereich dieses Verfahrens dar. Weiterführende Forschung wird allerdings notwendig sein, um die bereits geschaffene Basis zu erweitern und die Methode auf sämtliche Schwellen veränderlichen Querschnitts auszudehnen.

Literaturverzeichnis

- [1] Deutsche Bahn Konzern – Daten & Fakten 2018. Deutsche Bahn AG, 14. März 2019
- [2] Bergmeister, Konrad (Hrsg.); Fingerloos, Frank (Hrsg.); Wörner, Johann-Dietrich (Hrsg.): Betonkalender 2015: Bauen im Bestand/Brücken. . Auflage, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2015, S. 529 - 584
- [3] Haban, Franz: Theoretische und experimentelle Untersuchungen an Spannbetonschwellen. Dissertation, TU München, 2016
- [4] Bednarczyk, Adrian; Iliev, Dimitre: Die smarte Alternative zu Holz- und Kunststoffschwellen. In: EI – Der Eisenbahningenieur, 69. Jahrgang, Heft 10 (2018), S. 40 - 43
- [5] Richtlinie, Ril 820.2010: Grundlagen des Oberbaus: Ausrüstungsstandard Schotteroberbau für Gleise und Weichen. DB Netz AG, 15. Februar 2018
- [6] Hempe, Thomas, DB Netz AG: Life Cycle Management bei der Infrastruktur. Symposium „Lebenszyklus System Betonschwelle 2017“, Betonschwellenindustrie e.V., Berlin, 14. November 2017
- [7] Betonschwellen/Feste Fahrbahn/Fertigteileplatten/Komponenten im Netz der Deutschen Bahn AG. 2. Auflage, Berlin: Betonschwellenindustrie e.V., 2017
- [8] Saremba, Gerald, Deutsche Bahn AG: LCC im strategischen Einkauf und Lieferantenmanagement/Qualitätssicherung. Symposium „Lebenszyklus System Betonschwelle 2017“, Betonschwellenindustrie e.V., Berlin, 14. November 2017
- [9] Hentschel, Volker, DB Netz AG: Fahrwegstrategie der DB Netz AG – Anlagenverfügbarkeit im Lebenszyklus. Symposium "Lebenszyklus System Betonschwelle 2017", Betonschwellenindustrie e.V., Berlin, 14. November 2017
- [10] Technische Zeichnung, log 54.15.5000, Stahlschwelle St 82 K mit aufgeschweißten Rippenplatten für Schienen S 49 und S 54. Deutsche Bahn AG, DB Systemtechnik, 13. Juni 2008
- [11] ORE, Frage D71, Bericht Nr. 9: Beanspruchungen des Gleises, der Bettung und des Unterbaues durch Verkehrslasten: Beanspruchung der Betonschwellen. Forschungs- und Versuchsamt des Internationalen Eisenbahnverbandes (ORE), April 1969
- [12] UIC-Kodex 713: Bemessung von Monoblockschwellen aus Beton. Internationaler Eisenbahnverband (UIC), November 2004
- [13] DIN EN 13230-6:2019-01, Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 6: Bemessung (FprEN 13230-6:2019)
- [14] ISO CD 12856-3:2019-03, Railway applications – Polymeric composite sleepers, bearers and transoms – Part 3: General requirements

- [15] DIN EN 13146-3:2012-06, Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 3: Bestimmung der Dämpfung von Stoßlasten (EN 13146-3:2012)
- [16] DIN EN 13230-2:2016-11, Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 2: Spannbeton-Monoblockschwellen (EN 13230-2:2016)
- [17] DIN EN 13230-3:2016-11, Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 3: Bewehrte Zweiblockschwellen (EN 13230-3:2016)
- [18] DIN EN 13230-1:2016-11, Bahnanwendungen – Oberbau – Gleis- und Weichenschwellen aus Beton – Teil 1: Allgemeine Anforderungen (EN 13230-1:2016)
- [19] Wetzell, Otto; Krings, Wolfgang: Technische Mechanik für Bauingenieure 3: Verformungen und statisch unbestimmte Systeme. 3. Auflage, Wiesbaden: Springer Vieweg, 2015, S. 95-102
- [20] Zimmermann, Hermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 3. Auflage, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1941
- [21] Deutsche Bahn Standard, DBS 918 144: Technische Lieferbedingungen: Holzschwellen. DB Netz AG, Dezember 2007
- [22] DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (EN 1992-1-1:2004 + AC:2010)
- [23] Deutsche Bahn Standard, DBS 918 143: Technische Lieferbedingungen: Gleis- und Weichenschwellen aus Beton für Schotteroberbau (Scho) und Feste Fahrbahn (FF). DB Netz AG, März 2018
- [24] Oberbauberechnung (Ausgabe: 1992). Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-Zentralamt München, 27. April 1993
- [25] Eisenmann, Josef: Stützpunktlastizität bei einer Festen Fahrbahn. In: ZEV + DET, Glasers Annalen, 123. Jahrgang, Heft 11/12 (1999), S. 427-433
- [26] Hayashi, Keiichi: Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau nebst einer Tafel der Kreis- und Hyperbelfunktionen. 1. Auflage, Berlin: Springer, 1921
- [27] Dankert, Jürgen; Dankert, Helga: Technische Mechanik: Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik. 6. Auflage, Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2011, S. 307-342
- [28] Dankert, Jürgen; Dankert, Helga: Technische Mechanik: Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik. 6. Auflage, Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2011, S. 249-272
- [29] Gross, Dietmar; Hauger, Werner; Schröder, Jörg; Wall, Wolfgang A.: Technische Mechanik 2: Elastostatik. 9. Auflage, Berlin: Springer, 2007, S. 88 - 172
- [30] Holzmann, Günther; Meyer, Heinz; Schumpich, Georg: Technische Mechanik: Festigkeitslehre. 10. Auflage, Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2012, S. 141-172

- [31] DIN EN 13674-1:2017-07, Bahnanwendungen – Oberbau – Schienen – Teil 1: Vignolschienen ab 46 kg/m (EN 13674-1:2011 + A1:2017)
- [32] Research Results, RR08-21: Evaluation of Tie Plate Cracking on Composite Ties. Federal Railroad Administration (FRA), Dezember 2008
- [33] Technische Zeichnung, log 54.20.3000, Rippenplatte Rph 1. Deutsche Bahn AG, DB Systemtechnik, 13. Juni 2008
- [34] DIN EN 1993-1-1:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (EN 1993-1-1:2005 + AC:2009)
- [35] DIN 743-3:2012-12, Tragfähigkeitsberechnung von Wellen und Achsen – Teil 3: Werkstoff-Festigkeitswerte
- [36] DIN EN 10025-2:2005-04, Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 2: Technische Lieferbedingungen für unlegierte Baustähle (EN 10025-2:2004)
- [37] Deutsche Bahn Standard, DBS 918 145-01: Technische Lieferbedingungen: Besohlte Schwellen – Schwellenbesohlung. DB Netz AG, Mai 2016
- [38] Domininghaus, Hans; Elsner, Peter (Hrsg.); Eyerer, Peter (Hrsg.); Hirth, Thomas (Hrsg.): Kunststoffe: Eigenschaften und Anwendungen. 8. Auflage, Heidelberg: Springer, 2012, S. 120 - 160
- [39] DIN EN 338:2016-07, Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen (EN 338:2016)
- [40] DIN EN 206:2017-01, Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität (EN 206:2013 + A1:2016)
- [41] Forschungsbericht Nr. 2988. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 08. April 2013
- [42] Forschungsbericht Nr. 3088. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 15. Mai 2014
- [43] Forschungsbericht Nr. 3204. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 10. November 2015
- [44] Forschungsbericht Nr. 3310. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 19. Oktober 2015
- [45] Forschungsbericht Nr. 3338. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 10. November 2015
- [46] Forschungsbericht Nr. 3362. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 25. Januar 2016
- [47] Forschungsbericht Nr. 3436. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, TU München, 04. Juli 2016

Literaturverzeichnis

- [48] Forschungsbericht Nr. 3767. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, TU München, 24. Mai 2019
- [49] Forschungsbericht Nr. 3784. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, TU München, 10. Mai 2019
- [50] Forschungsbericht Nr. 3812. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, TU München, 18. Februar 2019
- [51] Forschungsbericht Nr. 3877. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, TU München, 08. April 2019
- [52] Forschungsbericht Nr. 3905. Unveröffentlichter Bericht, Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, TU München, 24. September 2019
- [53] Roos, Eberhard; Maile, Karl: Werkstoffkunde für Ingenieure: Grundlagen, Anwendung, Prüfung. 4. Auflage, Berlin: Springer, 2011, S. 71 - 138
- [54] TSI INF, Verordnung (EU) Nr. 1299/2014: Technische Spezifikation für die Interoperabilität des Teilsystems "Infrastruktur" des Eisenbahnsystems in der Europäischen Union. Europäische Kommission, 12. Dezember 2014
- [55] Richtlinie, Ril 458.0301A11: Anforderungskatalog 25 t Radsatzlasten. DB Netz AG, 01. Oktober 2015
- [56] Deischl, Florian: Ein Beitrag zur optimalen Bemessung von Holzschwellen. Dissertation, TU München, 1973

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Prozentuale Verteilung der Materialien verbauter Gleisschwellen bei der DB Netz AG (Stand: September 2017) [6]	4
Abbildung 2.2: Spannbetonschwelle B 58 W-54 [7]	5
Abbildung 2.3: Spannbetonschwelle B 70 W-60/W-54 [7]	5
Abbildung 2.4: Spannbetonweichenschwelle für W-Oberbau [7]	6
Abbildung 2.5: Spannbetonschwelle B 93 [7]	6
Abbildung 2.6: Stahltragschwelle St 82 K [10]	7
Abbildung 2.7: Theoretische Lagerungsfälle der Schwellenberechnung	12
Abbildung 2.8: Modell für die Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger nach UIC-Kodex 713 [12]	13
Abbildung 2.9: Modell für die Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger nach DIN EN 13230-6 [13]	13
Abbildung 2.10: Berechnungsannahmen für die Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte	15
Abbildung 2.11: Modellannahmen für die Berechnung der Datenbasis der Diagramme zur Ermittlung des negativen Biegemoments in Schwellenmitte nach DIN EN 13230-6 [13]	16
Abbildung 2.12: Beispielhafte Darstellung des Bereichs der Rissablesung gemäß DIN EN 13230-1 für die Prüfung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger [18]	19
Abbildung 3.1: Zusammenhang zwischen Einwirkung und Bettungsreaktion für Balken auf einer elastischen Unterlage	23
Abbildung 3.2: Beispielhafte Darstellung unplanmäßiger Lagerungsfälle	25
Abbildung 3.3: Positive Wirkrichtung der Schnittgrößen [19], [26]	28
Abbildung 3.4: Vollflächig gelagerte Halbschwelle mit Belastung durch eine Einzellast . 31	
Abbildung 3.5: Strukturdarstellung der numerischen Untersuchungen	39
Abbildung 3.6: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Einzellast, Untersuchungsfall GEA	40
Abbildung 3.7: Berechnungsstruktur im Untersuchungsfall GEA	42
Abbildung 3.8: Schema der Definition der Rand- und Übergangsbedingungen	42
Abbildung 3.9: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEA ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	43

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 3.10: Halbschwelle mit teilweise gebettetem Mittelteil und Belastung durch eine Einzellast, Untersuchungsfall GET	44
Abbildung 3.11: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GET ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	44
Abbildung 3.12: Berechnungsstruktur im Untersuchungsfall GEV	45
Abbildung 3.13: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	46
Abbildung 3.14: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle GEA, GET und GEV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	46
Abbildung 3.15: Diskontinuitätsstellen und Systemvereinfachung der Halbschwelle veränderlichen Querschnitts belastet durch eine Einzellast	47
Abbildung 3.16: Systemeinteilung im Bereich der veränderlichen Querschnittsgeometrie	48
Abbildung 3.17: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Einzellast, Untersuchungsfall VEA	49
Abbildung 3.18: Halbschwelle mit vollflächiger Lagerung und Belastung durch eine Einzellast, Untersuchungsfall VEV	49
Abbildung 3.19: Berechnungsstruktur in den Untersuchungsfällen VEA und VEV	50
Abbildung 3.20: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle VEA und VEV ($B 70$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	51
Abbildung 3.21: Halbschwelle gleichbleibenden Querschnitts mit vollflächiger Lagerung, Vorspannung und Belastung durch eine Einzellast	52
Abbildung 3.22: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEV mit und ohne Berücksichtigung einer Vorspannkraft ($300 \times 200 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	53
Abbildung 3.23: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GEV mit und ohne Berücksichtigung einer Vorspannkraft ($260 \times 150 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $E = 2.500 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)	54
Abbildung 3.24: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Streckenlast, Untersuchungsfall GSA	56
Abbildung 3.25: Halbschwelle mit vollflächiger Lagerung und Belastung durch eine Streckenlast, Untersuchungsfall GSV	58
Abbildung 3.26: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle GSA und GSV ($260 \times 160 \text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600 \text{ mm}$, $l_q = 150 \text{ mm}$, $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	59

Abbildung 3.27: Halbschwelle mit auflagerfreiem Mittelteil und Belastung durch eine Streckenlast, Untersuchungsfall VSA	60
Abbildung 3.28: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle VSA und VSV ($B\ 70$, $l_0 = 2.600\text{ mm}$, $l_q = 150\text{ mm}$, $E = 40.000\text{ N/mm}^2$, $C = 0,10\text{ N/mm}^3$)	61
Abbildung 3.29: Verformungs- und Momentenverläufe der Untersuchungsfälle GEV und GSV ($260 \times 160\text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600\text{ mm}$, $E = 10.000\text{ N/mm}^2$, $C = 0,10\text{ N/mm}^3$) .	62
Abbildung 3.30: Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls, Untersuchungsfall GEA (AM500, $260 \times 160\text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600\text{ mm}$)	64
Abbildung 3.31: Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger in Abhängigkeit des Schwellenquerschnitts, Untersuchungsfall GEA (AM500, $l_0 = 2.600\text{ mm}$)	65
Abbildung 3.32: Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts bei Belastung durch Einzellasten ($l_0 = 2.600\text{ mm}$)	66
Abbildung 3.33: Systemvereinfachung zur Ermittlung der Hebelarme, Biegemoment am Schienenaufleger	67
Abbildung 3.34: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM500, $l_0 = 2.600\text{ mm}$)	67
Abbildung 3.35: Ergebnis der Hebelarmanpassung um $\frac{1}{4}$ der Lasteinleitungslänge l_q ...	68
Abbildung 3.36: Ergebnis der Hebelarmanpassung unter Einbeziehung des Korrekturfaktors k_a	69
Abbildung 3.37: Systemvereinfachung zur Ermittlung der Hebelarme, Biegemoment am Schienenaufleger	69
Abbildung 3.38: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM500, $l_0 = 2.600\text{ mm}$)	70
Abbildung 3.39: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (VL, $l_0 = 2.600\text{ mm}$)	71
Abbildung 3.40: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.600\text{ mm}$)	72
Abbildung 4.1: Gebrochene und in die Schwelle eingearbeitete Rippenplatte	73
Abbildung 4.2: Rippenplatte Rph 1 [33]	74
Abbildung 4.3: Verformungs- und Momentenverläufe im Untersuchungsfall GSV in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Lasteinleitungslänge ($260 \times 160\text{ mm}^2$, $l_0 = 2.600\text{ mm}$, $C = 0,10\text{ N/mm}^3$)	75
Abbildung 4.4: Verhältnis der Dehnungen zum resultierenden Dehnungsdelta	77

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 5.1: Geometrie der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts	80
Abbildung 5.2: Geometrie der Schwelle veränderlichen Querschnitts mit an einer B70 angelehnten Formgebung	81
Abbildung 5.3: Geometrie der Schwelle vom Typ B70	81
Abbildung 5.4: Prinzipskizze des FE-Modells zur Untersuchung des gleichbleibenden Querschnitts mit auflagerfreiem Mittelteil, Seitenansicht und Vorderansicht	82
Abbildung 5.5: Prinzipskizze des FE-Modells zur Untersuchung des gleichbleibenden Querschnitts mit vollflächiger Lagerung, Seitenansicht und Vorderansicht	82
Abbildung 5.6: Vernetztes Modell der Schwelle gleichbleibenden Querschnitts	83
Abbildung 5.7: Vernetztes Modell der Schwelle veränderlichen Querschnitts mit an einer B70 angelehnten Formgebung	83
Abbildung 5.8: Vernetztes Modell der Schwelle vom Typ B70	83
Abbildung 5.9: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 5.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	84
Abbildung 5.10: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	85
Abbildung 5.11: Verformungsverläufe der Schwellen veränderlichen Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	85
Abbildung 5.12: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 5.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)	86
Abbildung 5.13: Verformungsverläufe der Schwellen gleichbleibenden Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 10.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)	86
Abbildung 5.14: Verformungsverläufe der Schwellen veränderlichen Querschnitts gemäß den FE-Berechnungen sowie den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)	87
Abbildung 5.15: Verformungsverläufe der Schwellen B70 gemäß den FE-Berechnungen sowie der Schwellen B70V gemäß den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,10 \text{ N/mm}^3$)	89
Abbildung 5.16: Verformungsverläufe der Schwellen B70 gemäß den FE-Berechnungen sowie der Schwellen B70V gemäß den Handrechnungen ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$, $C = 0,05 \text{ N/mm}^3$)	90

Abbildung 6.1: Modell zur Berechnung des positiven Biegemoments am Schienenaufleger 98

Abbildung 6.2: Modell zur Berechnung des Biegemoments in Schwellenmitte 99

Abbildung 6.3: Ermittlung der Hebelarme zur Bestimmung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für eine B 70 ($l_0 = 2.600$ mm, $L_{a,1} = 1.017$ mm) .. 108

Abbildung 6.4: Ermittlung der Hebelarme zur Bestimmung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für eine Holzschwelle ($l_0 = 2.600$ mm, $L_{a,1} = 608$ mm) 114

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Übersicht der in Ansatz gebrachten Bettungsmoduln C	38
Tabelle 3.2: Übersicht der in Ansatz gebrachten Elastizitätsmoduln E	38
Tabelle 3.3: Übersicht der im Untersuchungsfall GEA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	41
Tabelle 3.4: Übersicht der im Untersuchungsfall GEV in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	45
Tabelle 3.5: Übersicht der im Untersuchungsfall VEA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	49
Tabelle 3.6: Übersicht der im Untersuchungsfall VEV in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	50
Tabelle 3.7: Übersicht der im Untersuchungsfall GSA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	57
Tabelle 3.8: Übersicht der im Untersuchungsfall GSV in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	58
Tabelle 3.9: Übersicht der im Untersuchungsfall VSA in Ansatz gebrachten Schwellen- und Abschnittslängen	61
Tabelle 5.1: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungsergebnis- sen der FE-Berechnungen und denen der Handrechnungen ($C = 0,10 \text{ N/mm}^3$) ... 87	87
Tabelle 5.2: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungsergebnis- sen der FE-Berechnungen und denen der Handrechnungen ($C = 0,05 \text{ N/mm}^3$) ... 88	88
Tabelle 5.3: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Mo- mentenermittlung mittels FE-Berechnungen und Handrechnungen ($C = 0,10 \text{ N/}$ mm^3)	88
Tabelle 5.4: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Mo- mentenermittlung mittels FE-Berechnungen und Handrechnungen ($C = 0,05 \text{ N/}$ mm^3)	88
Tabelle 5.5: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungswerten der Schwellen B70 (FE) und der Schwellen B70V (HR)	90
Tabelle 5.6: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Mo- mentenermittlung für die Schwellen B70 (FE) und die Schwellen B70V (HR) ...	91
Tabelle 5.7: Übersicht der Materialdichten und Schwellengewichte	92
Tabelle 5.8: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Verformungsergebnis- sen mit und ohne Berücksichtigung des Eigengewichts	92

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.9: Übersicht der maximalen Differenzen zwischen den Ergebnissen der Momentenermittlung mit und ohne Berücksichtigung des Eigengewichts	93
Tabelle 6.1: Mittelwerte der materialabhängigen Bettungsmoduländerung auf Basis der Werte vor und nach den Dauerschwingversuchen	96
Tabelle 6.2: Relevante Kombinationen aus Achslast, Geschwindigkeit, Schienentyp und Schwellenabstand	106
Tabelle 6.3: Faktoren und resultierende dynamische Stützpunktlasten für die B 70 .	107
Tabelle 6.4: Eingangswerte und resultierende elastische Längen für die B 70	108
Tabelle 6.5: Ablesewerte der Hebelarme für die B 70	109
Tabelle 6.6: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger für die B 70 in den Lastfällen A, B und C	109
Tabelle 6.7: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger für die B 70 in den Lastfällen D und E	110
Tabelle 6.8: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte für die B 70 in den Lastfällen A, B und C	110
Tabelle 6.9: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte für die B 70 in den Lastfällen D und E	111
Tabelle 6.10: Vorspannkräfte zu den verschiedenen Zeitpunkten für die B 70	111
Tabelle 6.11: Faktoren zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit der Schwelle für die B 70	112
Tabelle 6.12: Eingangswerte und Spannungen für den theoretischen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die B 70	112
Tabelle 6.13: Gegenüberstellung der Momente und Faktoren für die B 70 gemäß der Berechnung sowie dem DBS 918 143	112
Tabelle 6.14: Faktoren und resultierende dynamische Stützpunktlasten für die Holzschwelle	113
Tabelle 6.15: Eingangswerte und resultierende elastische Längen für die Holzschwelle	114
Tabelle 6.16: Ablesewerte der Hebelarme für die B 70	115
Tabelle 6.17: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der positiven Biegemomente am Schienenaufleger für die Holzschwelle	115
Tabelle 6.18: Eingangsparameter und Ergebnisse der Ermittlung der Biegemomente in Schwellenmitte für die Holzschwelle	116

Tabelle 6.19: Faktoren zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Produktqualität sowie zur Einbeziehung der zeitabhängigen Veränderung der Leistungsfähigkeit für die Holzschwelle	117
Tabelle 6.20: Eingangswerte und Spannungen für den theoretischen Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die Holzschwelle	117



Anlagenverzeichnis

A	Übersichtstabelle der Werte für $k_{i,c}$ ($k_{i,m}$) nach DIN EN 13230-6.....	139
B	Ermittlung des Faktors $k_{d,i}$ nach dem Verfahren „Zimmermann“.....	140
C	Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Schwellenlängen, Schwellen gleichbleibenden Querschnitts.....	143
D	Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Lagerungsfälle, Schwellen gleichbleibenden Querschnitts.....	149
E	Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Schwellenlängen, Schwellen veränderlichen Querschnitts.....	155
F	Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Lagerungsfälle, Schwellen veränderlichen Querschnitts.....	159

Anlagen

A Übersichtstabelle der Werte für $k_{i,c}$ ($k_{i,m}$) nach DIN EN 13230-6

Anlage A.1: Werte für $k_{i,c}$ ($k_{i,m}$) für die Spurweiten von 1.000 mm, 1.435 mm und 1.668 mm nach DIN EN 13230-6 [13]

Land	Spurweite 1.000 mm		Spurweite 1.435 mm		Spurweite 1.668 mm	
	Länge [m]	$k_{i,c}$ [-]	Länge [m]	$k_{i,c}$ [-]	Länge [m]	$k_{i,c}$ [-]
Österreich			2,60	2,1 – 2,4		
Belgien			2,50	2,0		
Frankreich			2,26	0,9		
			2,40	1,0		
			2,50	1,1		
Deutschland			2,60	2,0		
			2,40	1,5		
Niederlande			2,50	2,5		
Portugal			2,60	1,6	2,60	1,0
Spanien			2,60	1,6	2,60	1,0
Schweiz			2,60	1,4		
Vereinigtes Königreich	2,00	1,6	2,60	1,4		
			2,50	0,5 – 0,8		

B Ermittlung des Faktors $k_{d,i}$ nach dem Verfahren „Zimmermann“

Zur Bestimmung des Faktors zur Berücksichtigung der Lastverteilung der Schiene in Gleislängsrichtung $k_{d,i}$ nach DIN EN 13230-6 [13] und ISO CD 12856-3 [14] ist zunächst eine Ermittlung der Gesamtsteifigkeit eines Stützpunkts c_{ges} vorzunehmen. Hierfür ist zum einen der Bettungsmodul, anhand der mit dem Schotter in Kontakt stehenden Fläche der Unterseite der halben Schwelle, in eine Steifigkeit umzurechnen. In Verbindung mit der statischen Steifigkeit der Zwischenlage und gegebenenfalls der statischen Steifigkeit der Schwelle kann die Gesamtsteifigkeit ermittelt werden.

$$c_1 = \frac{1}{2} A_U C_j \quad (B.1)$$

$$c_{ges} = \frac{1}{\left(\frac{1}{c_1} + \frac{1}{c_2} + \frac{1}{c_3}\right)} \quad (B.2)$$

c_1	Steifigkeit der Bettung	[N/mm]
c_2	Steifigkeit der Zwischenlage	[N/mm]
c_3	Steifigkeit der Schwelle	[N/mm]
c_{ges}	Gesamtsteifigkeit des Stützpunkts	[N/mm]
A_U	Fläche der mit dem Schotter in Kontakt stehenden Schwellenunterseite	[mm ²]
C_j	Bettungsmodul	[N/mm ³]

Auf Basis der so bestimmten Steifigkeit des Stützpunkts, dem Stützpunkt- bzw. Schwellenabstand, dem Elastizitätsmodul der Schiene sowie dem Flächenträgheitsmoment der Schiene ist die Berechnung der elastischen Länge eines gedachten Längsschwellenoberbaus möglich.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{c_{ges} a}} \quad (B.3)$$

a	Stützpunkt- bzw. Schwellenabstand	[mm]
c_{ges}	Gesamtsteifigkeit des Stützpunkts	[N/mm]
E	Elastizitätsmodul der Schiene	[N/mm ³]
I	Flächenträgheitsmoment der Schiene	[mm ⁴]
L	Elastische Länge	[mm]

Somit kann die Berechnung der Schienendurchbiegung bzw. der Oberbaueinsenkung unter einer normierten Radlast (üblicherweise 100 kN) erfolgen. Diese wird benötigt, um die Stützpunktlast infolge der Radlast zu ermitteln. Hierbei ist der Einfluss der Lastposition der betrachteten Achse ($x = 0$; $\eta = 1$) und eventueller Nachbarachsen zu berücksichtigen (Anl. B.1, S. 142).

$$y = \frac{F_R a}{2 c_{ges} L} \eta \quad (B.4)$$

$$\eta = \frac{\sin \xi + \cos \xi}{e^\xi} \quad (B.5)$$

$$\xi = \frac{x}{L} \quad (B.6)$$

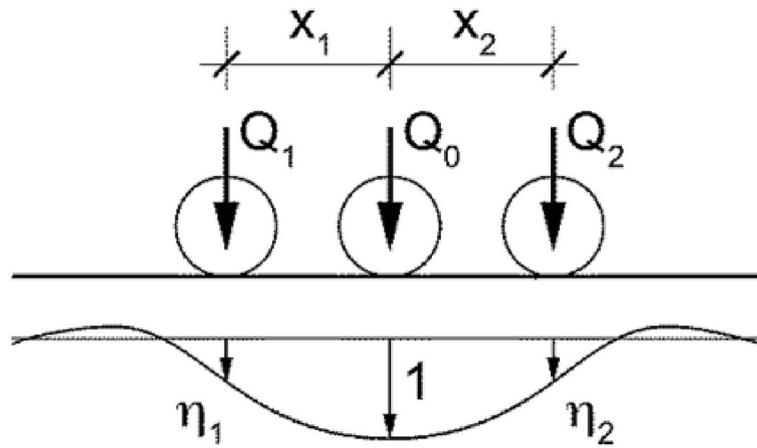
$$F_{St,i} = c_{ges} y \sum \eta \quad (B.7)$$

η	Einflusswert der Achsenposition	[-]
ξ	Hilfsgröße	[-]
a	Stützpunkt- bzw. Schwellenabstand	[mm]
c_{ges}	Gesamtsteifigkeit des Stützpunkts	[N/mm]
x	Abstand der Achse zum Betrachtungspunkt	[N/mm ³]
y	Schienendurchbiegung bzw. Oberbaueinsenkung infolge der normierten Radlast	[mm]
F_R	Normierte Radlast	[N]
$F_{St,i}$	Stützpunktlast infolge der normierten Radlast und eventueller Nachbarlasten	[N]
L	Elastische Länge	[mm]

Aus dem Verhältnis der Stützpunktlast und der normierten Radlast kann dann der Lastverteilungsfaktor bestimmt werden.

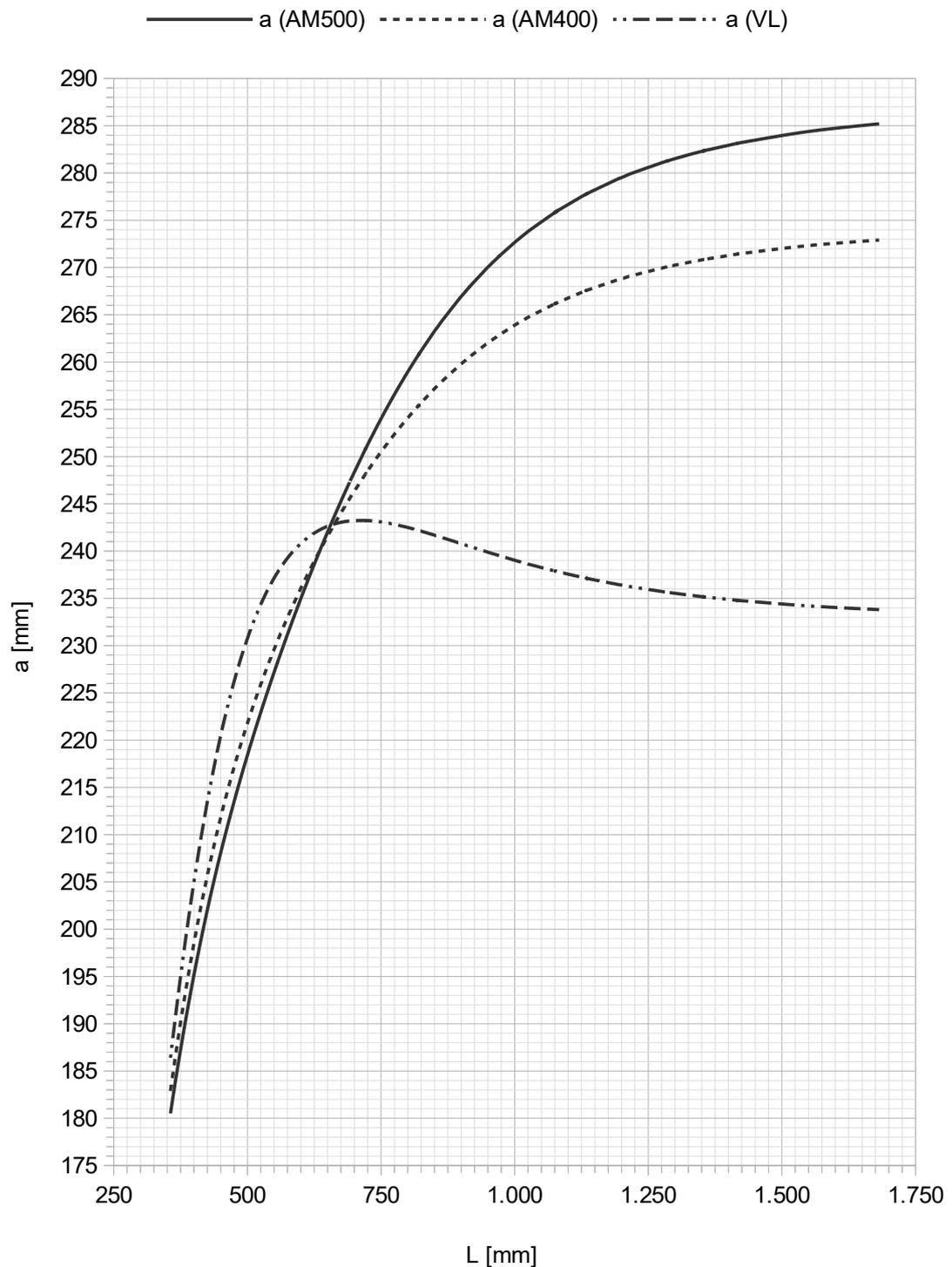
$$k_{d,i} = \frac{F_{St,i}}{F_R} \quad (B.8)$$

$k_{d,i}$	Schienendurchbiegung bzw. Oberbaueinsenkung infolge der normierten Radlast	[mm]
F_R	Normierte Radlast	[N]
$F_{St,i}$	Stützpunktlast infolge der normierten Radlast und eventueller Nachbarlasten	[N]

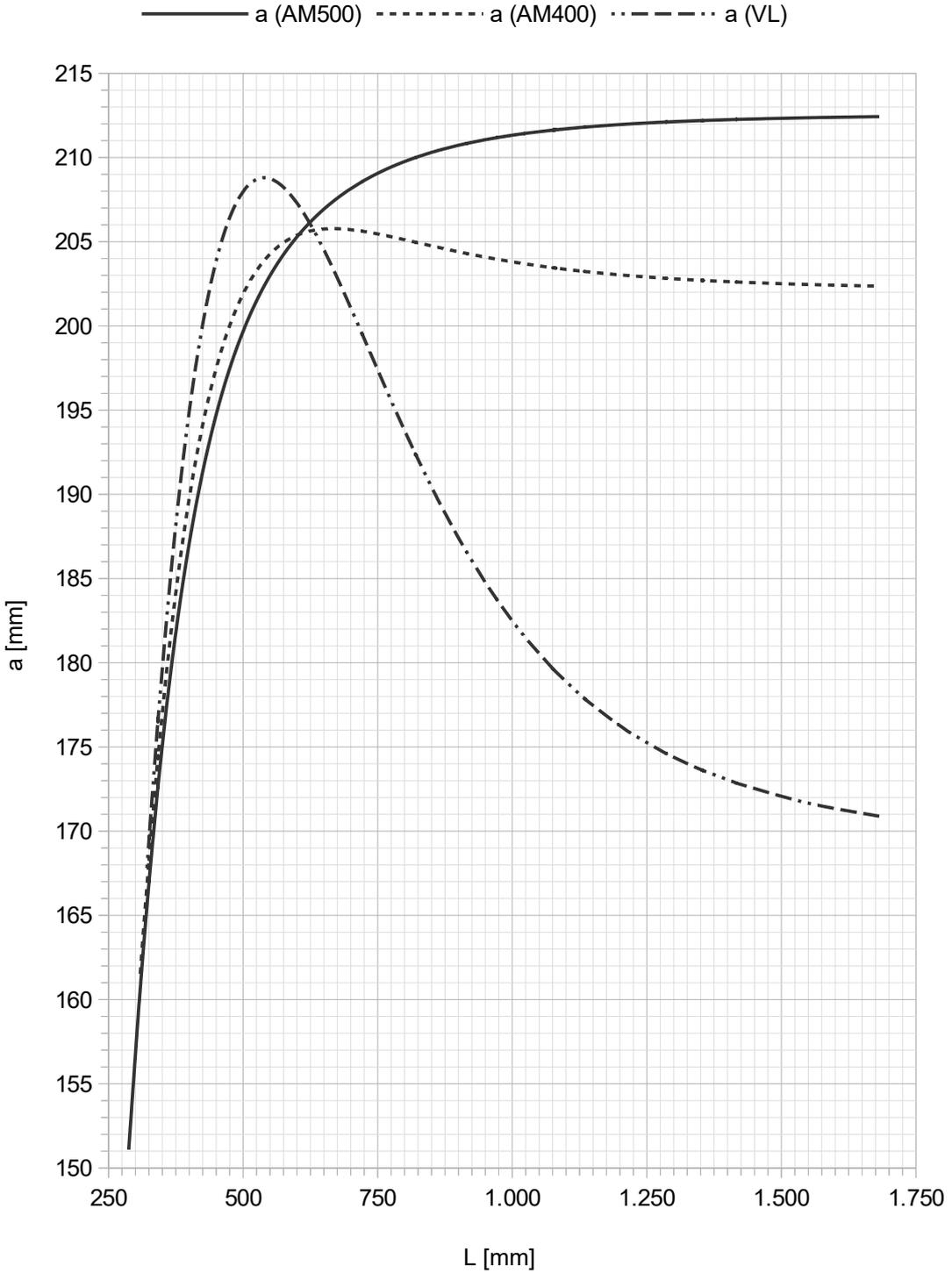


Anlage B.1: Einfluss mehrerer Achsen auf die Schienendurchbiegung bzw. Oberbau-einsenkung [13]

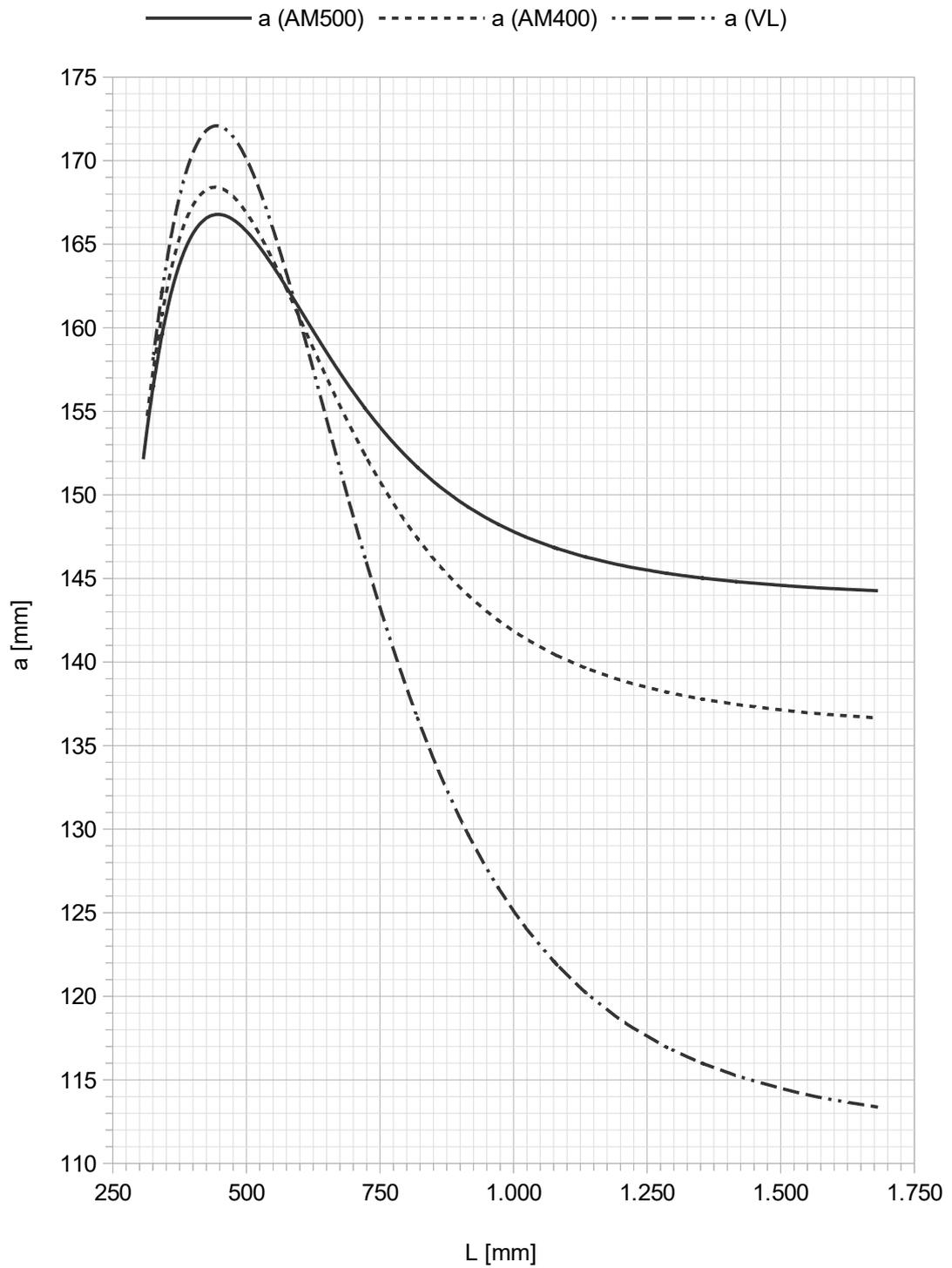
Im Rahmen der Berechnungsbeispiele (Kap. 6.4) wurden die Lastverteilungsfaktoren unter Ansatz eines dreiachsigen Drehgestells mit einem Achsabstand von 1.800 mm ermittelt.

C Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Schwellenlängen, Schwellen gleichbleibenden Querschnitts

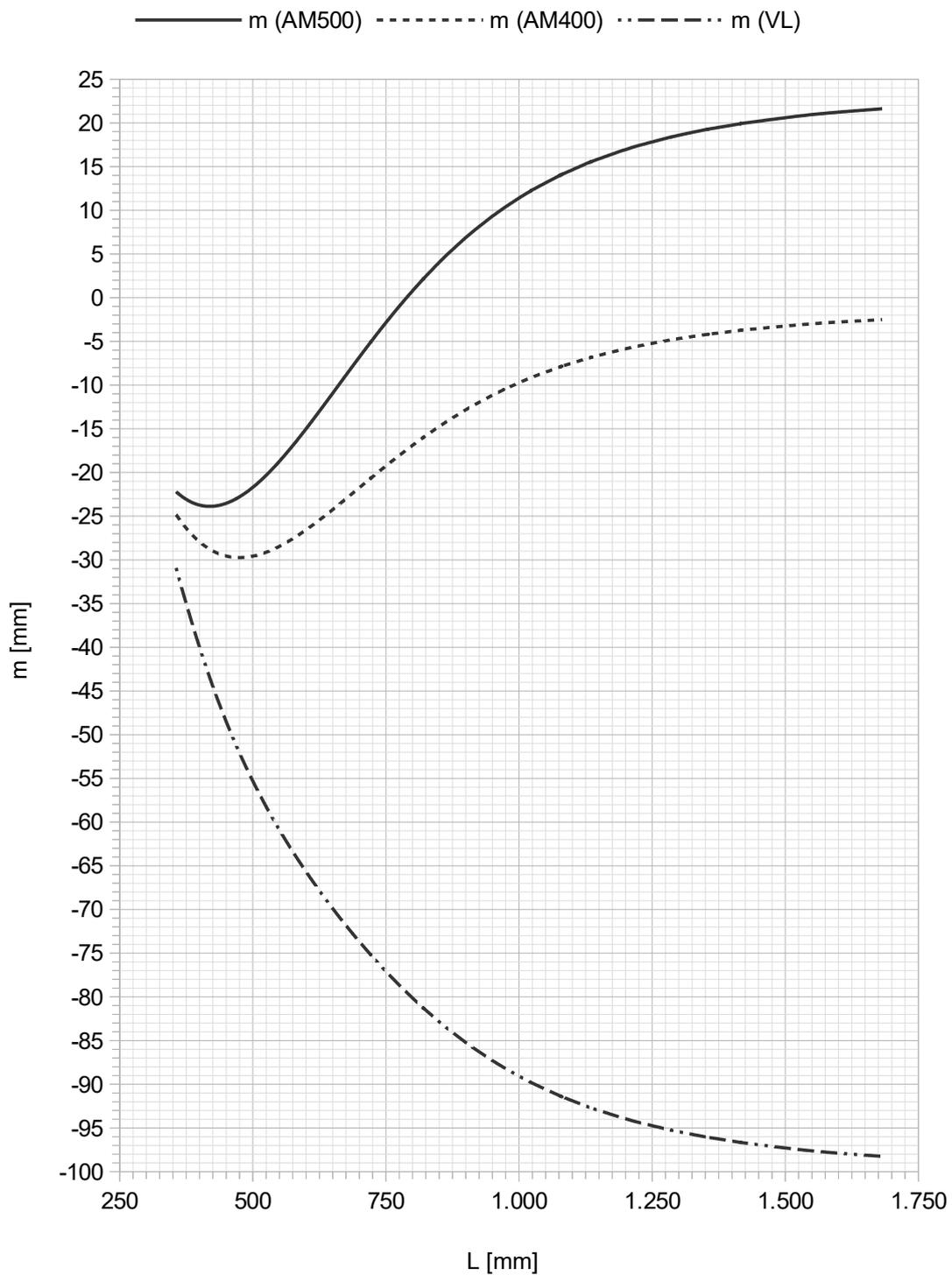
Anlage C.1: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.600$ mm)



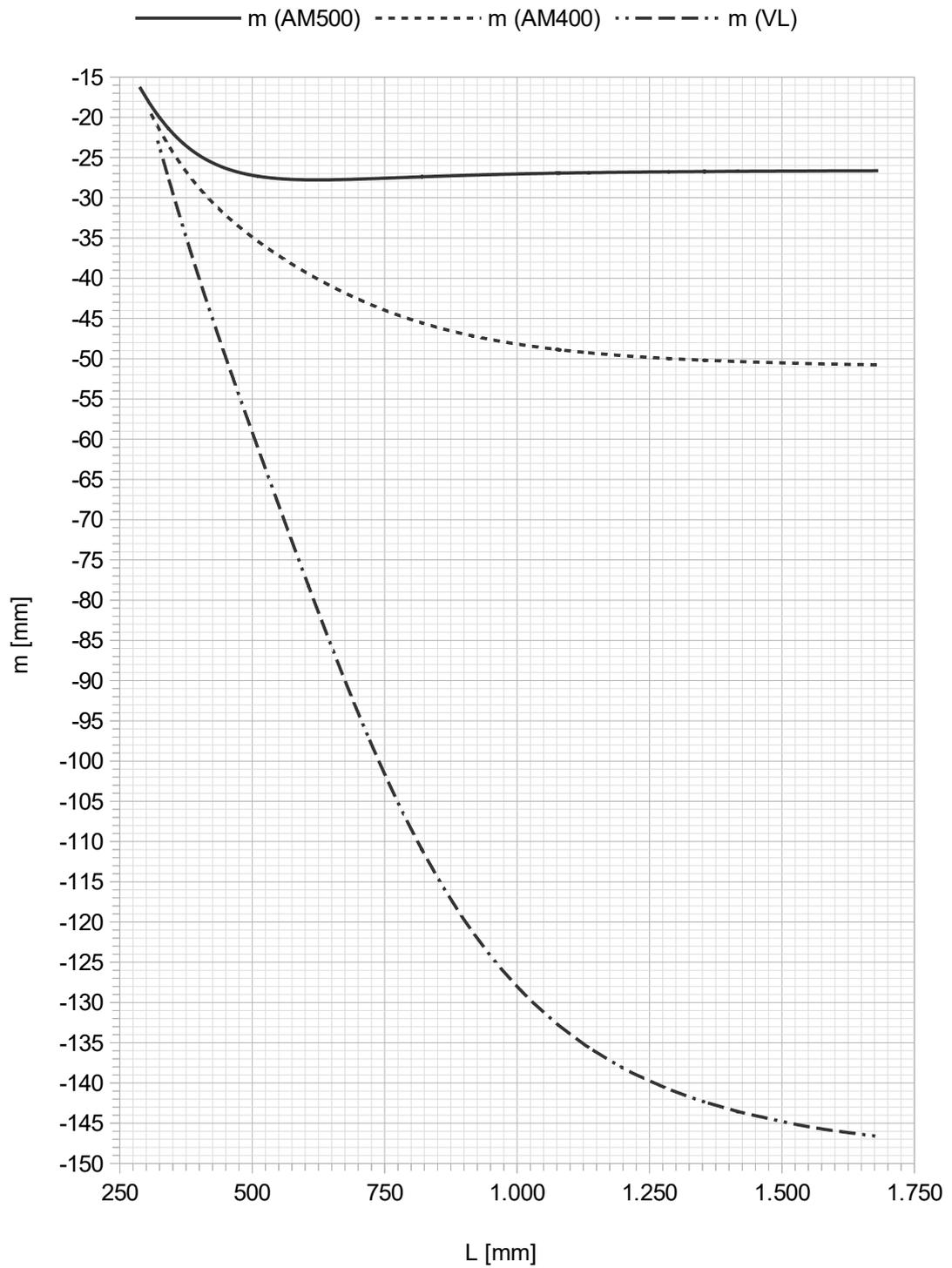
Anlage C.2: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.400 \text{ mm}$)



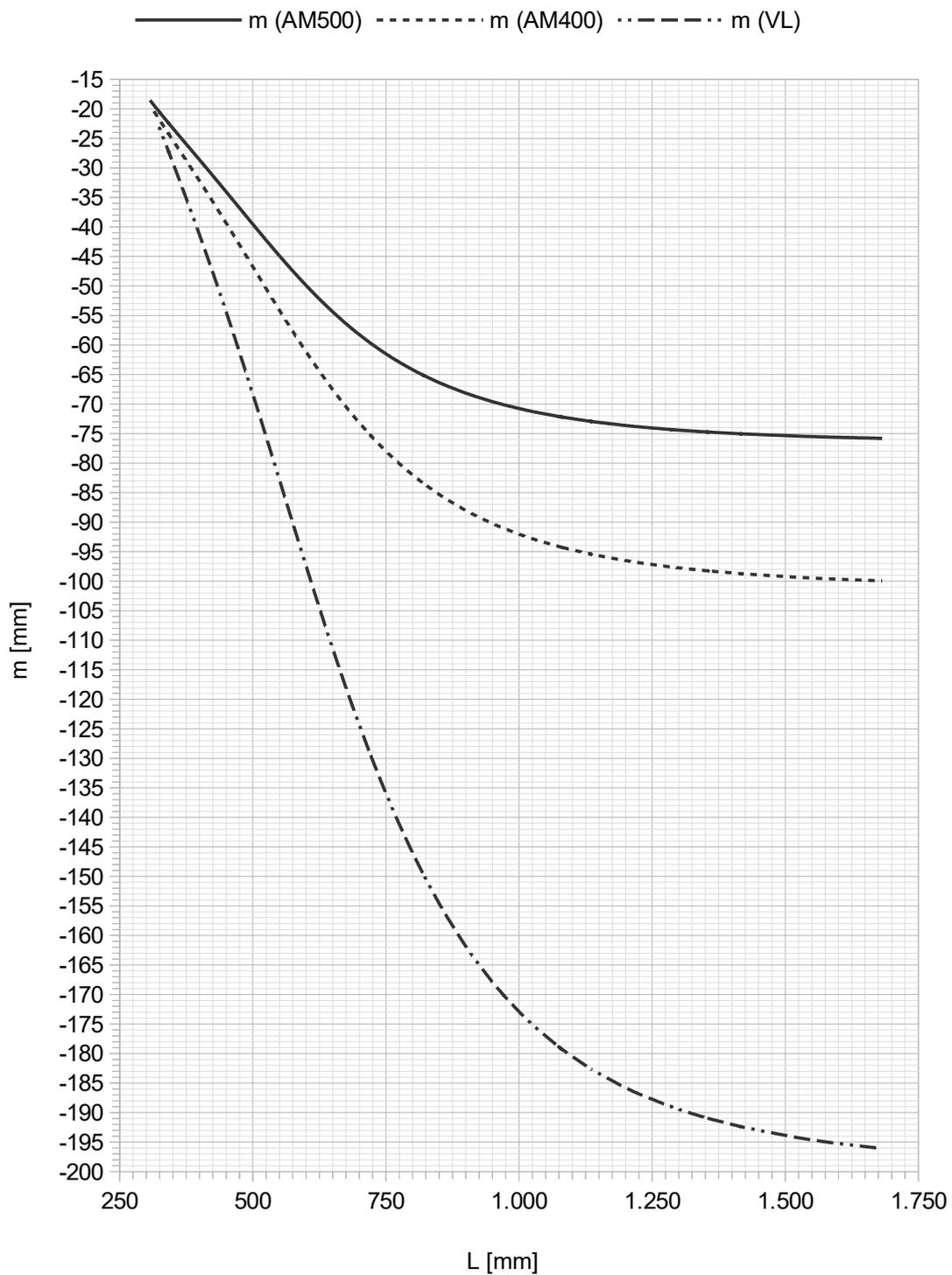
Anlage C.3: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.200 \text{ mm}$)



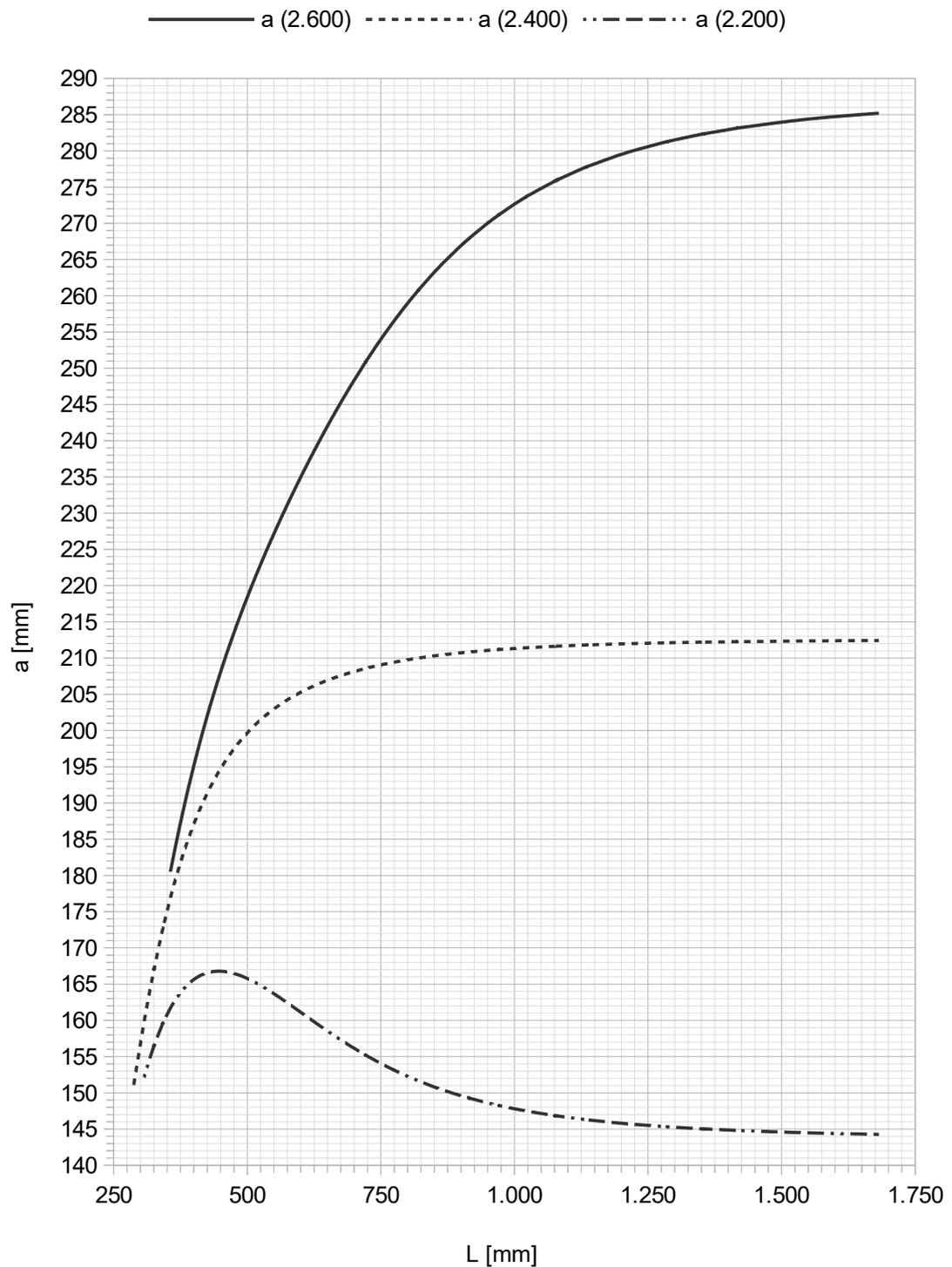
Anlage C.4: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($I_0 = 2.600 \text{ mm}^4$)



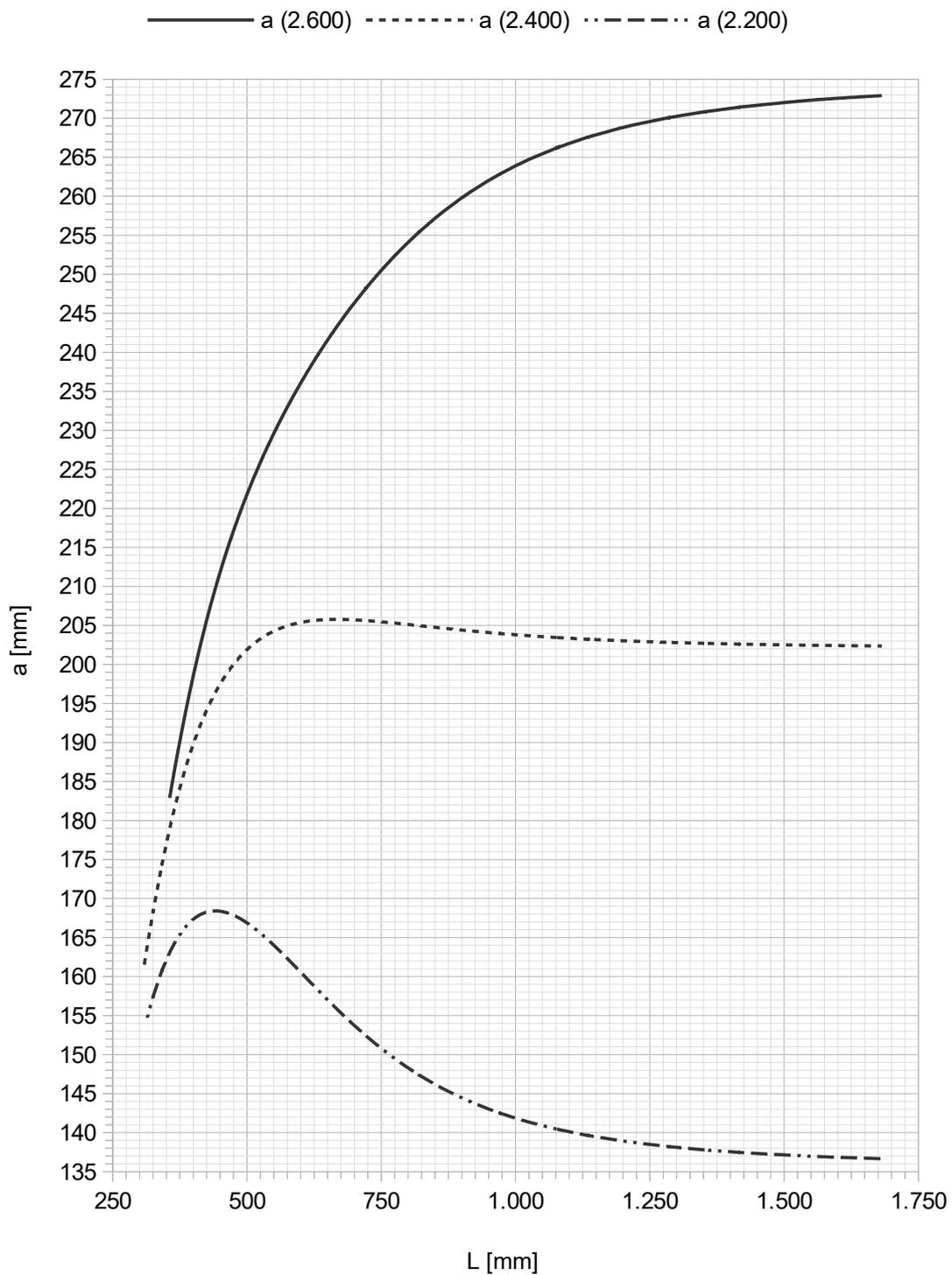
Anlage C.5: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.400 \text{ mm}$)



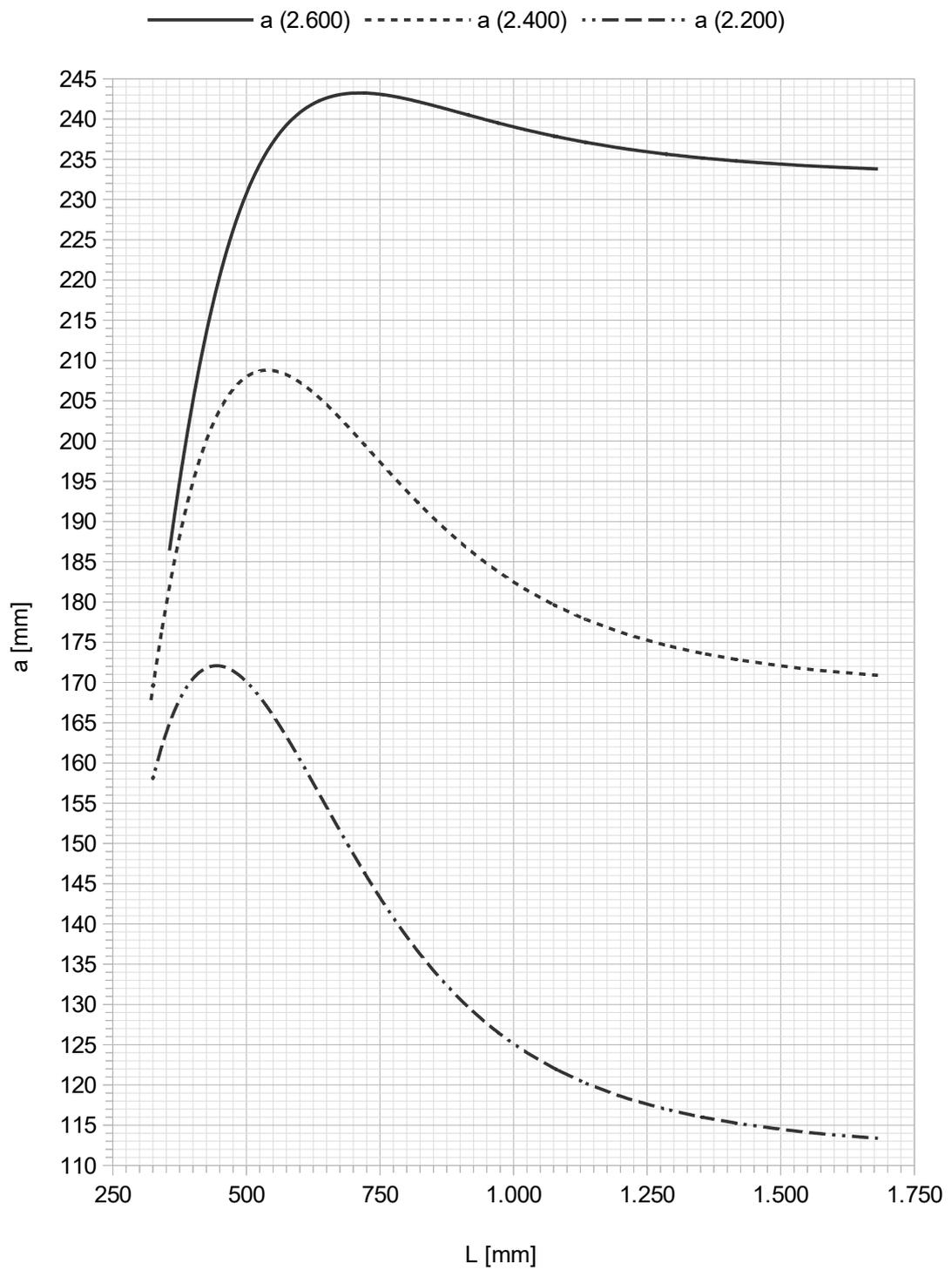
Anlage C.6: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts ($l_0 = 2.200 \text{ mm}$)

D Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Lagerungsfälle, Schwellen gleichbleibenden Querschnitts

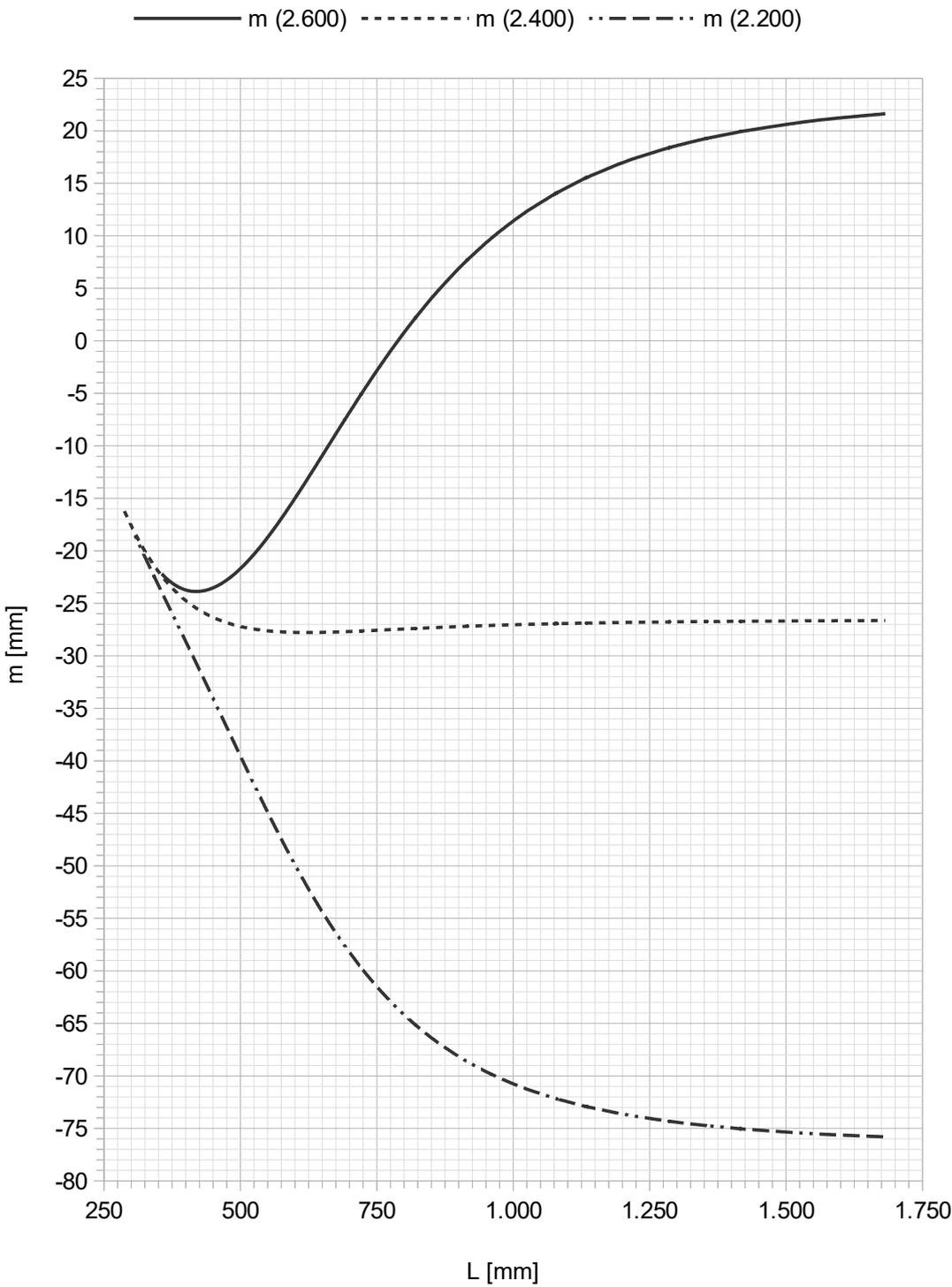
Anlage D.1: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM500)



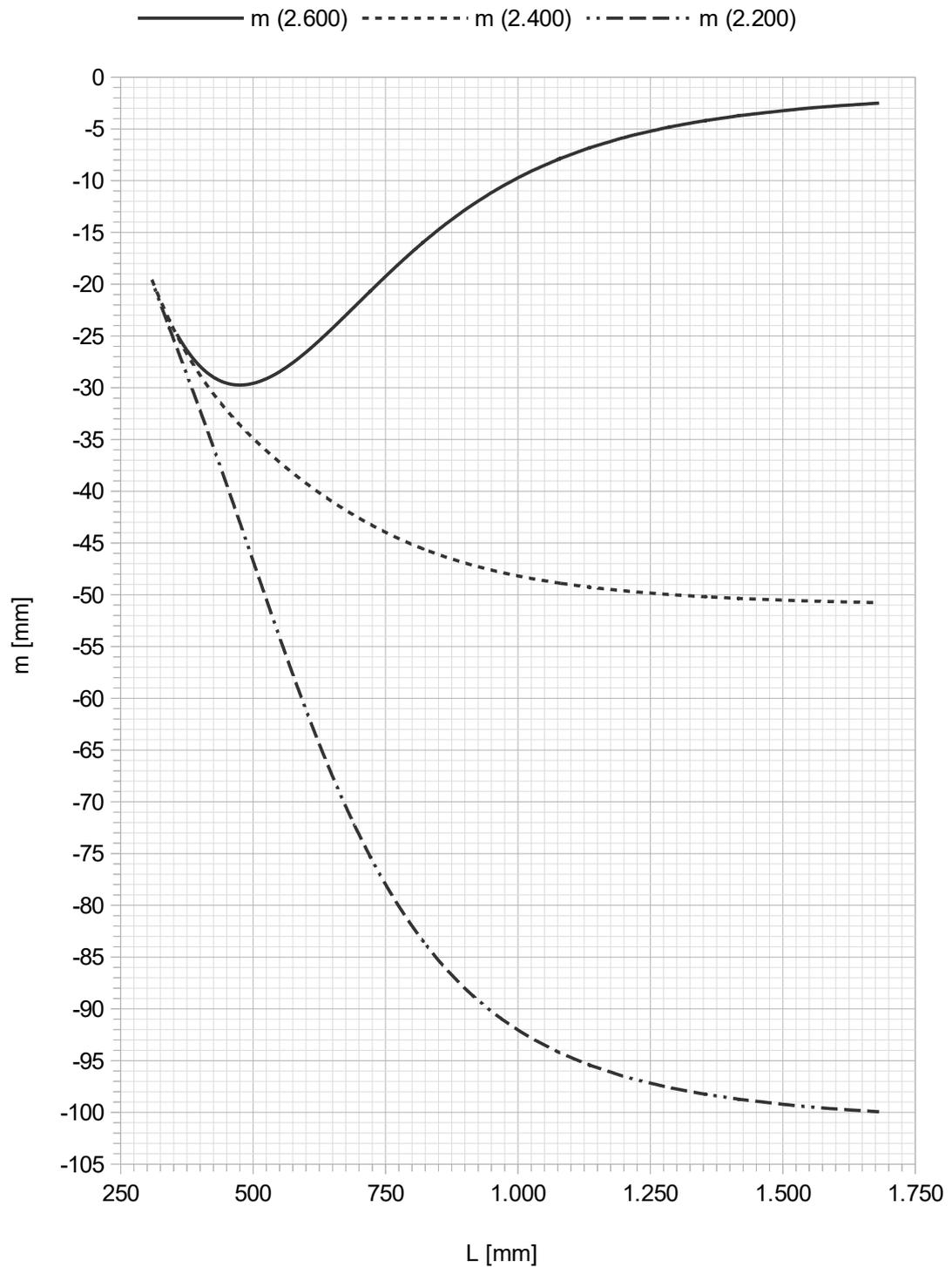
Anlage D.2: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM400)



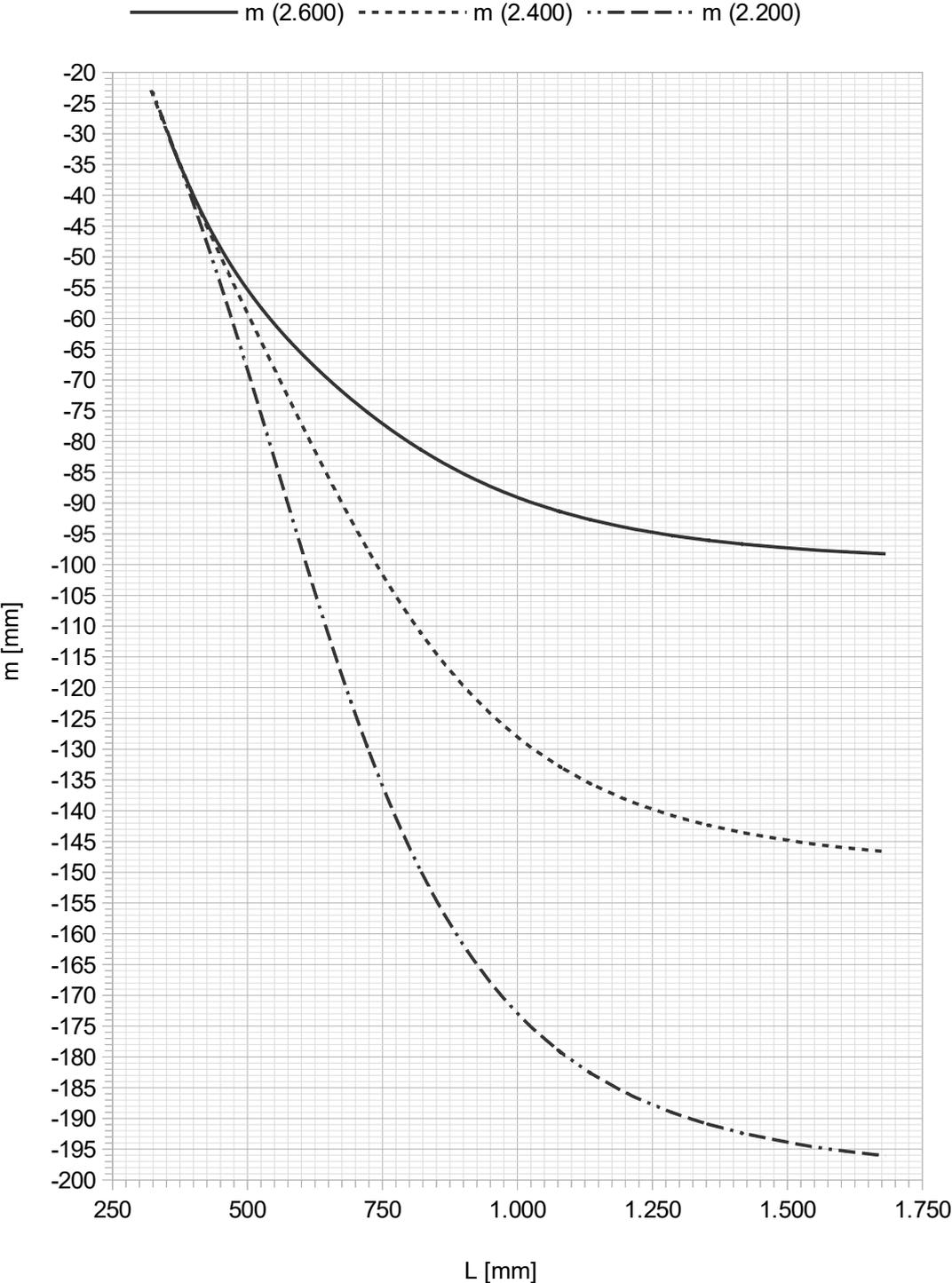
Anlage D.3: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (VL)



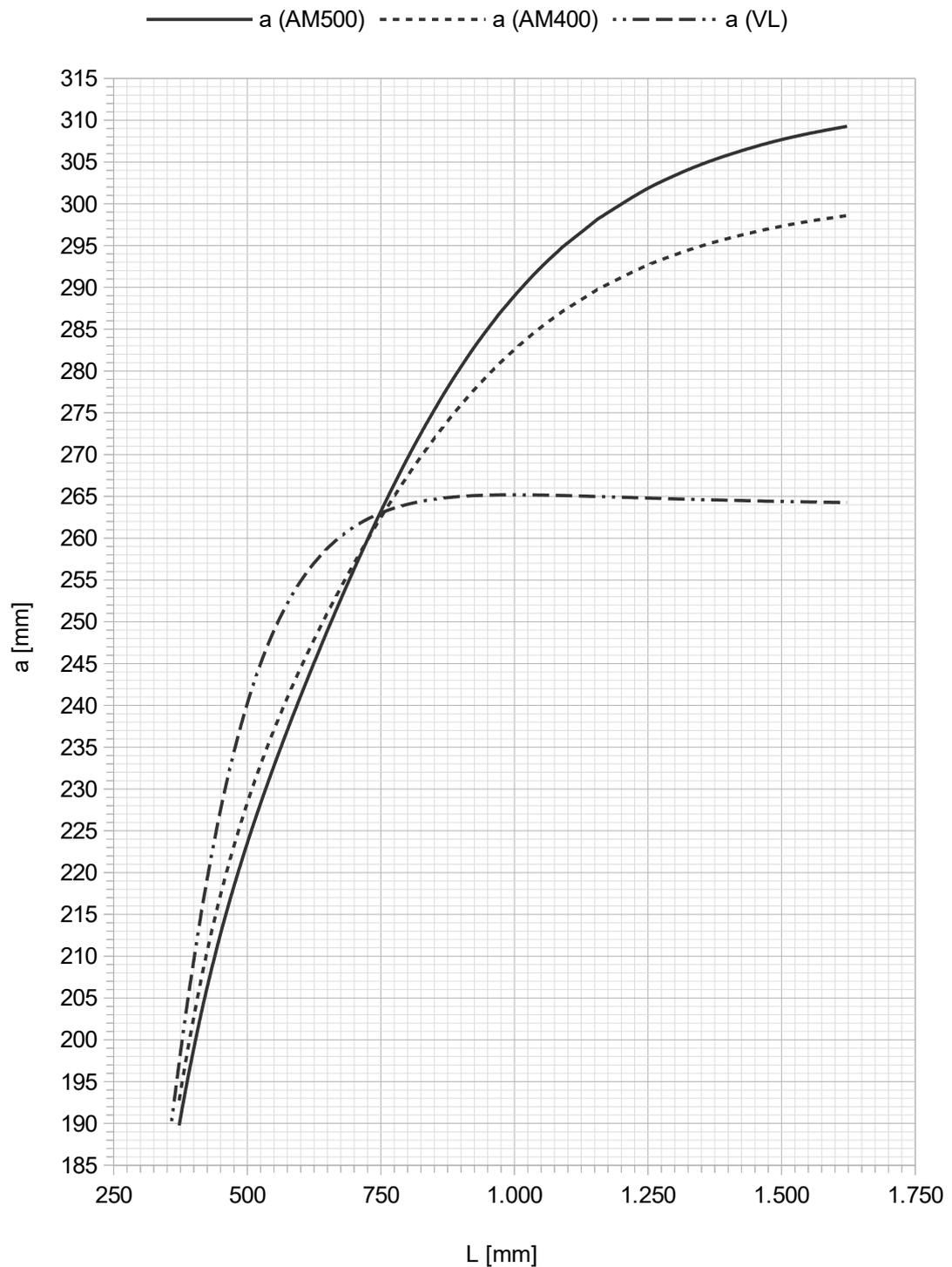
Anlage D.4: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM500)



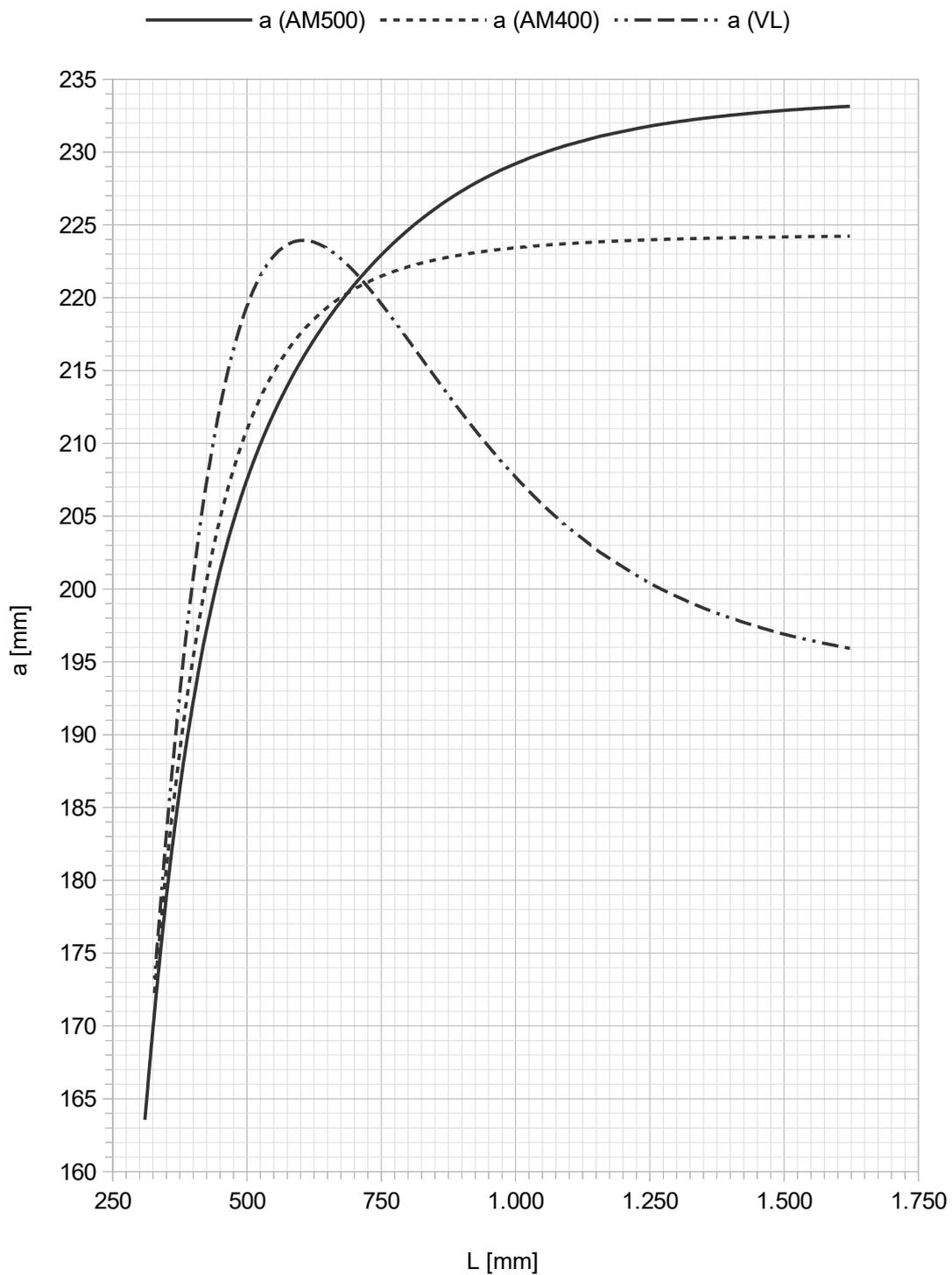
Anlage D.5: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (AM400)



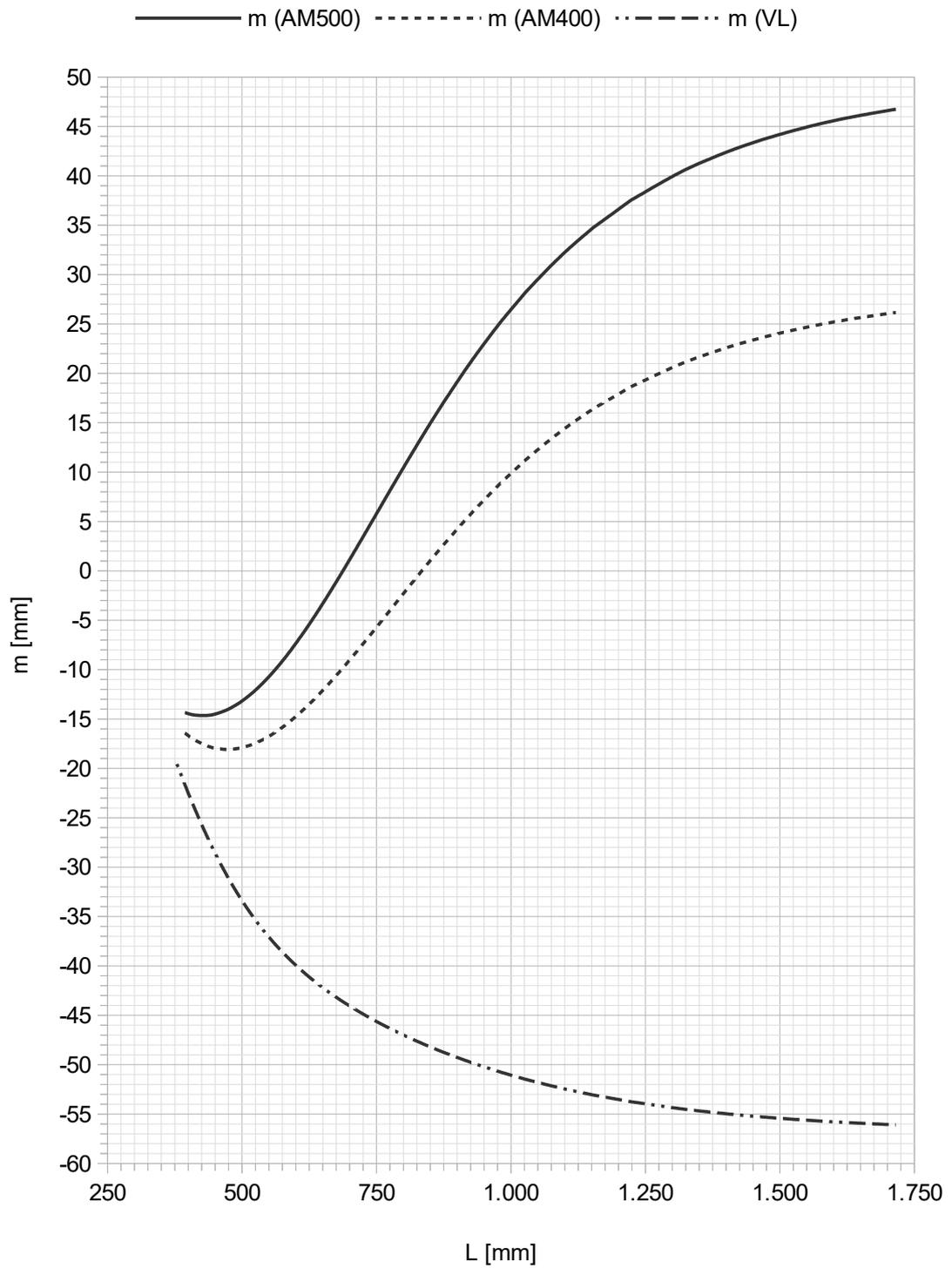
Anlage D.6: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen gleichbleibenden Querschnitts (VL)

E Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Schwellenlängen, Schwellen veränderlichen Querschnitts

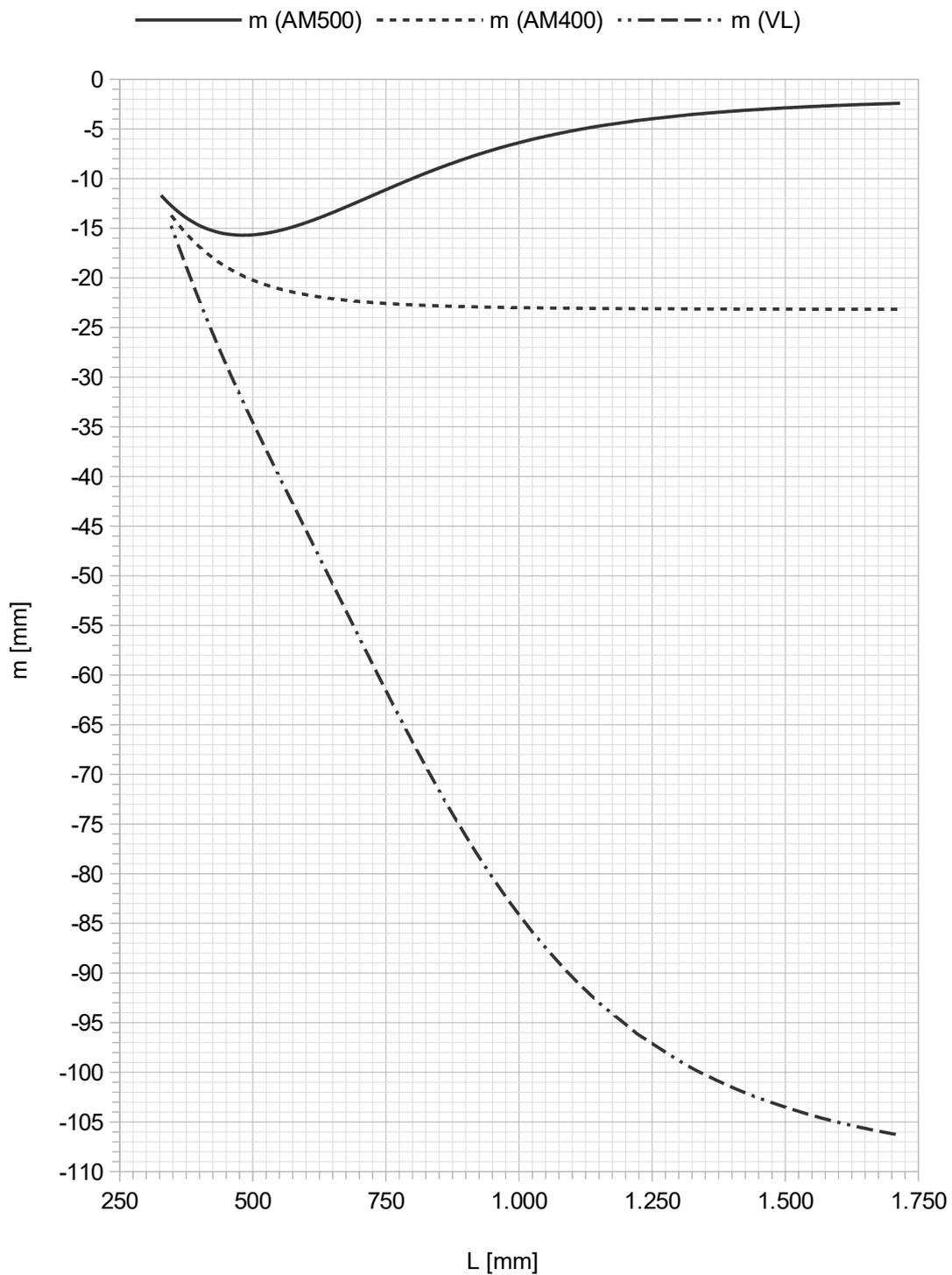
Anlage E.1: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen veränderlichen Querschnitts ($l_0 = 2.600$ mm)



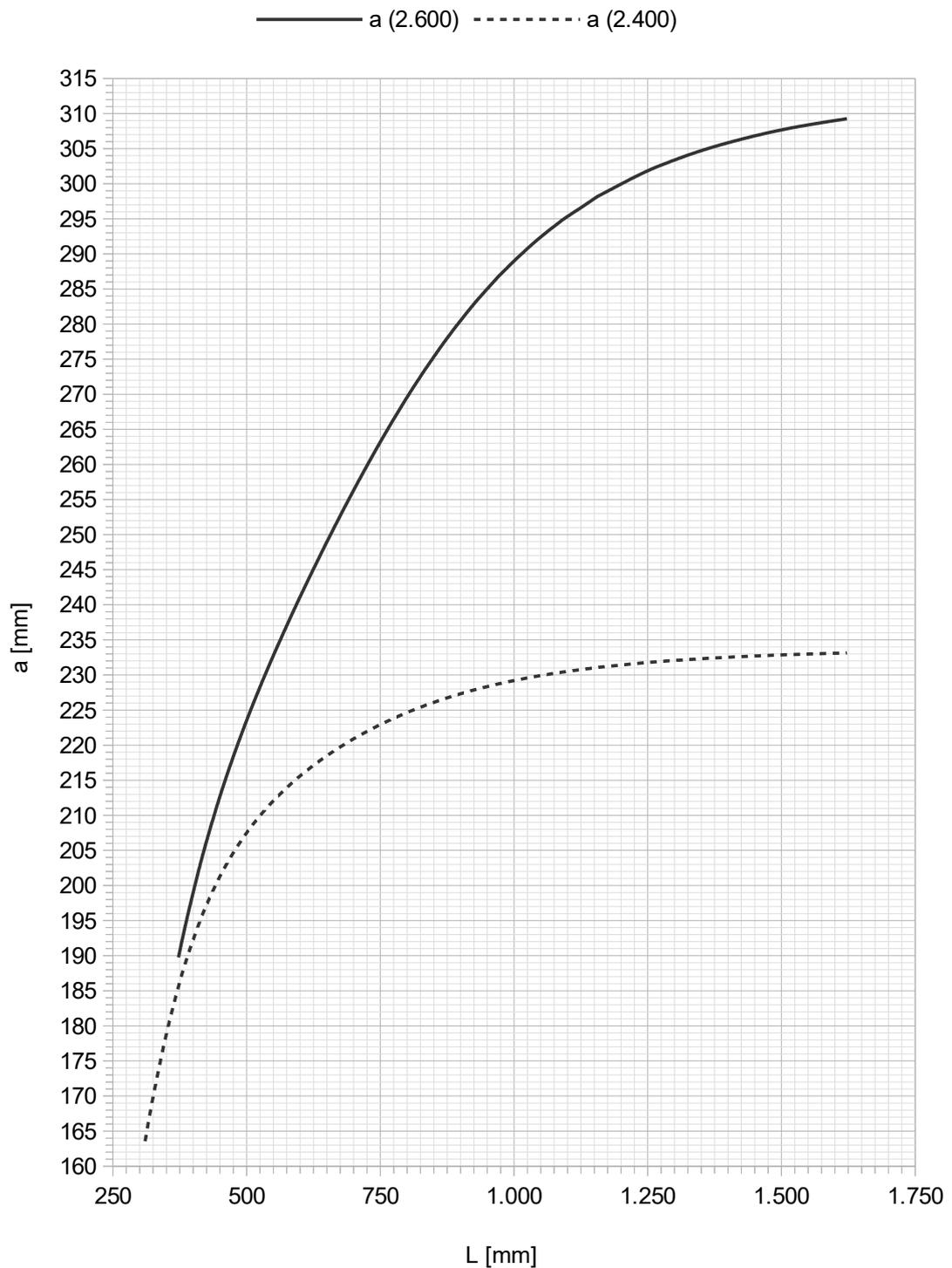
Anlage E.2: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen veränderlichen Querschnitts ($I_0 = 2.400 \text{ mm}^4$)



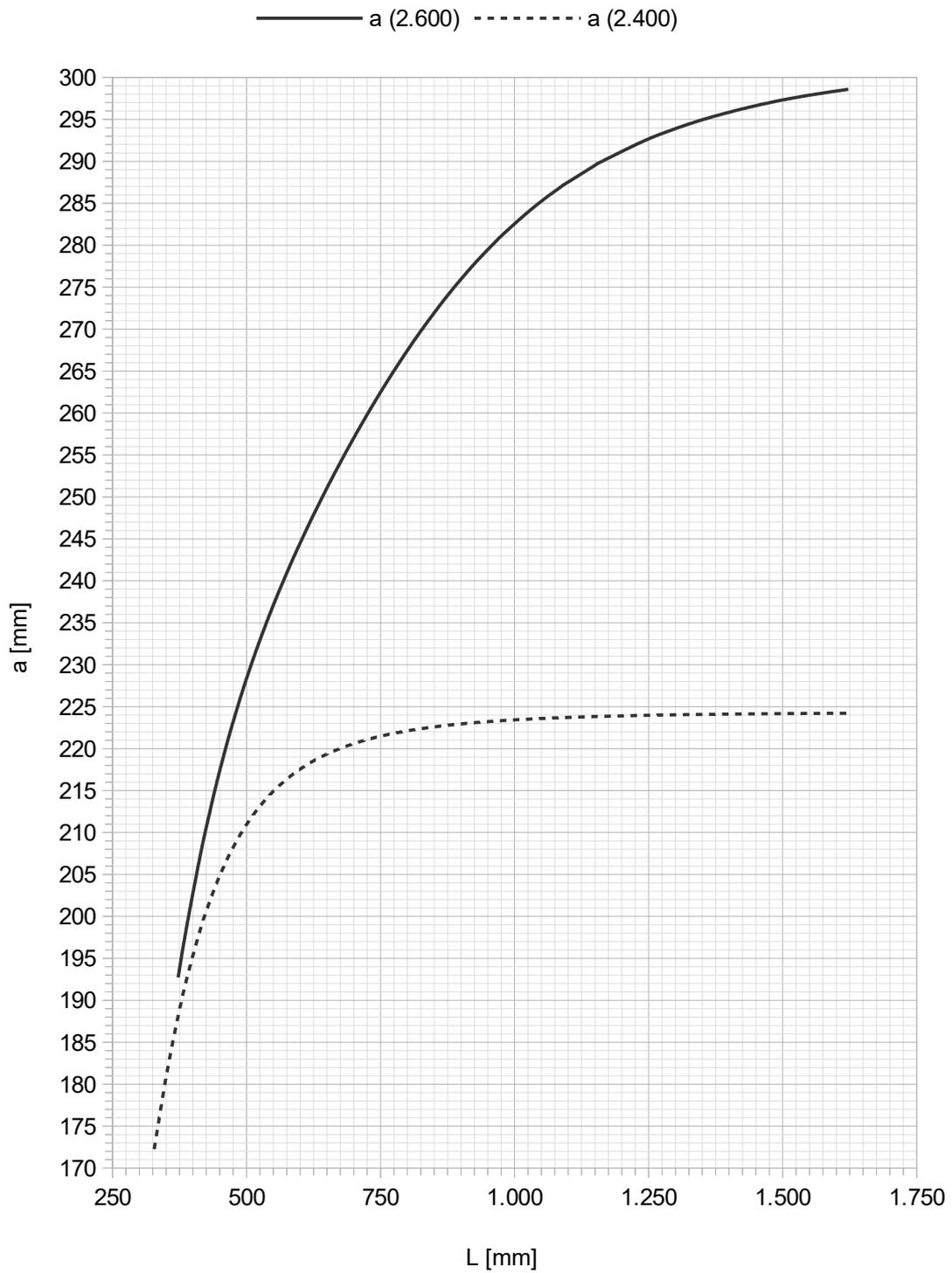
Anlage E.3: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen veränderlichen Querschnitts ($l_0 = 2.600$ mm)



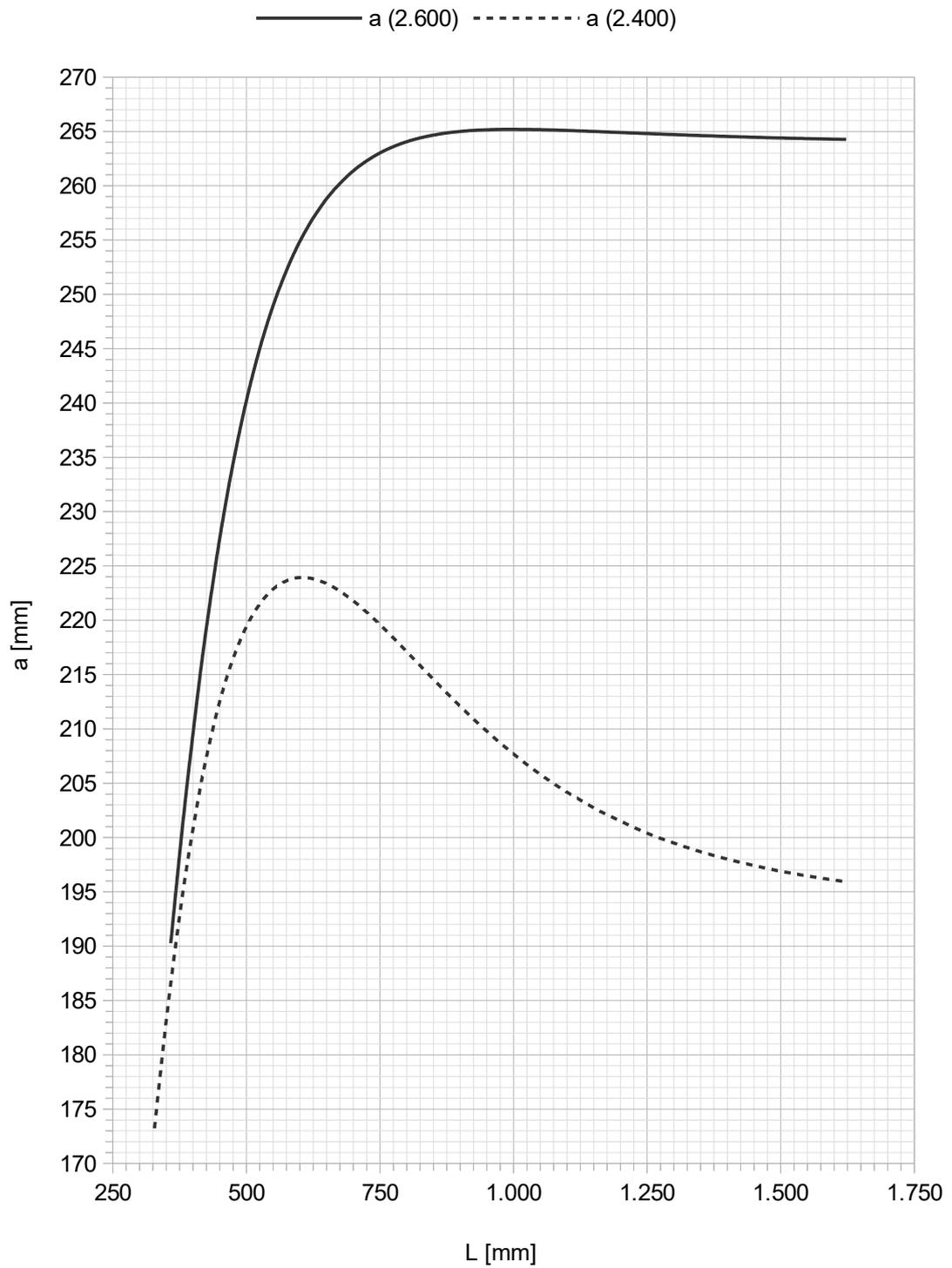
Anlage E.4: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen veränderlichen Querschnitts ($l_0 = 2.400 \text{ mm}$)

F Hebelarmdarstellungen über die elastische Länge für einheitliche Lagerungsfälle, Schwellen veränderlichen Querschnitts

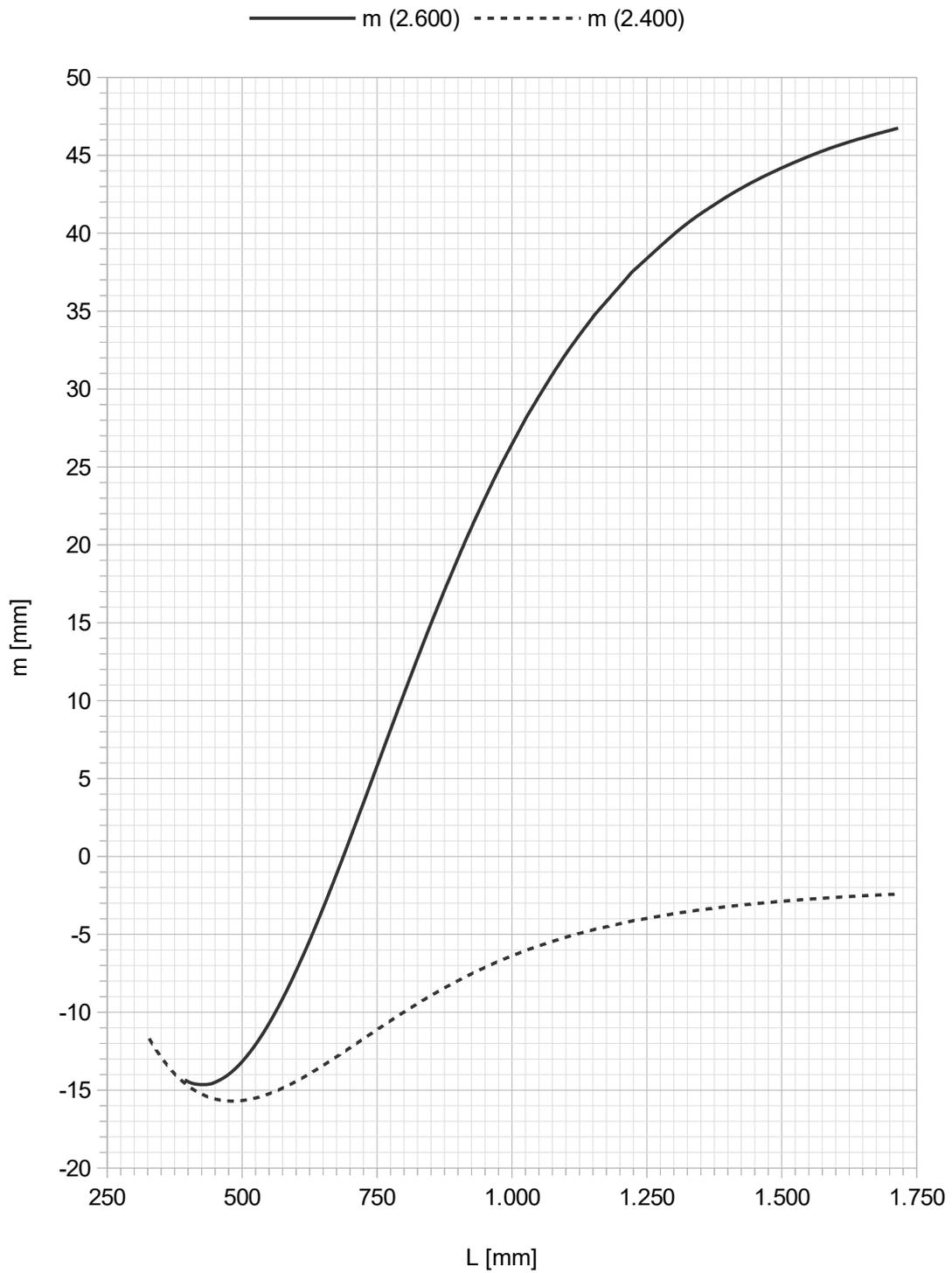
Anlage F.1: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen veränderlichen Querschnitts (AM500)



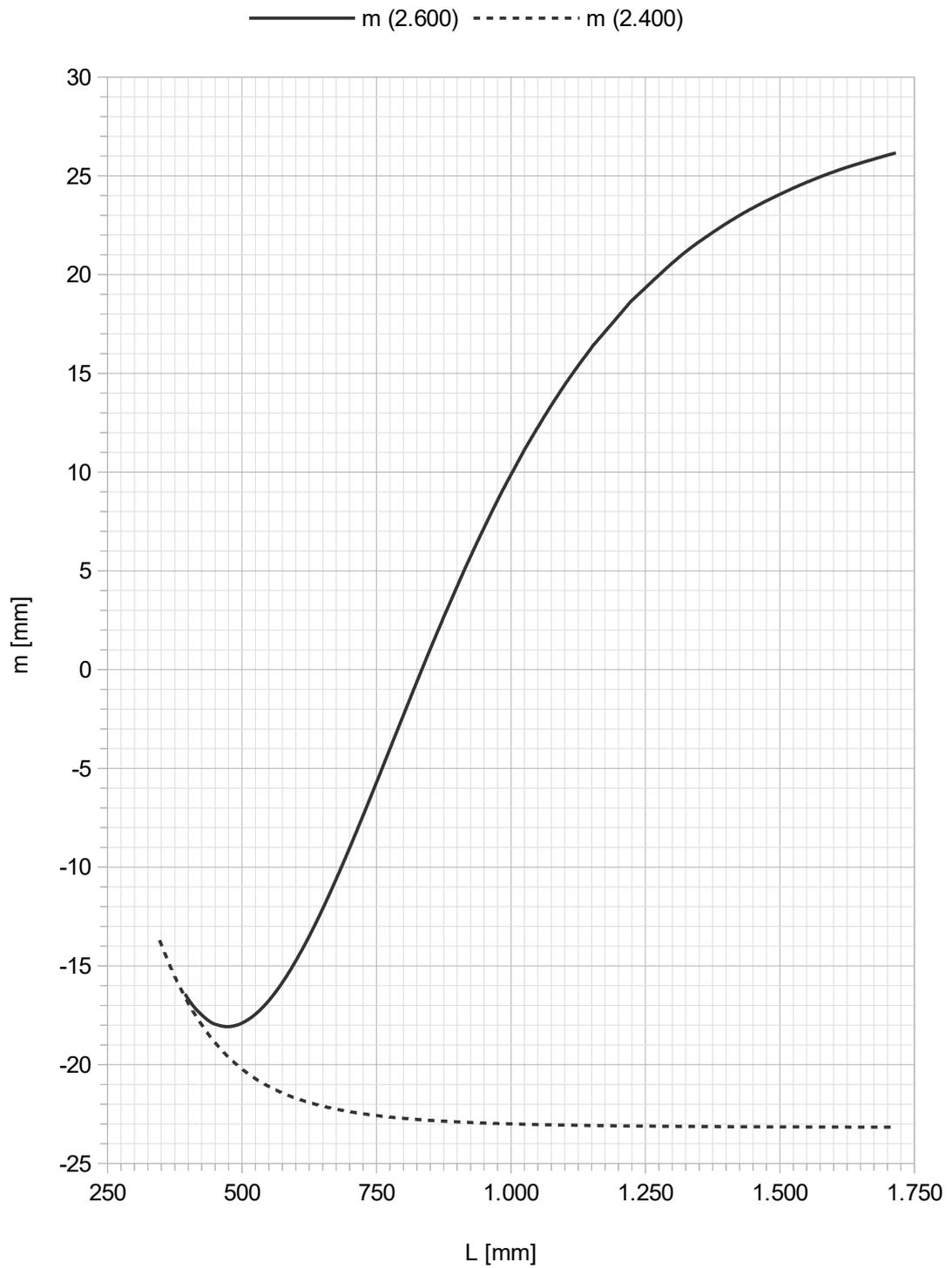
Anlage F.2: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen veränderlichen Querschnitts (AM400)



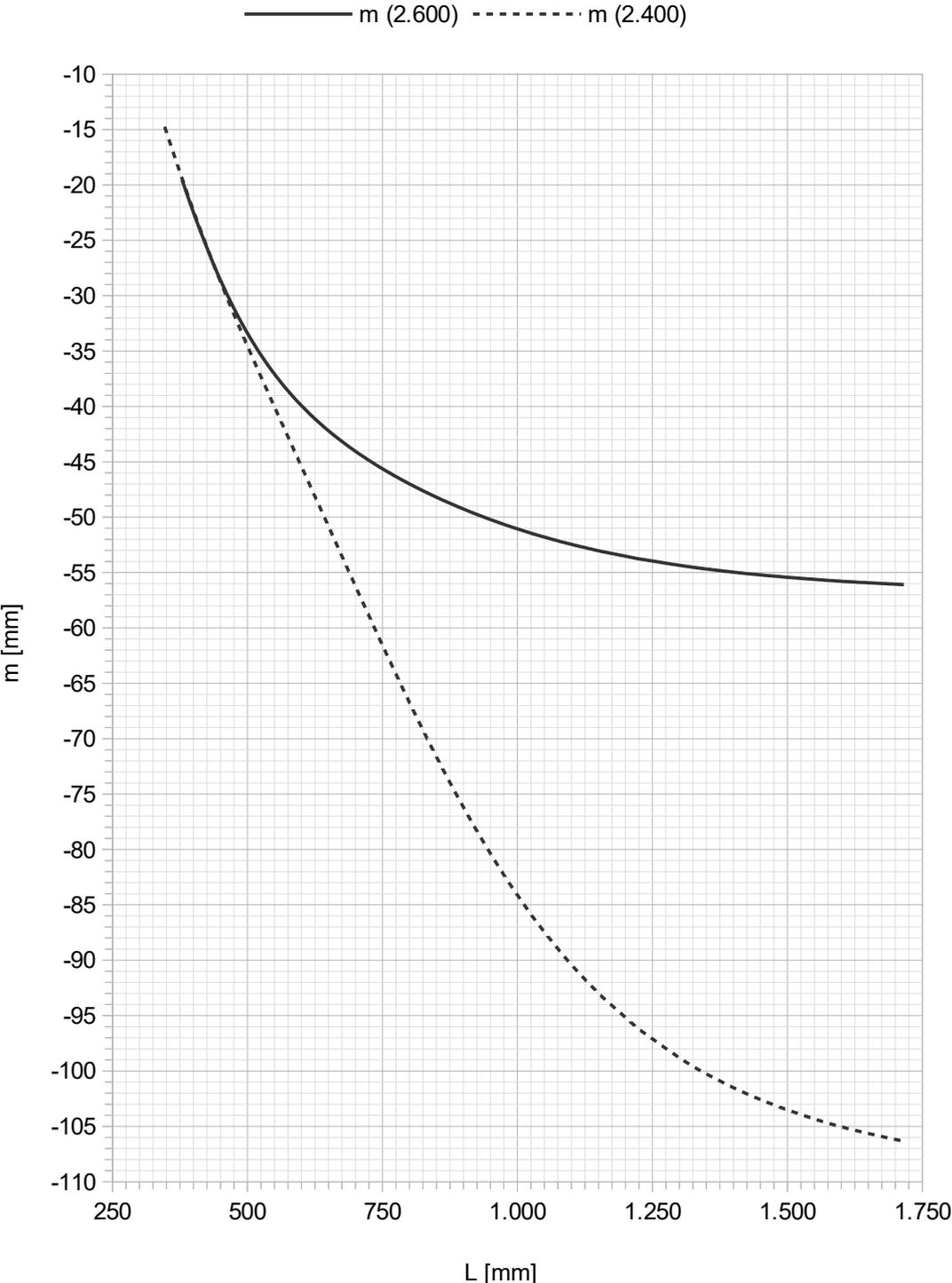
Anlage F.3: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung am Schienenaufleger für Schwellen veränderlichen Querschnitts (VL)



Anlage F.4: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen veränderlichen Querschnitts (AM500)



Anlage F.5: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen veränderlichen Querschnitts (AM400)



Anlage F.6: Hebelarme zur Ermittlung der Momentenbeanspruchung in Schwellenmitte für Schwellen veränderlichen Querschnitts (VL)