

Systemberechnung von Verbundbrücken mit nachgiebiger Verbundfuge mit dem „Zweistab-Modell“



D-5-45/2014

Absenger Marco
Institut für Stahlbau
Technische Universität Graz

SYSTEMBERECHNUNG VON VERBUNDBRÜCKEN MIT NACHGIEBIGER VERBUNDFUGE MIT DEM „ZWEISTAB-MODELL“

DIPLOMARBEIT

vorgelegt zur Erlangung des akademischen Grades eines Diplomingenieurs
der Studienrichtung Bauingenieurwesen

verfasst von
Marco Absenger, BSc

eingereicht am
Institut für Stahlbau
der Technischen Universität Graz

Betreuer
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Harald Unterweger

mitbetreuender Assistent
Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Taras

Graz, September 2014

Erklärung:

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einem Beurteiler oder einer Beurteilerin) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im September 2014

Marco Absenger, BSc

Kurzfassung

Der Eurocode EN 1994-2, der die Berechnung von Verbundträgern im Brückenbau regelt, erlaubt es die Einflüsse aus der Nachgiebigkeit der Verbundfuge bei der Schnittgrößenermittlung und anschließenden Spannungsberechnung zu vernachlässigen, wenn die Verdübelung nach diesem Teil des Eurocodes ausgeführt wird. Dabei liegt eine sogenannte vollständige Verdübelung vor. Im Rahmen dieser Masterarbeit soll mithilfe des sogenannten „Zweistab-Modells“ der Einfluss der nachgiebigen Verdübelung auf die Schnittkräfte, Spannungen sowie Verformungen quantifiziert werden und eine Aussage darüber getroffen werden, ob sich eine nachgiebige Berechnung für den Anwender in der Praxis lohnt. Darüberhinaus soll überprüft werden, ob dieser Effekt – wie im Eurocode vereinfacht festgelegt – vernachlässigbar ist. Dabei werden stellvertretend zweifeldrige Balkenbrücken mit offenem Querschnitt mit variierenden Spannweiten analysiert. Auch verschiedene Arten der Modellierung zur Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit und Auslegung der Dübelanzahl werden untersucht.

Abstract

The Eurocode EN 1994-2 regulates the design of composite bridges and allows to neglect the deformation behavior of the shear connectors for the global analyses and stress calculation, if the design of the shear connectors is in accordance with this code. With the so-called “Two-Beam-Model”, used in this thesis, the stresses and deformations of a composite beam can be calculated. This model - within this thesis - is improved to consider the deformation of the shear connectors. The results are analysed for practical examples of representative two-span girder bridges with varying spans. It is shown that the effect of the deformation of the shear connectors can be ignored for practical design of bridges, as stated by the Eurocode.

Inhaltsverzeichnis

Kapitel 1: Einleitung	1
1.1 Elastische Querschnittsberechnung	2
1.1.1 Das Gesamtquerschnittsverfahren - „Einstab-Modell“	2
1.1.2 Das „Zweistab-Modell“	5
1.1.2.1 Grundlegende Modellierung – „Zweistab-Modell“	5
1.1.2.2 Abstand der Verbindungsstäbe e_v	6
1.1.2.3 Art der Lastaufbringung	6
1.1.2.4 Automatische Spannungsermittlung	7
1.1.2.5 Möglichkeit der Berücksichtigung von Schlupf in der Verbundfuge	7
1.1.3 Elastische Querschnittsberechnung - Zusammenfassung	7
1.2 Ziele dieser Arbeit	8
Kapitel 2: Untersuchte Tragsysteme	9
2.1 Statisches System	9
2.2 Brückenquerschnitt	9
Kapitel 3: Theoretische Grundlagen	11
3.1 Das „Zweistab-Modell“ – Vierendeelträger	11
3.2 Schnittkraft- und Spannungsermittlung	12
3.2.1 Globales Moment am „Einstab-„ und „Zweistab-Modell“	12
3.2.2 Normalspannungen am „Einstab“- und „Zweistab-Modell“	12
3.3 Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge	14
3.3.1 Arten von Verbundmittel	14
3.3.2 Kopfbolzendübel	15
3.3.2.1 Geometrie	15
3.3.2.2 Mindest- und Maximalabstände	16
3.3.2.3 Tragfähigkeit	17
3.3.3 Ermittlung der Dübelanzahl bei elastischer Bemessung und vollständiger Verdübelung	18
3.3.3.1 Vereinfachte Ermittlung im Hochbau	19
3.3.3.2 Ermittlung der Dübelanzahl im Brückenbau	21
3.3.4 Steifigkeit der Verbundfuge	22
3.3.4.1 Federsteifigkeit eines einzelnen Kopfbolzendübels	22
3.3.4.2 Federsteifigkeit der Verbundfuge für die einzelnen Trägerbereiche	25

Kapitel 4: Eingangswerte und Vorgehensweise für die Vergleichsberechnung schubstarr - schubweich	30
4.1 Eingangswerte	30
4.1.1 Materialkennwerte	30
4.1.2 Tragsystem	30
4.1.3 Abstand der Verbindungsstäbe	30
4.1.4 Lastbilder.....	31
4.1.5 Nachgiebigkeit der Verbundfuge	32
4.2 Überblick über die durchgeführten Vergleiche.....	34
Kapitel 5: Ergebnisse.....	37
5.1 Vergleichsberechnung A: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungs- stäbe - Auswirkungen auf die Spannungen bei schubstarrer Verbundfuge ...	37
5.1.1 Systeme im Zustand I - ungerissen	38
5.1.1.1 System mit L=30m	38
5.1.1.2 System mit L=60m	40
5.1.1.3 System mit L=90m	41
5.1.2 Systeme im Zustand II - gerissen	41
5.1.2.1 System mit L=30m	42
5.1.2.2 System mit L=60m	43
5.1.2.3 System mit L=90m	44
5.1.3 Zusammenfassung.....	44
5.2 Vergleichsberechnung B: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungs- stäbe – Auswirkungen auf den Schubfluss bei schubstarrer und schub- nachgiebiger Verbundfuge	46
5.2.1 System mit L=60m; schubstarr und Zustand I – ungerissen.....	47
5.2.2 System mit L=60m; schubweich und Zustand I – ungerissen	48
5.2.3 System mit L=60m; schubstarr und Zustand II – gerissen	49
5.2.4 System mit L=60m; schubweich und Zustand II – gerissen.....	49
5.3 Vergleichsberechnung C: Unterschiede in Ergebnissen bei Modellierung der Dübelnachgiebigkeit mittels Federelementen oder Schubfläche.....	51
5.4 Vergleichsberechnung D: Dübelausteilung Brückenbau – Vergleich der Auswirkungen von Einzel- und Linienlast	54
5.4.1 System mit L=60m - ungerissen.....	54
5.4.2 System mit L=60m - gerissen	55
5.5 Vergleichsberechnung E: Einfluss der Dübelnachgiebigkeit auf die praktische Bemessung.....	57
5.5.1 System mit L=60m ungerissen – Zustand I.....	58

5.5.1.1	Beanspruchungen in der Verbundfuge.....	58
5.5.1.2	Durchbiegung und Normalspannungen im Stütz- und Feldbereich.....	75
5.5.2	System mit L=60m gerissen – Zustand II	77
5.5.2.1	Beanspruchungen in der Verbundfuge.....	77
5.5.2.2	Durchbiegung und Normalspannungen im Stütz- und Feldbereich.....	93
Literaturverzeichnis.....		95
Anhang A : Grundlagen für die Berechnung der Ergebnisse		96
A 1	Statikprogramm	96
A 2	Tragsystem.....	96
A 3	Materialkennwerte	98
A 4	Modellbildung.....	98
A 4.1.	Untersuchte Systeme.....	99
A 4.1.1.	Zweistab-Modell ungerissen (Zustand I)	99
A 4.1.2.	Zweistab-Modell gerissen (Zustand II).....	100
A 4.1.3.	Einstab-Modell ungerissen (Zustand I).....	100
A 4.1.4.	Einstab-Modell gerissen (Zustand II)	101
A 4.2.	Zugehörige Querschnitte	101
A 4.2.1.	Querschnitt Modell 30m ungerissen	102
A 4.2.2.	Querschnitt Modell 30m gerissen	106
A 4.2.3.	Querschnitt Modell 60m ungerissen	109
A 4.2.4.	Querschnitt Modell 60m gerissen	110
A 4.2.5.	Querschnitt Modell 90m ungerissen	111
A 4.2.6.	Querschnitt Modell 90m gerissen	112
A 5	Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge.....	113
A 5.1.	Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung B	113
A 5.1.1.	Verbindungsstababstand $e_v=L/10$	113
A 5.1.2.	Verbindungsstababstand $e_v=L/20$	114
A 5.1.3.	Verbindungsstababstand $e_v=L/60$	114
A 5.1.4.	Verbindungsstababstand $e_v=L/120$	115
A 5.1.5.	Verbindungsstababstand $e_v=L/240$	115
A 5.1.6.	Verbindungsstababstand $e_v=L/600$	116
A 5.2.	Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung C	117
A 5.3.	Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung D	118
A 5.3.1.	System 30m.....	118
A 5.3.2.	System 60m.....	119
A 5.3.3.	System 90m.....	120

A 5.4. Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung E.....	121
A 5.4.1. System 30m.....	121
A 5.4.2. System 60m.....	122
A 5.4.3. System 90m.....	123
Anhang B : Ergebnisse	124
B 1 Vergleichsberechnung A: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe - Auswirkungen auf die Spannungen bei schubstarrer Verbundfuge	125
B 1.1. System 30m ungerissen	125
B 1.2. System 60m ungerissen	126
B 1.3. System 90m ungerissen	127
B 1.4. System 30m gerissen	128
B 1.5. System 60m gerissen	129
B 1.6. System 90m gerissen	130
B 2 Vergleichsberechnung B: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe – Auswirkungen auf den Schubfluss bei schubstarrer und schubnachgiebiger Verbundfuge	131
B 2.1. System 60m ungerissen – Verbundfuge schubstarr.....	131
B 2.2. System 60m ungerissen – Verbundfuge schubweich	131
B 2.3. System 60m gerissen – Verbundfuge schubstarr	131
B 2.4. System 60m gerissen – Verbundfuge schubweich	132
B 3 Vergleichsberechnung C: Unterschiede in Ergebnissen bei Modellierung der Dübelnachgiebigkeit mittels Federelementen oder Schubfläche.....	133
B 4 Vergleichsberechnung D: Dübelausteilung Brückenbau – Vergleich der Auswirkungen von Einzel- und Linienlast	134
B 4.1. System 30m ungerissen	134
B 4.2. System 60m ungerissen	135
B 4.3. System 90m ungerissen	136
B 4.4. System 30m gerissen	137
B 4.5. System 60m gerissen	138
B 4.6. System 90m gerissen	139

B 5	Vergleichsberechnung E: Einfluss der Dübelnachgiebigkeit auf die praktische Bemessung	140
B 5.1.	System 30m ungerissen – Zustand I	140
B 5.1.1.	Ergebnisse	140
B 5.1.2.	Beanspruchungen in der Verbundfuge	142
B 5.2.	System 30m gerissen – Zustand II	146
B 5.2.1.	Ergebnisse	146
B 5.2.2.	Beanspruchungen in der Verbundfuge	148
B 5.3.	System 60m ungerissen – Zustand I	152
B 5.3.1.	Ergebnisse	152
B 5.3.2.	Beanspruchungen in der Verbundfuge	154
B 5.4.	System 60m gerissen – Zustand II	158
B 5.4.1.	Ergebnisse	158
B 5.4.2.	Beanspruchungen in der Verbundfuge	160
B 5.5.	System 90m ungerissen – Zustand I	164
B 5.5.1.	Ergebnisse	164
B 5.5.2.	Beanspruchungen in der Verbundfuge	166
B 5.6.	System 90m gerissen – Zustand II	170
B 5.6.1.	Ergebnisse	170
B 5.6.2.	Beanspruchungen in der Verbundfuge	172

Kapitel 1: Einleitung

Konstruktionen in Verbundbauweise, d.h. in der Regel die Kombination von Stahl und Beton zu einem einzigen Bauteil, sind heutzutage in vielen Bereichen des Bauingenieurwesens verbreitet. Die Hauptanwendungsgebiete liegen vor allem im Brücken-, aber auch im Geschoss-, Industrie- und Parkhausbau. Durch die Kombination dieser beiden Werkstoffe können deren positive Eigenschaften optimal miteinander in Verbindung gebracht werden, wodurch sich hohe Tragfähigkeiten und geringe Bauhöhen ergeben [1]. Mit dieser Bauweise lassen sich sowohl Decken, Träger als auch Stützen herstellen.

Die Verbindung des Stahlträgers mit der obenliegenden Betonplatte erfolgt im Brückenbau vorwiegend über Kopfbolzendübel, welche garantieren sollen, dass diese beiden Bauteile kontinuierlich und annähernd schubstarr miteinander verbunden sind. Im Allgemeinen wird im Brückenbau bei der Systemberechnung angenommen, dass die Schubkräfte vollständig ohne Relativverschiebungen zwischen den beiden Bauteilen übertragen werden und es somit zu keinen Schlupfverformungen kommt („starrer“ Verbund). In der Realität ist insbesondere im Traglastzustand bei nahezu allen Verbindungsmitteln, so auch bei Kopfbolzendübeln, eine Nachgiebigkeit und somit ein Schlupf in der Verbundfuge vorhanden. Je nachdem welche Art und Anzahl an Verbundmitteln eingesetzt werden, kann diese Nachgiebigkeit größer oder kleiner sein. Auf jeden Fall führt dies jedoch zu einer Reduzierung sowie zu einer Umlagerung der Schubkräfte und zu einem Abbau von Schubkraftspitzen. Die Relativverschiebungen zwischen dem Beton- und dem Stahlbauteil (siehe Abbildung 1) erfordern zudem zwingend eine ausreichende Duktilität der Verbindungsmittel [2].

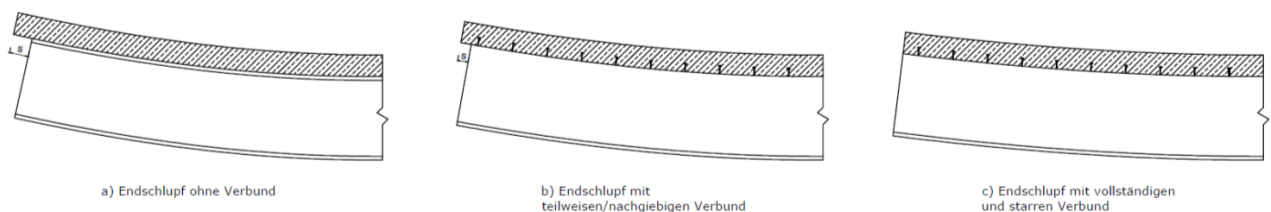


Abbildung 1: Endschlupf von Trägern (schematisch) [6]

Aufbauend auf der Diplomarbeit von Birgit Wiesler [3], die von Verbundträgern im Brückenbau mit starrer Verbundfuge ausging, sollen in der vorliegenden Arbeit nun die Auswirkungen der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge auf Spannungen,

Schubkräfte und die Durchbiegung des Trägers im Vergleich zur Lösung mit starrem Verbund untersucht werden.

Die Querschnittsberechnung im Brückenbau erfolgt – wie in dieser Arbeit vorausgesetzt – meist elastisch, da die großen Schlankheiten der Stahlquerschnitte (meist Querschnittsklasse 3 oder 4 vorliegend) eine plastische Berechnung in den meisten Fällen nicht zulassen. Die Berechnung kann dabei auf zwei Arten erfolgen, welche in weiterer Folge vorgestellt werden.

1.1 Elastische Querschnittsberechnung

Das Standardberechnungsverfahren für Verbundtragwerke ist das Gesamtquerschnittsverfahren (dieses wird auch als „n-Ziffern-Verfahren“ bezeichnet), welches auch im Eurocode EN 1994-2 [4] für die Berechnung von Verbundbrücken vorgesehen ist. Bei diesem Verfahren wird der Verbundträger als ein äquivalenter Stahlstab angesehen, bei dem vorausgesetzt wird, dass starrer Verbund vorliegt. Der Betonquerschnittsteil wird dabei im Verhältnis der E-Moduli – auch als n-Ziffer bezeichnet ($n = E_a / E_c$) – abgemindert. Um nun die Nachgiebigkeit der Dübel in einem Berechnungsmodell berücksichtigen zu können, wird das – auch in der Praxis häufig angewandte – sogenannte „Zweistab-Modell“ herangezogen (siehe auch [3]). Hierbei handelt es sich um ein Stabmodell, bei welchem sowohl der Stahl- als auch der Betonträger isoliert als einzelner Stabzug modelliert wird und diese beiden mithilfe von Verbindungsstäben miteinander gekoppelt werden. In diesem Fall kann auch die Steifigkeit der Dübel mit relativ einfachen Mitteln implementiert werden – ansonst sind die Verbindungsstäbe starr.

Bezüglich der Schubnachgiebigkeit der Stegbleche der Stahlträger gegenüber Querkraftbeanspruchung soll der Vollständigkeit halber angemerkt werden, dass diese in dieser Arbeit stets vernachlässigt wurde; aufgrund der Länge der Bauteile (bzw. Verhältnisse L/H) entstand dadurch eine nur geringe Ungenauigkeit bei gleichzeitig besserer Vergleichbarkeit der analytischen Ergebnisse mit Standardlösungen aus der Literatur.

1.1.1 Das Gesamtquerschnittsverfahren - „Einstab-Modell“

Das Gesamtquerschnittsverfahren („n-Ziffern-Verfahren“) ist ein Näherungsverfahren, welches auf dem Verfahren der Teilschnittgrößen nach Sattler [5] basiert. Voraussetzung bei diesem Verfahren ist das Vorliegen einer starren Verbindung zwischen dem Stahl- und Betongurt, was wiederum bedeutet, dass die Dehnungen ϵ

an der Verbundfuge, am Übergang zwischen Beton und Stahl, exakt gleich groß sind. Weiters wird die Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnittes und die Gültigkeit des Hookschen Gesetzes vorausgesetzt.

Gedanklich wird beim n-Ziffern-Verfahren der reale Querschnitt, bestehend aus einem Stahlträger mit oberliegendem Betongurt, in einen äquivalenten Stahlquerschnitt umgerechnet. Diese Umrechnung basiert auf dem Verhältnis der beiden E-Moduli von Stahl und Beton, d.h. $n = E_a / E_c$. Das bedeutet, dass der Betonquerschnitt eine um die n-Ziffer verringerte Fläche bzw. Trägheitsmoment aufweist und somit einem Stahlquerschnitt gleicher Gesamtbiegesteifigkeit entspricht. Das statische System ist in Abbildung 2 dargestellt.

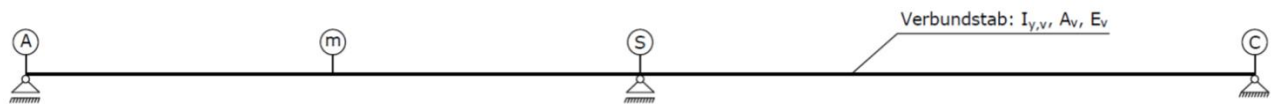


Abbildung 2: statisches System - Einstab-Modell (n-Ziffer-Verfahren)

Durch diese Vereinfachung können die Spannungen nun direkt aus den globalen Schnittkräften des dem Verbundträger äquivalenten Stahlstabes ermittelt werden. Der Spannungsermittlung müssen jedoch die Querschnittswerte des Verbundträgers und Schwerpunktsabstände vom Gesamtschwerpunkt S_v zugrunde gelegt werden. Die Spannungen im Betongurt werden dabei um den Faktor der n-Ziffer reduziert (siehe Abbildung 3) [2].

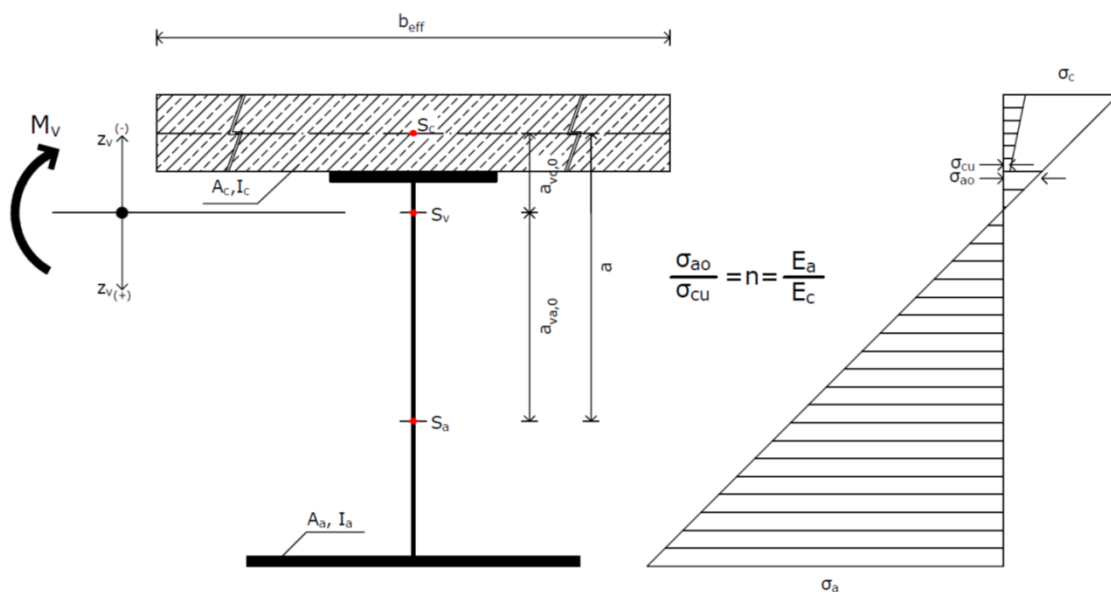


Abbildung 3: Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt

Bei Systemen wie Durchlaufträgern können Zugspannungen, infolge des negativen Momentes im Stützbereich, zur Rissbindung im Betongurt führen. Aus diesem Grund ist in diesen Bereichen der Beton nicht mehr wirksam [6]. Für diesen Fall gibt es Näherungsverfahren, welche diesen Zustand ausreichend genau berücksichtigen. Dabei wird nach Eurocode EN 1994-2 [4] in der Regel gestattet, über 15% der jeweiligen angrenzenden Stützweite die Steifigkeit des Querschnitts unter gerissenem Zustand II ($E_a I_{II}$) anzusetzen, was zu Momentenumlagerungen vom nun „weicheren“ Innenstützbereich in den „steiferen“ Feldbereich führt [2]. Dies soll durch Abbildung 4 verdeutlicht werden.

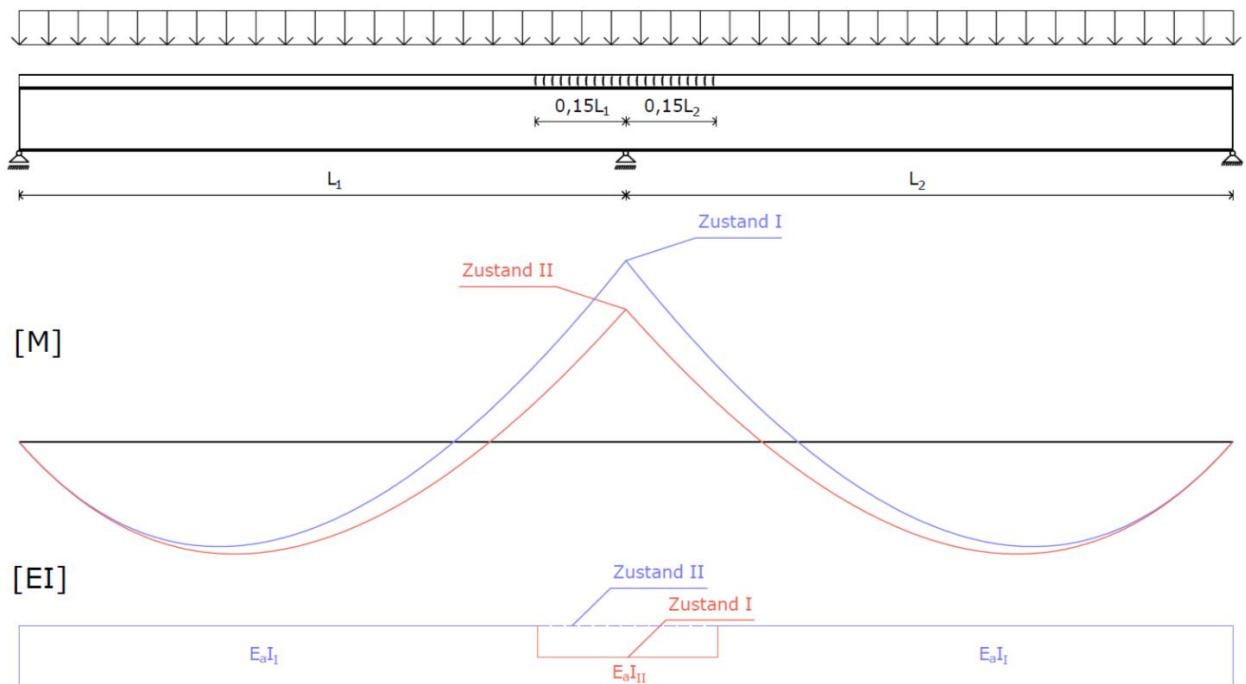


Abbildung 4: Momentenumlagerung und Steifigkeitsverteilung unter Berücksichtigung der Rissbildung [2]

Weiters sind im Verbundbau, durch das Mitwirken des Betons, noch die Betoneigenschaften Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen. Dies kann bei der Berechnung von Brückentragwerken mit dem n-Ziffern-Verfahren (modifizierte n-Ziffer) durch die Methode von Fritz ausreichend genau erfasst werden. Dabei wird für den Zustand $t=\infty$ die n-Ziffer mit den Faktoren $\varphi_\infty = 2,0$ und $\psi = 1,1$ für Kriechen bzw. 0,55 für Schwinden modifiziert (siehe nachfolgende Formel).

$$n_\infty = \frac{E_a}{E_c \cdot (1 + \psi \cdot \varphi_\infty)}$$

Eine weitere, neben dem Gesamtquerschnittsverfahren anwendbare Berechnungsmethode, ist das Verfahren der Teilschnittgrößen nach Sattler. Dabei werden für den Spannungsnachweis die auf die ideale Querschnittsachse des Verbundquerschnittes bezogenen Schnittgrößen in Teilschnittgrößen, welche sich auf die Schwerachse des Stahl- bzw. Betongurtes beziehen, zerlegt. Kriechen und Schwinden wird durch die sogenannte Umlagerungsgröße erfasst. Dieses Verfahren ist aufgrund des höheren Aufwandes im Vergleich zum Gesamtquerschnittsverfahren für eine Handrechnung jedoch nicht mehr zu empfehlen [2].

1.1.2 Das „Zweistab-Modell“

Eine baupraktische Berechnungsmethode für Verbundträger bildet das s.g. Zweistabmodell. Dieses ist, im Gegensatz zur Berechnung mittels dem Gesamtquerschnittsverfahren, aufgrund der hohen Anzahl an Freiheitsgraden nicht mehr für eine reine Handrechnung geeignet. Konventionelle Stabwerkprogramme, welche auch zur Berechnung von Rahmentragwerken verwendet werden können, sind jedoch zur Berechnung von Verbundträgern mittels dieses Verfahrens geeignet. Hierfür notwendige Softwarelösungen sind bereits in einer großen Vielzahl vorhanden. Für die erforderlichen Berechnungen in dieser Diplomarbeit wurde das Stabwerksprogramm RSTAB der Version 8.01.0119 herangezogen.

1.1.2.1 Grundlegende Modellierung – „Zweistab-Modell“

Bei diesem Modell werden sowohl die Betonplatte als auch der Stahlträger als einzelne, übereinanderliegende Stäbe in ihren Schwerpunktsachsen modelliert, welche über vertikale Verbindungsstäbe in äquidistanten Abständen e_v miteinander verbunden werden (siehe Abbildung 5). Den beiden „Gurten“ dieses „Vierendeel-Trägers“ werden dabei ihre jeweiligen E-Moduli (E_a , E_c), Querschnittsflächen (A_a , A_c) und Trägheitsmomente ($I_{y,a}$, $I_{y,c}$) zugeordnet. Es müssen somit im Gegensatz zum „n-Ziffern-Verfahren“ keine Modifikationen der Querschnittswerte durchgeführt werden. Um eine schubstarre Verbindung zwischen den beiden Gurten gewährleisten zu können, müssen die Verbindungsstäbe jedoch biegesteif und schubstarr ($I=\infty$, $A=\infty$) ausgeführt werden. Erst dadurch wird ein Ebenbleiben des Querschnitts garantiert.

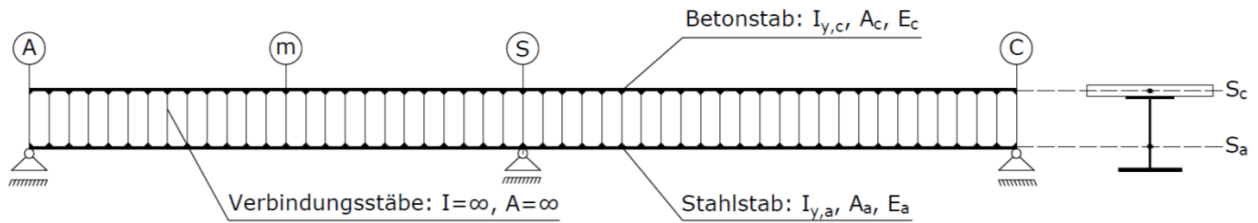


Abbildung 5: statisches System Zweistabmodell

Mit einfachen Mitteln kann gegebenenfalls auch die Rissbildung des Betons (Zustand II) im Innenstützbereich berücksichtigt werden. Dabei übernimmt in diesem Bereich ein der Bewehrung äquivalenter Stahlstab ($E=E_a$) die Übertragung der Zugkräfte. Hierfür muss für diesen Stab ein Querschnitt gefunden werden, welcher annähernd die Querschnittswerte der Bewehrung besitzt.

1.1.2.2 Abstand der Verbindungsstäbe e_v

Die Wahl des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe ist für die Genauigkeit der Ergebnisse von entscheidender Bedeutung. Um die Auswirkungen verifizieren zu können, wurde im Zuge dieser Arbeit eine Vergleichsstudie durchgeführt. In der Diplomarbeit von Birgit Wiesler [3] wurde versucht, die Anzahl der Stäbe möglichst gering zu halten und ein Abstand $e_v = L/10$ (L =Stützweite) bzw. $L/20$ im Bereich $0,2 \cdot L$ beidseits des Innenstützquerschnittes, empfohlen. Jedoch müssen in diesem Fall bei der Spannungsermittlung, zur Erzielung ausreichend genauer Ergebnisse, Korrekturmaßnahmen vorgenommen werden, da eine direkte Spannungsauswertung an den Stellen der Verbindungselemente unter anderem hohe Spannungen aus „Vierendeel-Momenten“ (welche es im realen System nicht gibt) auftreten. Durch die Rechenleistungen moderner Computer können heutzutage ohne großen zeitlichen Mehraufwand auch weitaus engere Abstände gewählt werden (deutliche Erhöhung der Freiheitsgrade). Aus der Vergleichsstudie in Kapitel 5.1 dieser Arbeit kann abgeleitet werden, dass ab einem Verbindungsstababstand e_v von $L/600$ die Ergebnisse fast exakt mit jenen des Einstabmodells übereinstimmen.

1.1.2.3 Art der Lastaufbringung

Die Aufbringung der Lasten am Zweistab-Modell kann im Gegensatz zum Einstab-Modell nun entweder am oberen Betonstab oder unterem Stahlträger erfolgen. Weiters gibt es noch die Möglichkeit, Ersatzkräfte direkt in den Achsen der Verbindungsstäbe aufzubringen. In allen Fällen kommt es je nach Größe des Abstandes e_v im Bereich der Verbindungsstäbe zu mehr oder weniger großen

Sprüngen in den Schnittkraftverläufen. Bei den im Rahmen dieser Diplomarbeit durchgeführten Berechnungen wurde die Last ausschließlich auf dem Stahlstab aufgebracht – dies liefert hinreichend genaue Ergebnisse.

1.1.2.4 Automatische Spannungsermittlung

In modernen Stabwerksprogrammen besteht die Möglichkeit, Spannungsermittlungen, Querschnittsbemessungen oder diverse Nachweise automatisch durchzuführen. Dies ist jedoch für Verbundtragwerke, welche mithilfe des Einstab-Modell berechnet werden, nicht unmittelbar möglich. Beim Zweistab-Modell können nun dadurch, dass alle Schnittkräfte jeweils für Betonstab als auch Stahlträger einzeln vorliegen (entspricht Teilschnittkräften), diese automatischen Berechnungsmöglichkeiten direkt genutzt werden. Somit ist ein allgemeines Stabwerkeprogramm ausreichend.

1.1.2.5 Möglichkeit der Berücksichtigung von Schlupf in der Verbundfuge

Einer der Hauptvorteile der Berechnungsmethode mit dem Zweistab-Modell ist die Möglichkeit, mit relativ geringem rechnerischen Aufwand die Nachgiebigkeit der Verbundfuge zwischen Stahl- und Verbundträger zu berücksichtigen. Hierfür können mehrere Ansätze (Federn, schubnachgiebige Querverbindungsstäbe,...) verwendet werden, die in dieser Arbeit noch im Detail beschrieben und analysiert werden.

1.1.3 Elastische Querschnittsberechnung - Zusammenfassung

Bisher wurden einleitend die Grundlagen der Querschnittsberechnung sowohl am Einzelstab als auch am Modell mit zwei Stäben besprochen. Die Berechnung am „Einstab-Modell“, mithilfe des n-Ziffern-Verfahrens, eignet sich vor allem für die Handrechnung, da sich hier der Berechnungsaufwand in Grenzen hält und die Spannungen einfach zu ermitteln sind. Als Nachteil kann genannt werden, dass die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge nicht explizit berücksichtigt werden kann. Da in der Praxis meist Computerprogramme zum Einsatz kommen, können die Vorteile des Zweistabmodells in Hinblick auf eine automatische Spannungsberechnung und Nachweisführung, sowie der Berücksichtigung einer eventuellen Nachgiebigkeit in der Verbundfuge, genutzt werden.

1.2 Ziele dieser Arbeit

Der Eurocode EN 1994-2, der die Berechnung von Verbundträgern im Brückenbau regelt, erlaubt es, Einflüsse aus dem Verformungsverhalten der Verbundfuge, wie Schlupf und Abheben, bei der Schnittgrößenermittlung und anschließenden Spannungsberechnung zu vernachlässigen, wenn die Verdübelung nach diesem Teil des Eurocodes ausgeführt wird [4]. Dabei liegt eine sogenannte vollständige Verdübelung vor. Im Rahmen dieser Diplomarbeit soll jedoch der Einfluss der nachgiebigen Verdübelung auf die Schnittkräfte, Spannungen sowie Verformungen quantifiziert werden und eine Aussage darüber getroffen werden, ob sich eine nachgiebige Berechnung für den Anwender in der Praxis lohnt. Darüberhinaus soll überprüft werden, ob dies – wie im Eurocode vereinfacht festgelegt – vernachlässigbar ist. Dabei werden stellvertretend zweifeldrige Balkenbrücken mit offenem Querschnitt mit variierenden Spannweiten analysiert. Auch verschiedene Arten zur Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit und Auslegung der Dübelanzahl werden untersucht.

Kapitel 2: Untersuchte Tragsysteme

In dieser Diplomarbeit wurden sowohl die Tragsysteme als auch Querschnitte aus der Diplomarbeit von Margit Berger [7] übernommen, um eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Nachfolgend werden diese kurz vorgestellt.

2.1 Statisches System

Als statisches System werden drei Modelle mit Spannweiten von 30, 60 und 90m definiert. Diese sind jeweils Durchlaufträger mit zwei Feldern gleicher Länge, welche starr gelagert sind (siehe Abbildung 6). Die Brückenlängsachse weist keine Krümmung auf, wodurch das System zwängungsfrei gelagert ist. Die Positionierung der Auflager beim Zweistab-Modell erfolgt, wie in der Realität, am Stahlträgerquerschnitt. Das rechte Auflager C ist sowohl in x- als auch z- Richtung unverschieblich, die Auflager A und S sind in x- Richtung (Brückenlängsrichtung) verschieblich und z-Richtung unverschieblich gelagert. Für die Ermittlung der Spannungen wurden die Querschnitte „m“ in Feldmitte und „S“ an der Innenstütze festgelegt.

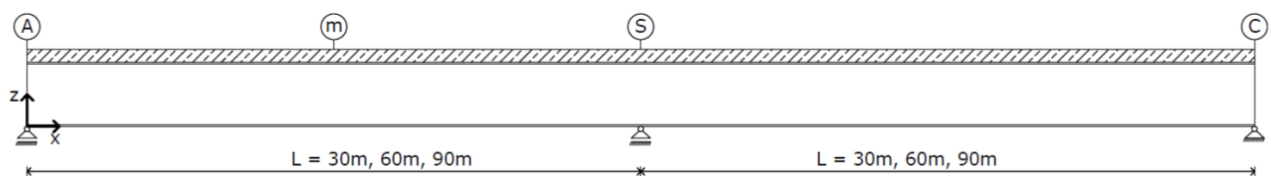


Abbildung 6: Brückentragssystem Längsrichtung

2.2 Brückenquerschnitt

Die Abmessungen des Brückenquerschnitts entsprechen in etwa jenen, die bei typischen Bundesstraßen eingesetzt werden (Querschnittstyp A: Bundesstraße). Der Querschnitt besteht aus zwei Hauptträgern mit einer Trägerhöhe von etwa $L/20$. Die Breite und Höhe der obenliegenden Betonplatte beträgt, unabhängig von der Spannweite, $b=10\text{m}$ bzw. $h=30\text{cm}$ (siehe Abbildung 7). Lt. Eurocode EN 1994-2 ist die Schubweichheit breiter Gurte durch eine mittragende Gurtbreite b_{eff} zu berücksichtigen. Diese wirkt sich jedoch nur beim System $L=30\text{m}$ auf die anzusetzende Breite der Betonplatte aus. Die Abmessungen der Hauptträger aus Stahl wurden mittels einer in [7] durchgeführten Vorbemessung – die auch die Basis für [3] war – bestimmt und für diese Arbeit übernommen. Hierfür wurden die

ständigen Lasten infolge Eigengewicht (g_d) und die veränderlichen Lasten infolge Verkehr (q_d bzw. Q_d) ermittelt und ungünstigst auf das System aufgebracht. Die Ausnutzung des Querschnittes infolge Normalspannungen wurde dabei auf $\eta=0,8$ beschränkt, um zusätzliche Spannungen durch Langzeiteffekte wie Kriechen und Schwinden sowie Temperaturschwankungen zu berücksichtigen. Die genauen Querschnittskennwerte für den Verbundquerschnitt sind in Anhang A 4.3 zusammengefasst.

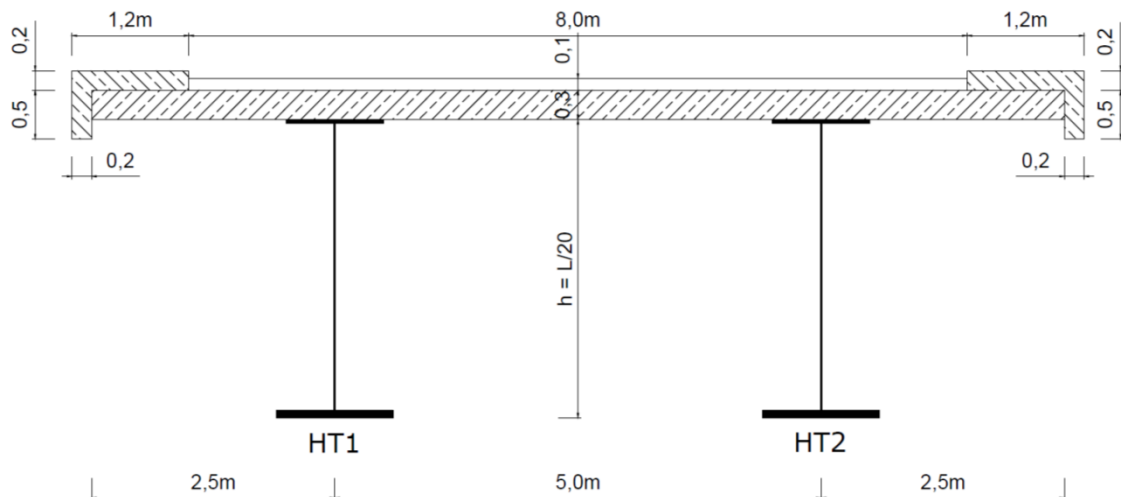


Abbildung 7: schematischer, untersuchter Brückenquerschnitt

Im Bereich des Stützquerschnittes S kann die Betonplatte infolge des negativen Biegemomentes aufreißen. Dadurch ist in diesem Bereich nur mehr eine reduzierte Biegesteifigkeit vorhanden, bei welcher der Anteil der Betonplatte einzig durch jenen der Bewehrung ersetzt wird. Der vorhandene Längsbewehrungsgrad wird mit $\rho_s=1,0\%$ festgelegt, dies entspricht einer Bewehrungsfläche von 300cm^2 über die gesamte Plattenbreite (d.h. 150cm^2 je betrachtetem Hauptträger). Ein Anteil von 50% entfällt dabei jeweils auf die obere bzw. untere Bewehrungslage. Der so genannte Tension-Stiffening-Effekt, also das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen, wird im Zuge dieser Arbeit vernachlässigt.

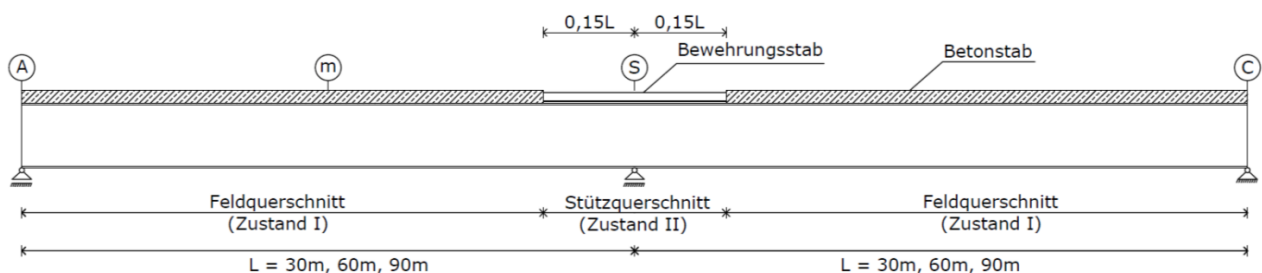


Abbildung 8: Brückentragsysteme Längsrichtung gerissen

Kapitel 3: Theoretische Grundlagen

In diesem Kapitel werden die für diese Arbeit erforderlichen theoretischen Grundlagen zusammengefasst. Diese umfassen vor allem die Grundlagen der Tragwirkung des s.g. Vierendeelträgers in Verbindung mit dem Zweistab-Modell als auch die Spannungsermittlung und die Bestimmung der Schubnachgiebigkeit in der Verbundfuge.

3.1 Das „Zweistab-Modell“ – Vierendeelträger

Wie schon in Kapitel 1.1.2 beschrieben, besteht das Zweistab-Modell aus einem oberliegenden Betonstab und untenliegenden Stahlträgerstab, welche durch vertikal verlaufende Verbindungsstäbe miteinander verbunden werden. In der Baustatik nennt man ein solches Tragsystem Vierendeelträger. Der Unterschied zu einem Fachwerk besteht darin, dass jegliche Diagonalstäbe fehlen und die Stäbe an ihren Enden keine Gelenke sondern biegesteife Verbindungen aufweisen (siehe Abbildung 9). So können nicht nur Normalkräfte sondern auch Querkräfte sowie Momente vom einen zum anderen Stab übertragen werden. Weiters ist ein Vierendeelträger vielfach innerlich statisch unbestimmt, sodass eine händische Berechnung praktisch unmöglich ist.

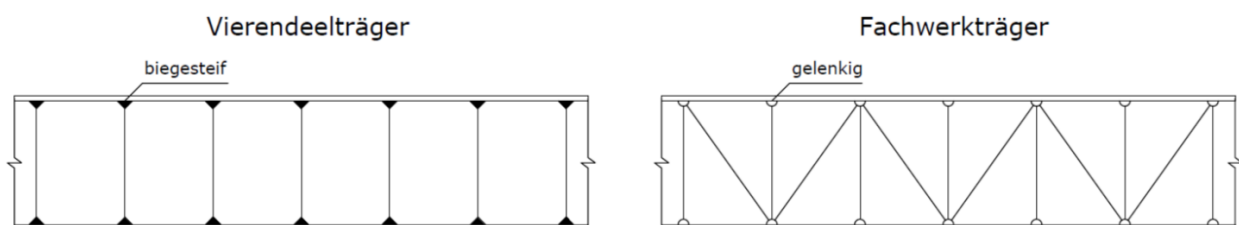


Abbildung 9: Unterschied Vierendeelträger – Fachwerkträger

Der Vorteil durch diese Modellierung des Zweistab-Modells liegt darin, dass durch die Verwendung biegestarrer vertikaler Stäbe hierbei das Ebenbleiben des Querschnitts automatisch erzwungen wird. Eventuelle Relativverschiebungen zwischen den beiden Stabzügen können jedoch durch den Einbau entsprechender Nachgiebigkeiten (im Verbindungsstab selbst oder durch zusätzliche Federn an dessen Ende) berücksichtigt bzw. ermöglicht werden.

3.2 Schnittkraft- und Spannungsermittlung

In diesem Kapitel wird die Ermittlung der Spannungen sowohl am Einstab- als auch am Zweistab-Modell besprochen. Weiters wird auch gezeigt, wie sich die globalen Momente am Zweistab-Modell berechnen lassen, um diese mit den Ergebnissen am Einstab-Modell vergleichen zu können. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Schubkräfte erfolgt in Kapitel 3.3.

3.2.1 Globales Moment am „Einstab-„ und „Zweistab-Modell“

Im Gegensatz zum Einstab-Modell, werden beim Zweistab-Modell keine globalen Momente M_{Glob} (Gesamtmoment am Trägerquerschnitt) berechnet, da die Momente hier für die Einzelstäbe isoliert vorliegen. Um die Momente beider Modelle trotzdem miteinander vergleichen zu können, kann mittels folgender Formel das globale Moment am Zweistab-Modell berechnet werden. Wenn der zu betrachtende Querschnitt genau an einem Verbindungsstab liegt, muss der Mittelwert aus dem links und rechts anliegenden Moment gebildet werden.

$$M_{\text{Glob,Zweistab}} = M_a + M_c + N_a \cdot a$$

mit:

a = Schwerpunktsabstand von Stahlträgerstab und Betonstab

Anm.: $N_a = N_c$

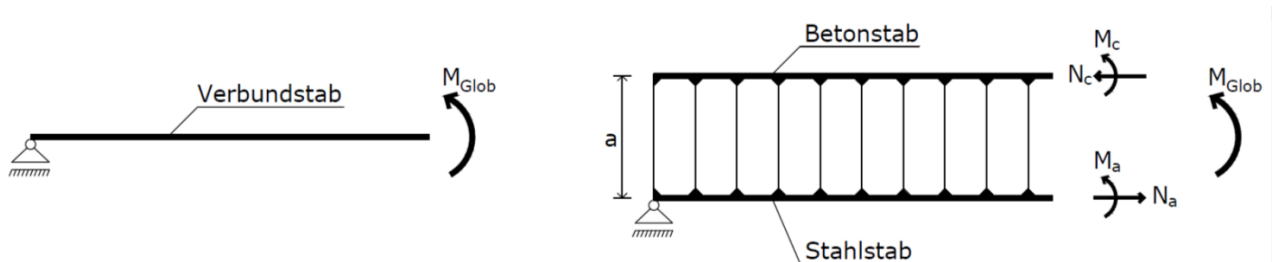


Abbildung 10: Ermittlung des globalen Momentes M_{Glob}

3.2.2 Normalspannungen am „Einstab“- und „Zweistab-Modell“

Für die Ermittlung der Normalspannungen am Einstab-Modell werden das Gesamtmoment M (entspricht M_{Glob} des Zweistab-Modells) sowie die Querschnittswerte I_v und A_v sowie die Schwerpunktsabstände $z_{v,i}$ des Verbundträgers herangezogen. Die Spannungen im Betonquerschnitt werden aufgrund des Steifigkeitsunterschiedes anschließend durch die n -Ziffer (E_a/E_c) dividiert.

Beim Zweistab-Modell erfolgt die Berechnung isoliert für die jeweiligen Teilstäbe mittels der vorhandenen Schnittkräfte M_c und N_c für den Beton- bzw. M_a und N_a für den Stahlstab (siehe Abbildung 11). Da diese in den Punkten, wo Verbindungsstäbe aneinandertreffen, Sprünge aufweisen, muss hier der Mittelwert aus der Schnittkraft rechts und links des Verbindungsstabes gebildet werden. Nur so können korrekte und vergleichbare Ergebnisse erzielt werden. Die Querschnittswerte für die Spannungsermittlung entsprechen jenen der Einzelstäbe (I_c, A_c für die Betonplatte bzw. I_a, A_a für den Stahlträger).

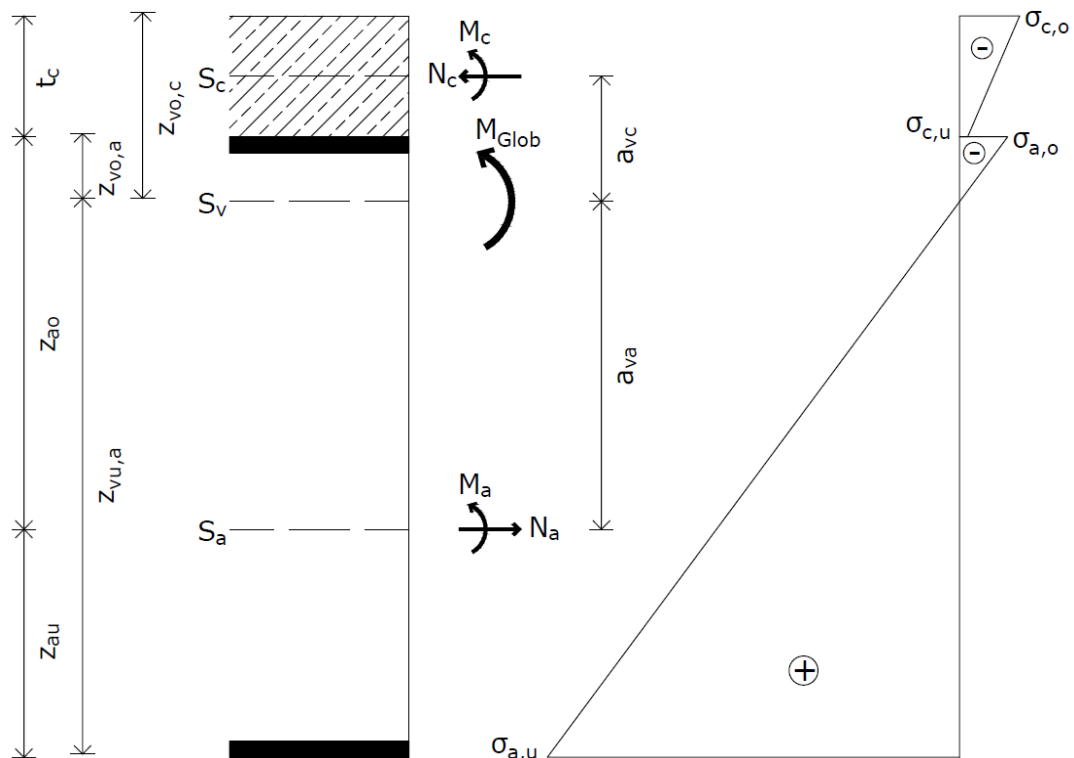


Abbildung 11: Spannungsberechnung am Verbundquerschnitt: Schwerpunktsabstände zur Ermittlung der Normalspannungen

- Ermittlung am Einstab-Modell:

$$\sigma_{c,o} = - \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{Glob}}{I_v} \cdot (z_{vo,c})$$

$$\sigma_{c,u} = - \frac{1}{n} \cdot \frac{M_{Glob}}{I_v} \cdot (z_{vo,a})$$

$$\sigma_{a,o} = - \frac{M_{Glob}}{I_v} \cdot (z_{vo,a})$$

$$\sigma_{a,u} = \frac{M_{Glob}}{I_v} \cdot z_{vu,a}$$

- Ermittlung am Zweistab-Modell:

$$\sigma_{c,o} = \frac{M_c}{I_c} \cdot \left(\frac{t_c}{2}\right) - \frac{N_c}{A_c}$$

$$\sigma_{c,u} = \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{t_c}{2} - \frac{N_c}{A_c}$$

$$\sigma_{a,o} = - \frac{M_a}{I_a} \cdot (z_{a,o}) + \frac{N_a}{A_a}$$

$$\sigma_{a,u} = \frac{M_a}{I_a} \cdot z_{a,u} + \frac{N_a}{A_a}$$

Anm.: N_c ist hier als Absolutwert anzusetzen.

3.3 Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge

Im Allgemeinen wird bei der Berechnung von Tragwerken in Verbundbauweise die Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge bei der Systemberechnung vernachlässigt und somit vereinfachend starrer Verbund angenommen. Dies bedeutet, dass Beton- und Stahlteil voll zusammenwirken und kein Schlupf zwischen diesen beiden Tragwerksteilen vorhanden ist. Nach dem Eurocode 1994-2 ist für die Berechnung von Verbundträgern im Brückenbau solch eine Vorgehensweise erlaubt, da davon ausgegangen wird, dass die Auswirkungen auf die Schnittkräfte und Spannungen von untergeordneter Bedeutung sind. In der baupraktischen Umsetzung würde dies jedoch bedeuten, dass Verbundmittel mit unendlicher Steifigkeit und sehr hoher Tragfähigkeit angeordnet werden müssen, um dieser Annahme genau genommen gerecht zu werden. In Wirklichkeit tritt jedoch immer nachgiebiger Verbund auf, was bedeutet, dass eine „Schlupfverformung“ bzw. Relativverschiebung in der Verbundfuge auftritt was zu einem Dehnungssprung zwischen Beton- und Stahlgurt führt. Deren Größe ist jedoch auch davon abhängig, welche Verbundmittel für die Übertragung der Schubkräfte eingesetzt werden [8].

3.3.1 Arten von Verbundmittel

Durch eine ausreichende Anzahl an angeordneten Verbundmitteln soll die Kraftübertragung zwischen Betonplatte und Stahlträger sichergestellt werden. Unterschieden wird dabei einerseits zwischen starren oder nachgiebigen Verbundmitteln, andererseits zwischen duktilen Verbundmitteln und Verbundmitteln ohne ausreichender Duktilität. Bei ersterer Unterscheidung kann festgehalten werden, dass hierbei das Verformungsverhalten vor Erreichen der Tragfähigkeit beschrieben wird. Grundsätzlich sind alle in der Baupraxis anzutreffenden Verbundmittel nachgiebig, einzige Ausnahme ist dabei die s.g. Zahnleiste. Im Gegensatz dazu basiert die zweite Unterscheidung auf dem Verformungsverhalten nach Erreichen der Tragfähigkeit. Bei duktilen Verbundmitteln kommt es vor allem nach dem Erreichen der Tragfähigkeit zu einer weiteren, deutlichen Verformungszunahme, ohne dass dabei die einwirkende Kraft deutlich nachlässt. Dies ist ganz wesentlich für eine Umlagerung der Schubkräfte hin zu wenig ausgelasteten Verbundmitteln. Durch die großen, sichtbaren Verformungen kündigt sich der Bruch in diesem Fall vorher an und ist somit duktil. Als duktil gelten jene Verbindungsmittel, die beim Abfall auf ihren charakteristischen Wert der Tragfähigkeit eine Schlupfverformung von mindestens 6 mm erreichen (siehe

Abbildung 12). Beispiele für solche Verbundmittel sind Kopfbolzendübel, Dübelleisten oder Schenkeldübel. Bei Verbundmitteln ohne ausreichender Duktilität, wie z.B. Blockdübel, können dagegen keine großen Schlupfverformungen festgestellt werden. Nach dem Erreichen der maximalen Tragfähigkeit tritt dabei ein sprödes Versagen ein. Daher müssen diese Dübel rein elastisch ohne Umlagerung bemessen werden. Das eben beschriebene Verformungsverhalten verschiedener Verbundmittelarten soll durch Abbildung 12 veranschaulicht werden [8].

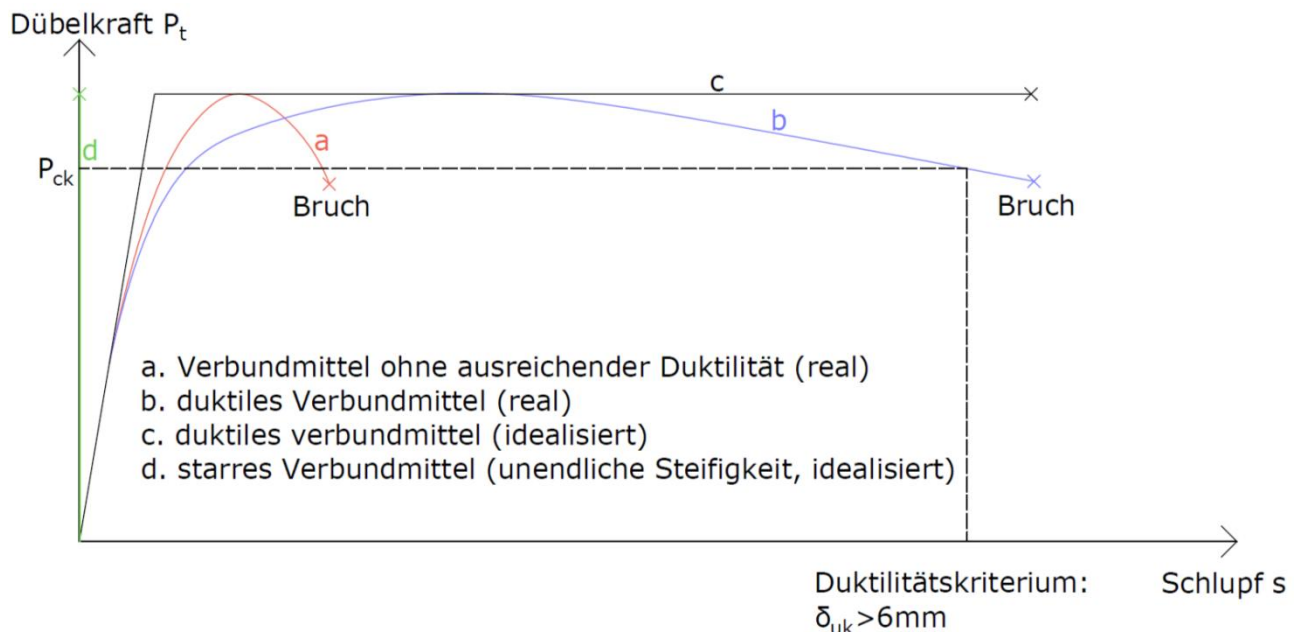


Abbildung 12: Verformungsverhalten von Verbundmitteln [8]

Da in dieser Arbeit für die Modellierung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge ausschließlich Kopfbolzendübel vorausgesetzt werden, wird nun in weiterer Folge auf diese Art der Verbundmittel näher eingegangen.

3.3.2 Kopfbolzendübel

Kopfbolzendübel sind heutzutage das weit verbreitetste Verbundmittel im Brücken- sowie Hochbau, welche in der Baupraxis eingesetzt werden. Sie zeichnen sich vor allem durch ihre guten mechanischen Eigenschaften, wie der hohen Steifigkeit im Gebrauchslastbereich, der hohen Tragfähigkeit sowie der wirtschaftlichen und schnellen Montage aus [8].

3.3.2.1 Geometrie

Um die Geometrie eines Kopfbolzendübels zu charakterisieren, wird dieser in drei Bereiche eingeteilt: Dübelkopf, Dübelfuß und Schweißwulst [8]. Die Geometrie eines Kopfbolzendübels ist im Eurocode 1994-1-1 für den Hochbau bzw. Eurocode 1994-2

für den Brückenbau geregelt, wobei zwischen diesen beiden Regelungen keine Unterschiede auszumachen sind. Die prinzipiellen Abmessungen eines Kopfbolzendübels zeigt Abbildung 13.

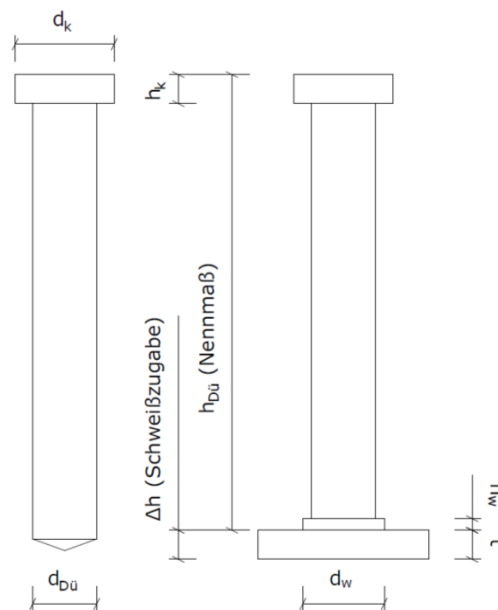


Abbildung 13: Geometrieabmessungen eines Kopfbolzendübels [8]

Folgende Mindestabmessungen für Kopfbolzendübel müssen lt. Eurocode 1994-1 eingehalten werden, um eine wirksame Rückverankerung in der Betonplatte zu gewährleisten:

- Durchmesser des Dübelkopfes:
 $d_k \geq 1,5 d_{Dü}$
- Höhe des Dübelkopfes:
 $h_k \geq 0,4 d_{Dü}$
- Gesamtlänge des Dübels:
 $h_{Dü} \geq 3 d_{Dü}$

Der Schaftdurchmesser des Dübels liegt im Verbundbau im Allgemeinen zwischen 16 und 25 mm, im Brückenbau selbst zwischen 19 und 25 mm. Für die Länge der Dübel werden Werte zwischen 75 und 250 mm eingesetzt, welche dessen Duktilität maßgeblich beeinflusst [8].

3.3.2.2 Mindest- und Maximalabstände

Für die Auslegung der Anzahl an Verbindungsmittel sind lt. Eurocode 1994-2 folgende Mindest- sowie Maximalabstände festgelegt.

- Mindest-Achsabstand in Krafrichtung: $e_{\text{längs}} \geq 5 d_{\text{Dü}}$
- Mindest-Achsabstand quer zur Krafrichtung: $e_{\text{quer}} \geq 2,5 d_{\text{Dü}}$ (in Vollbetonplatten)
- Maximal-Achsabstand in Krafrichtung: $e_{\text{längs}} \leq 4 t_{\text{Platte}}$ und 800mm

3.3.2.3 Tragfähigkeit

Das Tragverhalten von Kopfbolzendübeln basiert auf einer Interaktion zwischen dem Dübel selbst sowie dem umgebenden Beton und ist mit mechanischen Berechnungsmodellen nur sehr schwer zu beschreiben. Deshalb wird die Tragfähigkeit meist mithilfe s.g. Push-out-Versuche experimentell ermittelt. Die Regelungen zur Berechnung der Tragfähigkeit nach Eurocode 1994 basieren dabei auf den Ergebnissen solcher empirischer Untersuchungen. Die folgenden, lt. Eurocode 1994-1-1, angegebenen Formeln für die Tragfähigkeit gelten für Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten, welche mittels Bolzenschweißverfahren mit Hubzündung aufgeschweißt werden. Hinsichtlich der Tragfähigkeit gilt der Mindestwert aus:

$$P_{\text{Rd}} = 0,29 \cdot d^2 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_{\text{ck}} \cdot E_{\text{cm}}} \cdot \frac{1}{\gamma_{\text{v}}} \quad \text{Gl. (1)}$$

$$P_{\text{Rd}} = 0,8 \cdot f_{\text{uk}} \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_{\text{v}}} \quad \text{Gl. (2)}$$

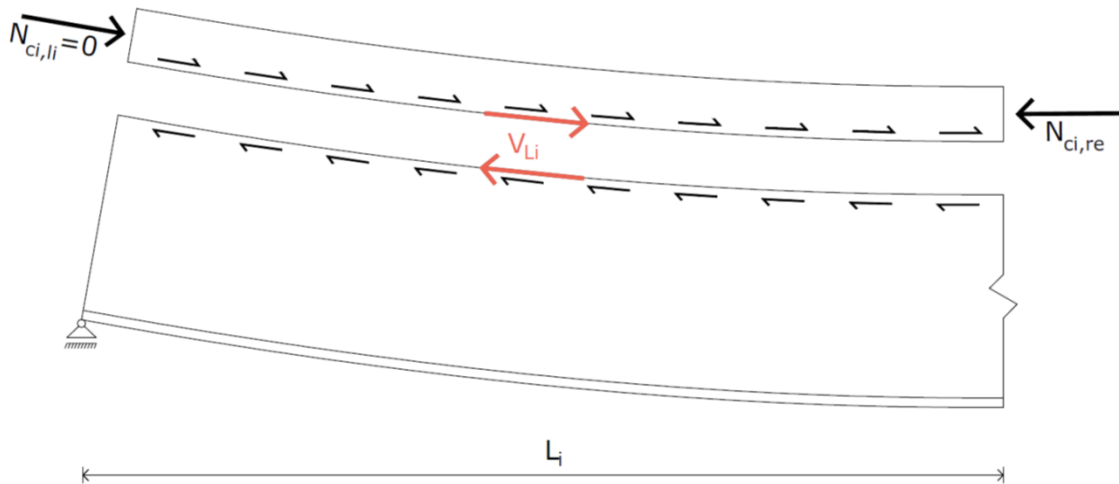
mit:

- d = Schaftdurchmesser des Dübels mit $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$
- h = Dübelhöhe mit $h/d \geq 3$
- f_{uk} = charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Bolzenmaterials $\leq 500\text{N/mm}^2$
- f_{ck} = charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des umgebenden Betons
- E_{cm} = Elastizitätsmodul des umgebenden Betons
- α = Faktor zur Erfassung des Einflusses der Dübelhöhe
$$\alpha = 0,2 \cdot \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] \quad \text{für } 3 < \frac{h}{d} < 4 \quad \text{oder } \alpha = 1,0 \quad \text{für } \frac{h}{d} \geq$$
- $\gamma_{\text{v}} = 1,25$, Teilsicherheitsbeiwert

Die erste Formel (1) beschreibt jene Tragfähigkeit, welche vor allem durch die Kennwerte des Betons wie die charakteristische Druckfestigkeit und E-Modul sowie auch vom Dübeldurchmesser beeinflusst wird. Diese ist meist dann maßgebend, wenn Betone mit geringen Festigkeiten zur Anwendung kommen. Die Tragfähigkeit nach zweiterer Formel (2) wird durch die Bolzentragfähigkeit selbst bestimmt, da ab einer gewissen Betongüte der Einfluss der Druckfestigkeit des Betons sowie dessen E-Modul in den Hintergrund rückt und der Bolzen seine volle Tragfähigkeit entfalten kann. Für Rechenwerte der Kopfbolzentragfähigkeit bei Verbunddecken in Verbindung mit Profilblechen gibt es weitere, zusätzlich zu berücksichtigende Faktoren, auf welche im Rahmen dieser Diplomarbeit nicht näher eingegangen wird [2].

3.3.3 Ermittlung der Dübelanzahl bei elastischer Bemessung und vollständiger Verdübelung

Damit ein Verbundträger seine volle Tragfähigkeit entwickeln kann, müssen Betongurt und Stahlträger mit einer ausreichenden Anzahl an Dübeln miteinander verbunden werden. Da duktile Verbindungsmittel, wie auch Kopfbolzendübel, in der Lage sind, die Schubkräfte in einem gewissen Maß umzulagern, wird der Träger dabei in einzelne Bereiche unterteilt, in denen eine äquidistante Verteilung erfolgt. Maßgebend für die Berechnung der Dübelanzahl ist dabei die maximale in diesen Bereich auftretende Längsschubkraft V_{Li} , welche über die Dübel übertragen werden muss (siehe Abbildung 14). Die Längsschubkraft wird dabei entweder aus der Differenz der Normalkräfte im Betongurt oder der Summe der einzelnen Querkkräfte in den Verbindungsstäben über die Länge der einzelnen Bereiche L_i ermittelt. Der Verlauf des Schubflusses ist dabei affin zum Querkraftverlauf, so der Trägerquerschnitt konstant ist. [2] Falls die Rissbildung im Innenstützbereich berücksichtigt wird, ist darauf zu achten, dass lt. Eurocode 1994-2 die maximalen Längsschubkräfte V_{Li} auch in diesem Fall vereinfacht am ungerissenen System zu ermitteln sind. Somit macht es für die Auslegung der Dübelanzahl keinen Unterschied, ob die endgültige Systemberechnung im Zustand I (ungerissen) oder Zustand II (gerissen) erfolgt [4].

Abbildung 14: Längsschubkraft $V_{Li} = N_{ci,li} - N_{ci,re}$ in der Verbundfuge im Bereich i (schematisch) [2]

Im Brückenbau ist immer eine vollständige Verdübelung zu gewährleisten, was bedeutet, dass in jedem Bereich mindestens genau so viele Dübel vorhanden sein müssen, dass sie die vorhandene Längsschubkraft V_{Li} aufnehmen können.

3.3.3.1 Vereinfachte Ermittlung im Hochbau

Im Hochbau erfolgt die Aufteilung in Bereiche durch s.g. kritische Schnitte, in welchen eine äquidistante Verbundmittelaufteilung erfolgt. Kritische Schnitte sind beispielsweise Stellen extremer Biegemomente und Querkräfte, Auflagerpunkte, Angriffspunkte großer Einzellasten oder Querschnittsabstufungen. Durch die äquidistante Aufteilung der Dübel über einen Bereich wird somit angenommen, dass sich die Schubkräfte über die Länge sehr gut ausgleichen und somit umlagern können. Dies setzt immer duktile Verbundmittel voraus. Mithilfe der nachfolgenden Formel (3) kann bei elastischer Bemessung die Längsschubkraft V_{Li} für einen Bereich zwischen kritischen Schnitten ermittelt werden zu:

$$V_{Li} = \frac{\left(\frac{V_{i,li} + V_{i,re}}{2}\right) \cdot L_i \cdot S_{y,c}}{I_{y,v}} \quad [\text{kN}] \quad \text{Gl. (3)}$$

mit:

- $V_{i,li/re}$ = Querkraft links bzw. rechts des betrachteten Bereiches i
- L_i = Länge des Bereiches i
- $S_{y,c}$ = statisches Moment des Betonteiles des Verbundquerschnittes

$$S_{y,c} = \frac{A_c \cdot a_{v,c}}{n} \quad [\text{cm}^3]$$

mit:

- A_c = Querschnittsfläche des Betonquerschnittes
- $a_{v,c}$ = Abstand zwischen den Schwerpunkten des Verbundträgers und des Betonquerschnittes (siehe Abbildung 11)
- n = n-Ziffer
- $I_{y,v}$ = Trägheitsmoment des Verbundträgers

Die Formel (3) zeigt, dass die resultierende Längsschubkraft V_{Li} direkt aus der „Querkraftfläche“ $[A_{v,i} = ((V_{i,li} + V_{i,re})/2) \cdot L_i]$ multipliziert mit einem konstanten Faktor $(S_{y,c}/I_{y,v})$ berechnet werden kann. Die „Querkraftfläche“ $A_{v,i}$ ist dabei jene zwischen zwei kritischen Schnitten. In Abbildung 15 ist dies schematisch dargestellt.

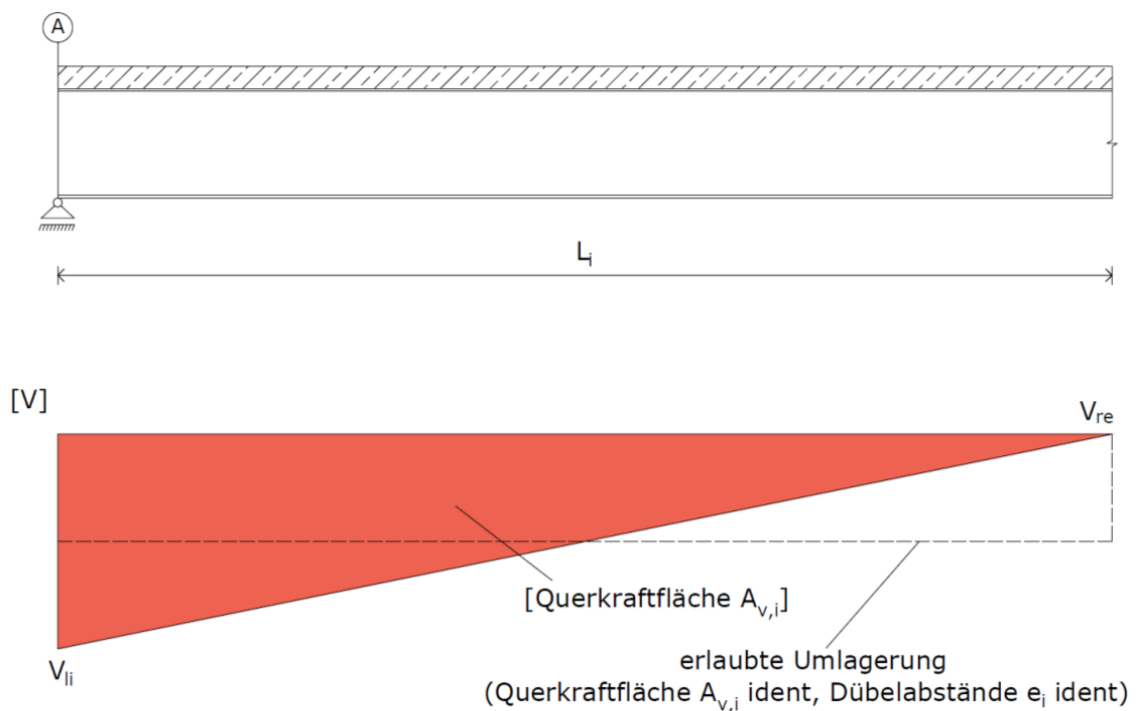


Abbildung 15: Querkraftfläche zwischen kritischen Schnitten im Hochbau (schematisch) [2]

Bei der Berechnung mithilfe des Zweistab-Modells kann die Ermittlung von V_{Li} entfallen, da hier die Längsschubkraft entweder direkt als Differenz der Normalkräfte N_c im Betonstab oder als Summe der Querkräfte in den Verbindungsstäben des betrachteten Bereichs i V_V über die Länge direkt ausgelesen werden kann.

$$V_{Li} = N_{c_i,li} - N_{c_i,re} = \sum_{re}^{li} V_V \text{ [kN]}$$

Die erforderliche Dübelanzahl für einen Abschnitt i ergibt sich nun aus der Division der Längsschubkraft $V_{L,i}$ durch die Tragfähigkeit eines Kopfbolzendübels P_{Rd} aus Kapitel 3.3.2.3 [2]:

$$n_{\text{erf},i} = \frac{V_{L,i}}{P_{Rd}} \quad [\text{Stk}] \quad \text{Glg (4)}$$

3.3.3.2 Ermittlung der Dübelanzahl im Brückenbau

Im Brückenbau ist im Vergleich zum Hochbau eine Aufteilung in kürzere Bereiche erforderlich. Die resultierende Längsschubkraft kann dabei aber nicht mehr einfach über die Summe des Schubflusses über die betrachtete Länge erfolgen, da lt. Eurocode 1994-2 in jedem Punkt sichergestellt werden muss, dass der Bemessungswert der einwirkenden Längsschubkraft die Längsschubkrafttragfähigkeit um nicht mehr als 10% überschreitet. Dies bedeutet, dass im Gegensatz zum Hochbau keine großen Umlagerungen der Schubkräfte mehr erlaubt sind. Folgende Formel (5) zeigt die Berechnung der Längsschubkraft $V_{L,i}$ im Brückenbau für das Einstab- als auch Zweistab-Modell:

$$V_{L,i} = \frac{0,9 \cdot V_{i,\text{max}} \cdot L_i \cdot S_{y,c}}{I_{y,v}} \quad [\text{kN}] \quad \text{Gl. (5)}$$

mit:

- $V_{i,\text{max}}$ = maximale Querkraft in Bereich i
- L_i = Bereichslänge, hier feinere Unterteilung zwischen kritischen Schnitten

Als Bereichslänge L_i wurde für die späteren Ergebnisvergleiche im Rahmen dieser Diplomarbeit ein Wert von $L/5$, wobei L die Spannweite eines Feldes darstellt, gewählt. Der Faktor 0,9 beschreibt dabei ein erlaubtes „Einschneiden“ (d.h. eine Abminderung bei der Bemessung) von 10% des theoretischen elastischen Längsschubflusses $V \cdot S_{y,c} / I_{y,v}$. Jedoch muss sichergestellt werden, dass die dabei errechnete Längsschubkraft größer ist als die aufzunehmende Längsschubkraft (Berechnung über den trapezförmigen, wahren Schubflussverlauf in diesem Bereich). Dieser Umstand soll durch Abbildung 16 verdeutlicht werden.

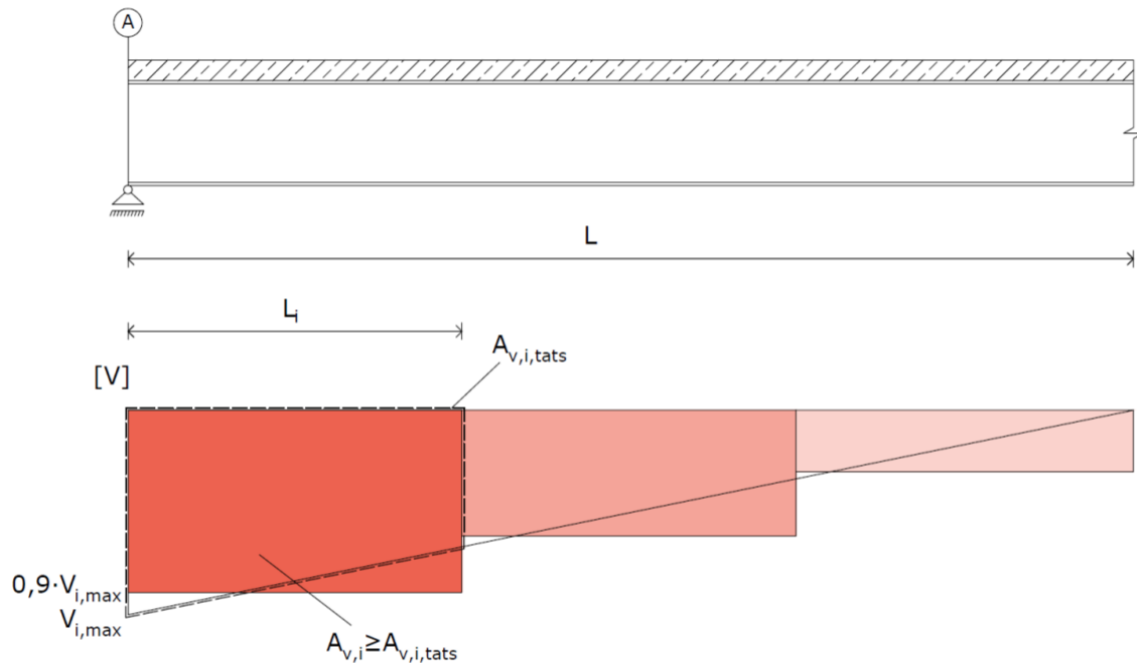


Abbildung 16: Querkraftfläche zwischen kritischen Schnitten im Brückenbau (schematisch) [2]

Am Zweistab-Modell kann die Ermittlung der Längsschubkraft alternativ zu Gl. (5) auch derart erfolgen, dass die in einem Bereich i auftretende maximale Querkraft im Verbindungsstab $V_{v,max}$ durch die Division mit dem Verbindungsstababstand e_v in eine gleichwertige Schubkraft (in kN/cm oder kN/m) umgerechnet und anschließend mit der Bereichslänge L_i multipliziert wird.

$$V_{L,i} = \frac{0,9 \cdot V_{v,max}}{e_v} \cdot L_i \quad [\text{kN}]$$

3.3.4 Steifigkeit der Verbundfuge

Durch die Ermittlung der für die einzelnen Bereiche erforderlichen Anzahl an Verbindungsmitteln aus Kapitel 3.3.3 ist es nun möglich, die Federsteifigkeit der Verbundfuge zu bestimmen. Dafür ist es jedoch erforderlich, Werte für die Steifigkeit eines einzelnen Verbundmittels zu kennen bzw. zu ermitteln, da diese die Basis für die Steifigkeit der Verbundfuge darstellen.

3.3.4.1 Federsteifigkeit eines einzelnen Kopfbolzendübels

Die Steifigkeit S eines Dübels wird vor allem durch sein Verformungsverhalten beeinflusst. Sie hängt jedoch auch davon ab, ob es sich um randnahe oder randferne Dübel handelt und ob die Dübel in Vollbetongurten oder in Betongurten mit Profilblechen eingebaut werden. Da im Zuge dieser Arbeit nur die Schubnachgiebigkeit bei Brückentragwerken behandelt wird, werden in weiterer

Folge nur randferne Dübel in Vollbetonplatten besprochen. Um das Verformungsverhalten eines Kopfbolzendübels beschreiben zu können, sind in der Literatur s.g. Dübelkennlinien angegeben, welche die Dübelkraft P als Funktion der maximalen Dübeltragfähigkeit P_t und der Schlupfverformung s beschreiben (Abbildung 17). Die in der Abbildung dargestellten Kennlinien sind dabei normiert und beziehen sich auf das Verhältnis P/P_t . Bis zu einem Lastniveau P/P_t von ca. 50-70% zeigen alle Verläufe ein annähernd lineares und steifes Verhalten. Nach dem Erreichen der maximalen Tragfähigkeit steigt, bei gleichzeitigem Abfall der aufnehmbaren Dübelkraft, nur mehr der Schlupf an, sodass die Steifigkeit deutlich abnimmt. [8]

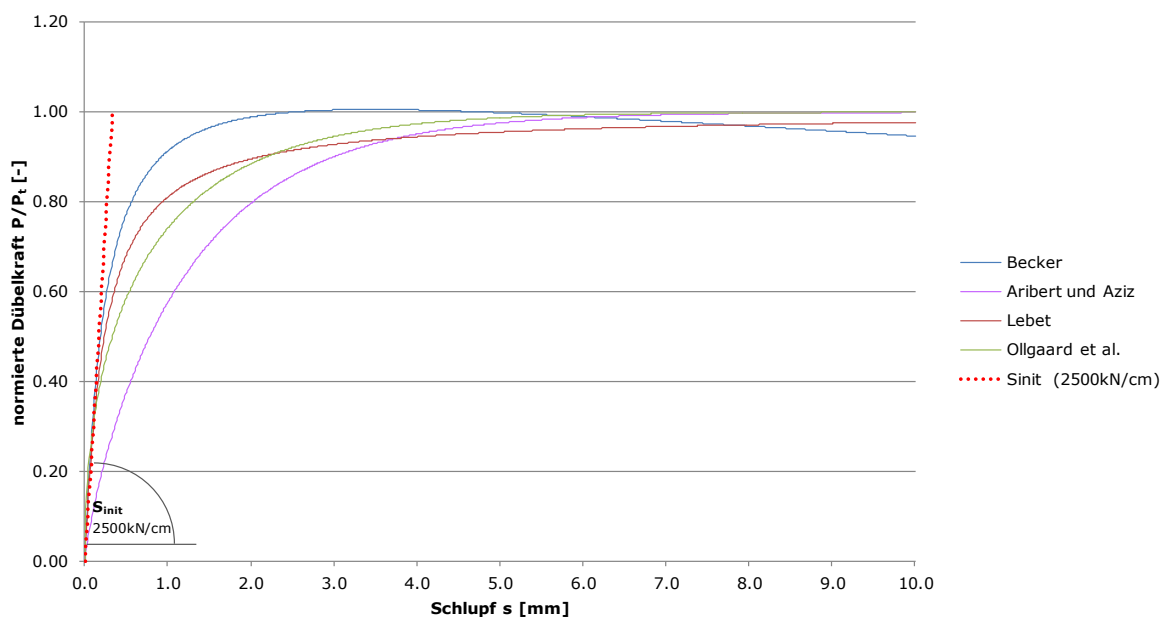


Abbildung 17: Dübelkennlinien randferner Kopfbolzendübel in Vollbetonplatten [8]

- *Becker:*

$$P = P_t \cdot \frac{12 \cdot \left(\frac{s}{s_t}\right) - \left(\frac{s}{s_t}\right)^{1,6}}{1 + 10 \cdot \left(\frac{s}{s_t}\right)}$$

mit:

$$s_t = 2,5 \text{ mm}$$

(mittlerer Schlupf bei Traglast)

- *Aribert und Aziz:*

$$P = P_t \cdot (1 - e^{-0,7 \cdot s})^{0,8}$$

- *Lebet:*

$$P = \frac{P_t \cdot 4,3 \cdot s}{(1 + 4,3 \cdot s)}$$

- *Ollgaard et al.:*

$$P = P_t \cdot (1 - e^{-0,709 \cdot s})^{0,44}$$

Mithilfe der vorangegangenen Ansätze zur Beschreibung der Dübelkennlinie kann für jede Schlupfverformung s die zugehörige Dübelkraft P ermittelt werden. Die grafische Darstellung zeigt Abbildung 17.

Die Berechnung der Steifigkeit S erfolgt durch die Division der vorhandenen Dübelkraft P mit dem zugehörigen Schlupf s , wie auch in Abbildung 17 dargestellt. Durch den nichtlinearen Verlauf der Dübelkennlinien werden zwei Arten von Steifigkeiten unterschieden:

- S_{init} : Tangenten- bzw. Anfangssteifigkeit eines Dübels
- S_{sek} : Sekanten- bzw. Endsteifigkeit eines Dübels

Die Steifigkeit S_{init} besitzt ein Dübel zu jenem Zeitpunkt, an dem die einwirkende Kraft noch eher gering ist und die Tragfähigkeit noch nicht voll ausgenutzt wird wie beispielsweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS). S_{init} ist dabei um ein vielfaches höher als die Sekantensteifigkeit S_{sek} , welche bei Einwirkungen, die eine hohe Ausnutzung des Dübels bewirken, angesetzt wird.

Für Systemberechnungen, in welchen die Dübelnachgiebigkeit berücksichtigt werden soll, stehen vereinfachte, in der Regel lineare, Dübelkennlinien zur Verfügung, um mittels Federsteifigkeiten das Dübelverhalten relativ einfach in das Modell integrieren zu können. Dabei wird die Vereinfachung getroffen, dass die Dübelsteifigkeit bis zum Erreichen der maximalen Tragfähigkeit linear ansteigt und darüber hinaus bei gleichbleibender Dübelkraft nur mehr die Schlupfverformung zunimmt (Abbildung 18). Zum Vergleich sind die in Abbildung 18 empfohlenen vereinfachten Steifigkeitsverläufe auch in Abbildung 17 eingetragen.



Abbildung 18: vereinfachte Dübelkennlinie für die Bemessung [8]

Im Zuge dieser Diplomarbeit werden für die Ermittlung der Auswirkungen der Schubnachgiebigkeit sowohl eine vereinfachte Dübelkennlinie, bei welcher die Federsteifigkeit durch den linearen Zusammenhang zwischen P und s auf jedem Lastniveau konstant ist, als auch die exakte, nichtlineare Dübelkennlinie nach Becker herangezogen.

Die Steifigkeiten aus der vereinfachten Dübelkennlinie nach Abbildung 18 werden dabei als Initial- bzw. Anfangssteifigkeit S_{init} definiert, da diese mit jener Steifigkeit vergleichbar ist, die die „exakten“ Dübelkennlinien aus Abbildung 17 bei etwa 40% ihrer Tragfähigkeit besitzen. Für die Definition einer Sekanten- bzw. Endsteifigkeit S_{Sek} wurde die Dübelkennlinie nach Becker herangezogen. Dabei wurde jene Steifigkeit als Endsteifigkeit herangezogen, bei welcher der Schlupf s einen Wert von 2mm erreicht (siehe Abbildung 23).

3.3.4.2 Federsteifigkeit der Verbundfuge für die einzelnen Trägerbereiche

Die Federsteifigkeit der Verbundfuge S_i für einen einzelnen Bereich des Trägers setzt sich aus der errechneten Dübelanzahl $n_{\text{erf},i}$ (siehe Kapitel 3.3.3), der Bereichslänge L_i sowie aus der Federsteifigkeit S eines einzelnen Verbindungsmittel (siehe Kapitel 3.3.4.1) zusammen und errechnet sich mittels nachfolgender Formel:

$$S_i = \frac{n_{\text{erf},i} \cdot S}{L_i} \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm} \cdot \text{lfm}} \right] \quad \text{Gl. (6)}$$

mit:

- $n_{\text{erf},i}$ = erforderliche Anzahl an Kopfbolzendübeln im Bereich i
- L_i = Länge des betrachteten Bereichs i
- S = Federsteifigkeit eines einzelnen Kopfbolzendübeln

Dies bedeutet, dass bei identen Verbundmitteln am gesamten Verbundträger die Steifigkeit der Verbundfuge nur dann konstant ist, wenn die Anzahl $n_{\text{Dübel}}$ je Längeneinheit des Trägers konstant ist. Eine höhere Dübelanzahl je Längeneinheit erhöht die Steifigkeit der Verbundfuge in gleichem Maße.

Weiters wird nun beschrieben, wie die Steifigkeit der Verbundfuge S_i und somit die Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge im Zweistab-Modell in RSTAB abgebildet werden kann. Dabei gibt es drei verschiedene Möglichkeiten:

a) Modellierung als lineare Feder:

Bei dieser Art der Modellierung wird die Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge mithilfe von Federn in das Modell integriert. Im vertikalen Verbindungsstab, welcher in RSTAB als „Starrstab“ eingegeben und somit biegestarr, schubstarr als auch dehnstarr ist, muss hierfür auf Höhe der Verbundfuge eine Stabendfeder eingefügt werden. Durch solch ein Federelement können Schnittkräfte, die vom einen auf den anderen Stab übertragen werden sollen, durch die Eingabe von Federkonstanten beschränkt werden. Dabei können sowohl Normal- und Querkraftfedern, als auch Drehfedern, definiert werden. Für die Modellierung der Schubnachgiebigkeit wird dabei eine „Querkraftfeder“ in die lokale z -Richtung angesetzt. Für die Eingabe der korrekten Federsteifigkeit C_{VS} für einen Verbindungsstab, muss das Ergebnis von S_i , welches sich auf einen Laufmeter bezieht, noch mit dem Abstand der Verbindungsstäbe e_v im Stabmodell multipliziert werden. In Abbildung 19 ist die Modellierung des Federelementes schematisch dargestellt.

$$C_{VS} = S_i \cdot e_v \quad \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}} \right] \quad \text{Gl. (7)}$$

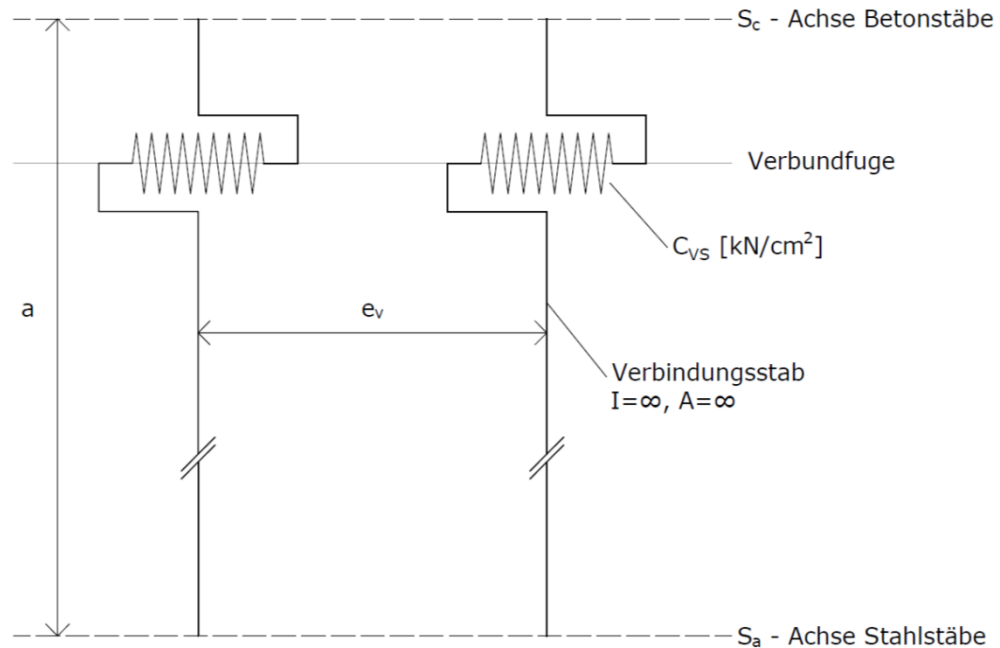


Abbildung 19: schematische Darstellung des Stabendgelenkes im Verbindungsstab

Zweckmäßigerweise wird dieses Federelement am oberen Rand der Verbindungsstäbe, am Anschluss zum Betonstab, angeordnet.

b) Modellierung als nichtlineare Feder:

Die Vorgehensweise beim Einsatz nichtlinearer Federn gleicht jener aus a), einzig die Berechnung der Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab ändert sich, da die genaue Kennlinie der Feder eingegeben werden muss. Dafür wurde in dieser Diplomarbeit die Dübelkennlinie nach Becker herangezogen. In RSTAB kann diese Kennlinie als „Nichtlinearität mittels Diagramm“ eingegeben werden. Hierfür wurde die Kraft-Verformungs-Beziehung für 20 verschiedene Punkte mit der Formel nach Becker errechnet. Die Dübelkennlinie bezieht sich jedoch auf ein einziges Verbindungsmittel, wodurch die zum Schlupf s zugehörige Kraft P skaliert werden muss. Dies geschieht, indem – sinngemäß zu a) bei linearer Feder – die Anzahl der Dübel pro Verbindungsstab $n_{\text{erf,VS}}$ errechnet und danach die Kraft P mit $n_{\text{erf,VS}}$ multipliziert wird. So kann für jeden Bereich die nichtlineare Federsteifigkeit ermittelt und eingegeben werden. Da die Schubkräfte sowohl in die positive als auch negative, lokale z -Richtung des Verbindungsstabes wirken können, ist die Feder in beide Richtungen symmetrisch anzusetzen. Abbildung 20 zeigt beispielhaft eine Eingabe der Federkennlinie in RSTAB.

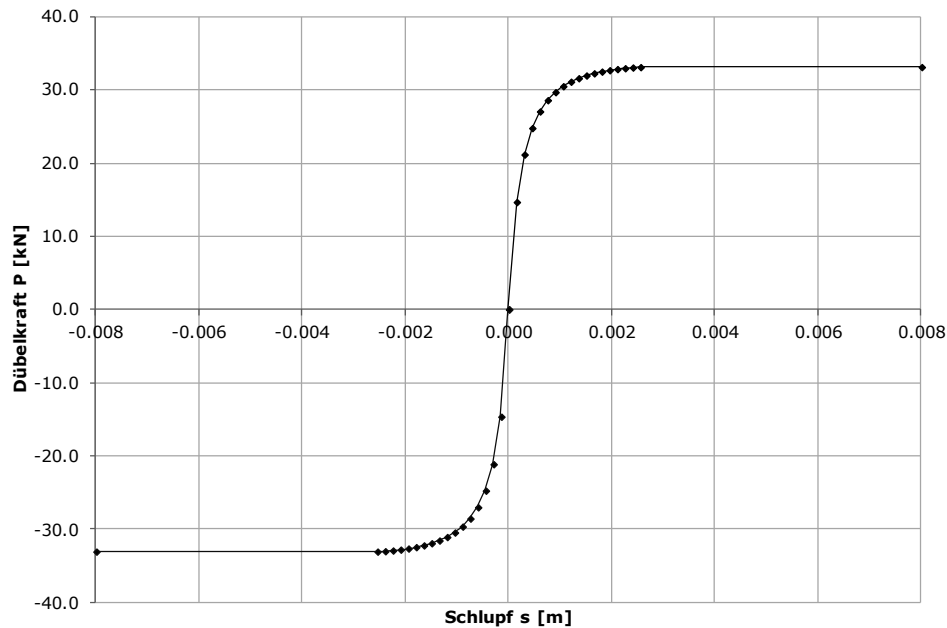


Abbildung 20: Kennlinie der nichtlinearen Feder für Eingabe in RSTAB - beispielhaft für:
Modell mit L=60m, KD ϕ 19, Stabendfeder mit 0,41 Dübel/Verbindungsstab

c) Modellierung als schubweicher Stab:

Diese Modellierung kann nur eine lineare Dübelloch-Kennlinie beschreiben. Die Modellierung der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge erfolgt im Fall des schubweichen Stabes so, dass die in Punkt a) errechnete Federsteifigkeit C_{VS} für einen einzelnen Verbindungsstab in eine äquivalente Schubfläche umgerechnet wird. Die Querschnittswerte sind ident mit jenen aus Punkt a) ($I_y = \infty$, $A = \infty$), die Schubfläche A_v nimmt jedoch einen endlichen Wert an. Dadurch kann der Stab keine Biegeverformung als auch keine Längenänderung erfahren, einzig eine Verformung in Richtung der Querkraft wird zugelassen. Die Schubfläche A_v lässt sich, da von einer konstanten Querkraft im Verbindungsstab ausgegangen werden kann, wie folgt berechnen:

$$A_v = \frac{V_{\text{Ref}} \cdot L_{VS}}{G_a \cdot u_v} \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Gl. (8)}$$

mit:

- V_{Ref} = Referenzquerkraft, Annahme eines beliebigen Wertes
- L_{VS} = Länge des Verbindungsstabes
- G_a = Schubmodul von Stahl ($G_a = \text{konst.} = 8077 \text{ kN/cm}^2$)
- u_v = Einheitsverformung unter der Referenzquerkraft V_{Ref}

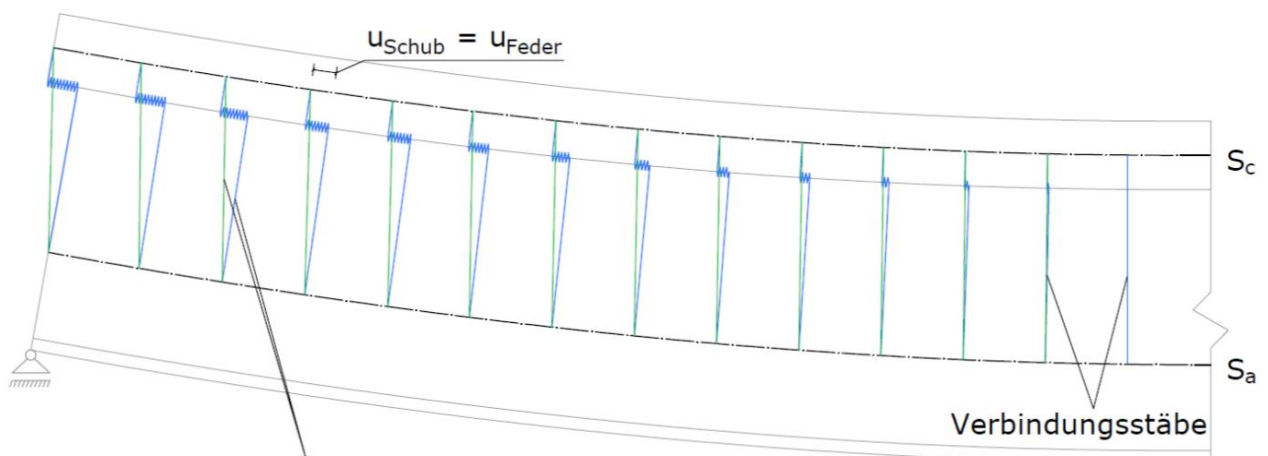
$$u_v = \frac{V_{\text{Ref}}}{C_{\text{VS}}} \quad [\text{cm}]$$

mit:

- C_{VS} = Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab

Der Verbindungsstab kann aufgrund dessen, dass für die Schubfläche ein endlicher Wert eingesetzt werden muss, im Programm nicht mehr als Starrstab eingegeben werden, da dieser als Stab mit unendlichen Steifigkeiten vordefiniert ist und keine diesbezügliche Änderungsmöglichkeit zulässt. Stattdessen kommt ein Balkenstab zur Anwendung, bei dem für I_y als auch A ein nahezu unendlicher Wert (10^{10} für I_y und 10^6 für A) eingesetzt wird.

Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Varianten a) und c) mit linearer Federkennlinie, die direkt vergleichbar sind, soll Abbildung 21 veranschaulichen. Die Verformung u am Stabende ist dabei sowohl bei der Modellierung als Feder als auch dann, wenn ein schubweicher Stab angesetzt wird, gleich groß ($u_{\text{Feder}} = u_{\text{Schub}}$).



Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge:

Feder in Verbundfuge: VS mit $I_y = \infty, A = \infty, A_v = \infty$; Federelement mit C_{VS}
 Schubfläche des Verbindungsstabes: VS mit $I_y = \infty, A = \infty, A_v$

Abbildung 21: Verformungsverhalten des Verbundträgers bei Abbildung der Dübelnachgiebigkeit mittels: endlicher Schubfläche im Verbindungsstab oder zusätzliches Federelement

In Bezug auf den Arbeitsaufwand für die drei Modellierungsvarianten kann angemerkt werden, dass dieser sowohl bei den Varianten a) als auch c) in etwa gleich hoch ist. Einzig bei Variante b) ist der Aufwand geringfügig größer, jedoch bildet diese die Schubnachgiebigkeit der Verbindungsstäbe realitätsnah ab. Als Nachteil muss jedoch bei der Variante b) berücksichtigt werden, dass die Nichtlinearität der Feder auch eine nichtlineare Berechnung erfordert, wodurch z.B. die Superposition von Ergebnissen einzelner Lastfälle nicht mehr erfolgen kann.

Kapitel 4: Eingangswerte und Vorgehensweise für die Vergleichsberechnung schubstarr - schubweich

In diesem Kapitel soll auf die Vorgehensweise der nachfolgenden Vergleichsberechnungen eingegangen sowie alle relevanten Eingangswerte wie beispielsweise der Verbindungsstababstand e_v , die Lastbilder u.ä. aufgelistet werden.

4.1 Eingangswerte

4.1.1 Materialkennwerte

Als Material wurde für die beiden Hauptträger Stahl der Güte S355 und für die obliegende Betonplatte Beton der Güte C40/50 gewählt. Der E-Modul der Bewehrung wurde vereinfachend ident zu jenem des Baustahls gesetzt. Daraus ergeben sich folgende Materialkennwerte:

- Stahl S355: $f_{y,k} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
- Beton C40/50: $f_{c,k} = 4,0 \text{ kN/cm}^2$
- E-Modul Stahl und Bewehrung: $E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$
- E-Modul Beton $E_c = 3500 \text{ kN/cm}^2$

4.1.2 Tragsystem

Wie bereits erwähnt, werden Zweifeldsysteme mit einer Spannweite von $L=30, 60$ und 90m betrachtet. Die jeweils zugehörigen Querschnitte samt Querschnittswerten sind in Anhang A4.3 aufgelistet.

4.1.3 Abstand der Verbindungsstäbe

Die Verbindungsstäbe dienen der Kopplung von Beton- und Stahlträgerstäben. Dabei beeinflusst der Verbindungsstab-Abstand e_v wesentlich die Genauigkeit der Ergebnisse des Zweistab-Modells. Je enger die Anordnung der Kopplungsstäbe erfolgt, umso genauer werden die Ergebnisse und umso besser wird die Annahme des Ebenbleiben des Querschnittes abgebildet.

Um evaluieren zu können, ab welchem Abstand e_v die Ergebnisse als hinreichend genau erachtet werden können, werden im Rahmen einer Vergleichsstudie die Abweichungen des Zweistab-Modells zur „exakten“ Lösung am Einstab-Modell ermittelt. Dabei wird der Abstand der Verbindungsstäbe von $L/60$ bis $L/600$ verfeinert

und die Ergebnisse miteinander verglichen. Diese Vergleichsstudie findet sich in Abschnitt B 1.

Für alle darüber hinausgehenden Vergleichsberechnungen (ausgenommen der Vergleichsstudie B in Anhang B 2) wird immer von einem Abstand $e_v=L/600$ ausgegangen.

4.1.4 Lastbilder

Um vergleichen zu können, welchen Einfluss verschiedene Laststellungen und Lastgrößen auf die Ergebnisse haben, wurden außer der unmittelbar zutreffenden Brückenbelastung auch folgende, einfache Lastbilder auf das System aufgebracht:

- LF 1: Linienlast 100kN/m
- LF 2: Einzellast 1000kN in Feldmitte
- LF 3: Eigengewicht nach Verbund $g_{d,nV}$, Verkehrslasten $q_{V,d}$ und $Q_{V,d}$

Dabei liegen genaugenommen 2 unterschiedliche Lastfälle vor:

- LF 3.a: ungünstigste Verkehrslaststellung für Querschnitt m in Feldmitte
- LF 3.b: ungünstigste Verkehrslaststellung für den Innenstützquerschnitt S

Die Lastfälle 1 und 2 stellen elementare Lastfälle dar und sollen Unterschiede zwischen Linienlast und Einzellast aufzeigen. Lastfall 3 bezieht sich auf die der Bemessung der maßgebenden Querschnitte m und S zugrunde liegenden ungünstigsten Lasten, dem Eigengewicht nach Verbund $q_{d,nV}=27,1\text{kN/m}$ (Eigengewicht des Randbalken und des Belags, ohne die Erfassung einzelner Betonierabschnitte) sowie der Verkehrsflächenlast $q_{V,d}=40,6\text{kN/m}$ und der Verkehrseinzellast $Q_{V,d}=923,4\text{kN}$ (siehe Diplomarbeit von Harald Sorsky [9]). Um das maximale Feldmoment $M_{\max,\text{Feld}}$ und Stützmoment $M_{\max,\text{Stütz}}$ zu erhalten, werden die veränderlichen Verkehrslasten dabei jeweils ungünstig am System aufgebracht (siehe Abbildung 22). Für die Berechnung der ungünstigsten Beanspruchungen der Verbundfuge, d.h. in jedem Punkt sollen die Maximum- als auch Minimumwerte errechnet werden, wird die jeweils ungünstigste Laststellung für jeden dieser Bereiche gewählt. Die Aufstellung der Last erfolgt dabei in Abschnitten von $L/30$, d.h. bei einer Spannweite von 60m wird die Flächenlast jeweils in Abschnitten von 2m aufgestellt und die Einzellast wandert in Schritten von 2m. Damit ergibt sich die

sogenannte „Umhüllende“, ähnlich zur Bestimmung maximaler und minimaler Querkraftlinien für den Träger. Eine Berechnung der daraus resultierenden für den jeweiligen Stab ungünstigsten Laststellung erfolgt jedoch automatisch durch das Programm RSTAB mithilfe s.g. Lastfallkombinationen. Mit dem Lastfall 3 sollen die Auswirkungen der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge auf die Ergebnisse unter der bemessungsrelevanten Laststellung untersucht werden, um Aussagen für die Praxis tätigen zu können (siehe Kapitel 5.5).

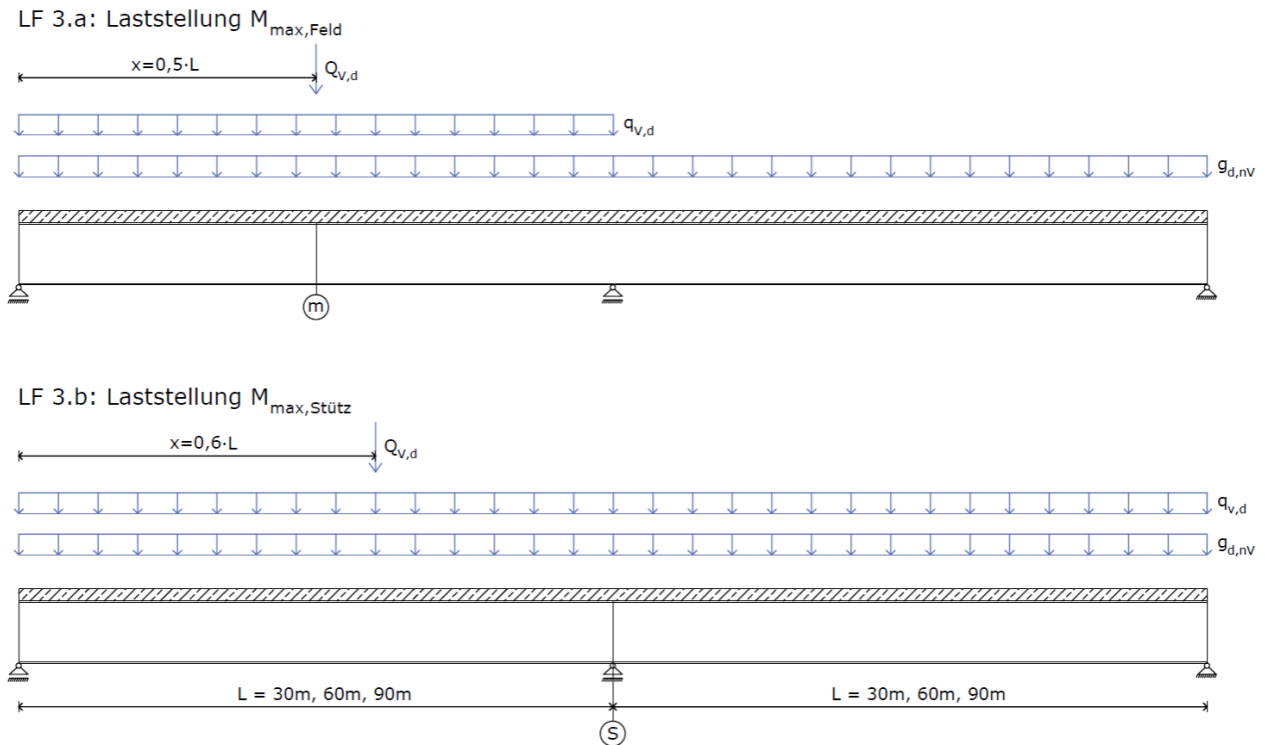


Abbildung 22: Laststellungen zur Ermittlung des maximalen Feld- bzw. Stützmomentes

4.1.5 Nachgiebigkeit der Verbundfuge

Die Nachgiebigkeit der Verbundfuge ist je nachdem, ob die Anzahl an Verbindungsmitteln nach dem vereinfachten Verfahren im Hochbau oder aber jenem des Brückenbaus berechnet oder der Dübel als lineare oder nichtlineare Feder modelliert wird, sehr unterschiedlich. Die vereinfachte Vorgehensweise im Hochbau führt aIn Hinblick darauf sollen in weiterer Folge die für die Berechnung wichtigsten Parameter aufgelistet werden:uf nahezu idente Dübelabstände entlang des Trägers, sodass auch die Steifigkeit der Verbundfuge nahezu konstant ist.

Dübelauerteilung:

- Dübelauerteilung Hochbau: Die Anzahl der Dübel je Längeneinheit ist konstant zwischen kritischen Schnitten $M_{\max, \text{Feld}}$ und $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Berechnung am Zweistab-Modell mit Differenz der Normalkräfte im Betongurt zwischen diesen Schnitten). Einzig in der Vergleichsberechnung E (Einfluss der Dübelnachgiebigkeit auf die praktische Bemessung) wird die Dübelanzahl der Dübelauerteilung Brückenbau gemittelt und eine konstante Dübelanzahl bis zum Endauflager angesetzt, sodass die Steifigkeit der Verbundfuge über die gesamte Trägerlänge konstant ist. Dies dient der besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse der beide Dübelauerteilungen.
- Dübelauerteilung Brückenbau: Die Anzahl der Dübel ist konstant über je 1/5 der Trägerlänge jedes der beiden Felder (Berechnung am Zweistab-Modell mithilfe der Querkraft in den Verbindungsstäben und einem „Einschnitt“ der bezogenen Dübeltragfähigkeit von 10%)

Federsteifigkeiten:

- Lineare Feder: Als Anfangssteifigkeit S_{init} werden die vereinfachten Federsteifigkeiten nach Abbildung 18 ($S_{\text{init}}=2500\text{kN/cm}$ für $\text{KD}\phi 19\text{mm}$, 3000kN/cm für $\text{KD}\phi 22\text{mm}$ und 3500kN/cm für $\text{KD}\phi 25\text{mm}$) angesetzt. Im Zuge der Vergleichsberechnung in Kapitel 5.3 wurden diese Anfangssteifigkeiten S_{init} in eine äquivalente Schubfläche umgerechnet. Für die Endsteifigkeit S_{Sek} wird jene Steifigkeit herangezogen, die der Dübel nach Becker bei einem Schlupf s von 2mm besitzt ($S_{\text{Sek}} = 404\text{kN/cm}$ für $\text{KD}\phi 19\text{mm}$).
- Nichtlineare Feder: Für die Modellierung wurde die Dübelkennlinie nach Becker für $\text{KD}\phi 19$ verwendet.

Die verschiedenen Federkennlinien sind in Abbildung 23 für $\phi 19$ mm zusammengefasst.

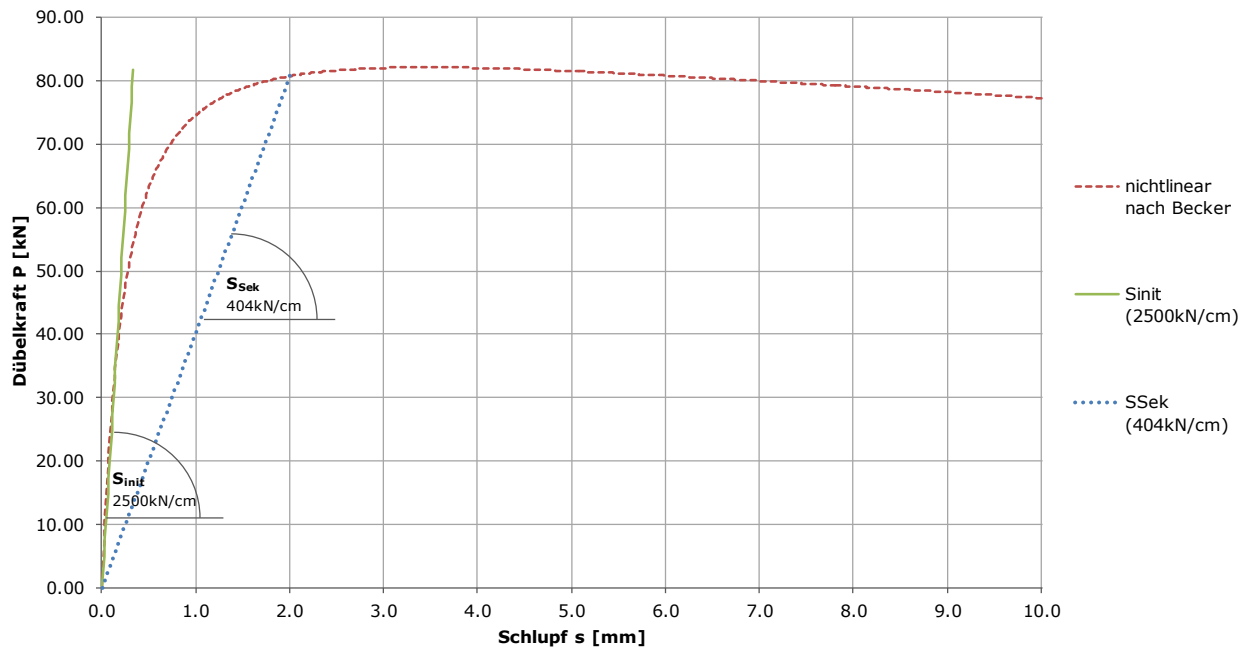


Abbildung 23: verwendete Dübelkennlinien für KDφ19

4.2 Überblick über die durchgeführten Vergleiche

Um einen besseren Überblick über die verschiedenen Vergleichsberechnungen zu erhalten, wurden diese in Kategorien von A bis D eingeteilt:

- Vergleichsberechnung A: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe - Auswirkungen auf die Spannungen bei vorausgesetzter schubstarrer Verbundfuge:

Dabei werden die Spannungen an den Zweistab-Systemen mit einer Spannweite von 30, 60 und 90m und Verbindungsstababständen e_v von $L/60$, $L/120$, $L/240$ und $L/600$ errechnet und miteinander verglichen. Somit soll ermittelt werden, ab welchem Mindestabstand e_v die Ergebnisse in Bezug auf jene des zutreffenden „exakten“ Einstab-Modells als ausreichend genau angesehen werden können.

Weiters wird ausgewertet, wie sich die Verfeinerungen auf die Abweichung des Schubflusses in der Verbundfuge bei starrem und auch nachgiebigem Verbund auswirkt.

- Vergleichsberechnung B: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe – Auswirkungen auf den Schubfluss bei schubstarrer und schubnachgiebiger Verbundfuge:

In dieser Vergleichsberechnung wird untersucht, wie weit der Schubfluss in der Verbundfuge infolge der verschiedenen Verbindungsstababstände e_v von der „exakten“ Lösung am Zweistabmodell mit $e_v = L/600$ abweicht. Der Vergleich erfolgt am ungerissenen und gerissenen 60m-System, sowohl mit einer schubstarreren als auch schubnachgiebigen Verbundfuge (Dübelausteilung Hochbau), mit einer Linienlast von 100kN/m (LF1).

- Vergleichsberechnung C: Unterschiede in den Ergebnissen bei Modellierung der Dübelnachgiebigkeit mittels Federelementen oder Schubfläche:

Es erfolgt ein Vergleich, welcher zeigen soll, in wieweit sich die Ergebnisse der beiden Modellierungsarten der Dübelnachgiebigkeit („Feder“ oder „Schubfläche“) voneinander unterscheiden (System 30m; KD ϕ 19 und 22mm; Dübelausteilung Hochbau).

- Vergleichsberechnung D: Dübelausteilung Brückenbau – Vergleich der Auswirkungen von Einzel- und Linienlast:

Es werden die Ergebnisse infolge einer Linienlast (LF1: 100kN/m) und Einzellast (LF2: 1000kN in Feldmitte), bei gleicher Steifigkeit der Schubfuge, miteinander verglichen (System 60m; KD ϕ 19; Dübelausteilung Brückenbau)

- Vergleichsberechnung E: Einfluss der Dübelnachgiebigkeit auf die praktische Bemessung:

In dieser Vergleichsberechnung wird der Einfluss der Schubnachgiebigkeit auf die Spannungen und den Schubfluss mittels der bemessungsbestimmenden Verkehrslasten ermittelt (Systeme 30, 60 und 90m). Die Austeilung der Kopfbolzendübel erfolgt sowohl für die im Brückenbau übliche, konstante Abstufung über die Trägerlänge (in dieser Arbeit ist die Dübelanzahl konstant über eine Länge von $L/5$) als auch jener im Hochbau mit einer Abstufung zwischen kritischen Schnitten. Weiters werden auch die Auswirkungen linearer gegenüber nichtlinearer Federn, in Zusammenhang mit der Steifigkeit der Verbundfuge, untersucht.

Bei den Vergleichen werden die Ergebnisse der Berechnung mit nachgiebiger Verbundfuge mit jenen der schubstarrten Berechnung am Zweistab-Modell gegenüber gestellt. Meist erfolgt auch ein Vergleich mit den Ergebnissen am äquivalenten Einstab-Modell. Die Vergleichsberechnungen im Detail sind in Anhang B dokumentiert.

Kapitel 5: Ergebnisse

Im diesem Kapitel werden die Ergebnisse der verschiedenen Vergleichsberechnungen zusammenfassend dargestellt und interpretiert, die detailliert in Anhang B dokumentiert sind.

5.1 Vergleichsberechnung A: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe - Auswirkungen auf die Spannungen bei schubstarrer Verbundfuge

Bei dieser Vergleichsberechnung wurden sowohl bei Zweistab-Modellen mit verfeinerten Abständen der Verbindungsstäbe ($e_v=L/60$, $L/120$, $L/240$ und $L/600$), als auch an den äquivalenten Einstab-Modellen, die Normalspannungen in Feldmitte und im Stützbereich sowie auch die Durchbiegungen in Feldmitte und an der maximalen Stelle ermittelt. In weiterer Folge werden nun die Abweichungen der Lösungen am Zweistab-Modell mit jenen am „exakten“ Einstab-Modell dargestellt. Für die Berechnung werden die Systeme 30, 60 und 90m sowie Lastfall 1 (Linienlast 100kN/m) herangezogen. Die Last wurde dabei ausschließlich auf dem Stahlstab aufgebracht.

In diesem Kapitel soll anhand der verschiedenen Systemspannweiten gezeigt werden, wie sich die Ergebnisse durch die Verfeinerung des Abstandes e_v den exakten Werten aus dem Einstab-Modell annähern und welche Wahl dieses Abstandes für Systemberechnungen als sinnvoll erachtet werden kann. Eine zu grobe Aufteilung bringt ungenaue Ergebnisse und infolge dessen Korrekturmaßnahmen mit sich [siehe 8]. Eine zu feine Aufteilung hingegen erhöht durch die große Anzahl an Freiheitsgraden den Rechenaufwand nicht unerheblich, hat aber nahezu keine Auswirkungen mehr auf die Exaktheit des Ergebnisses.

In Hinblick auf die weiterführenden Berechnungen, in denen die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge im Zweistab-Modell berücksichtigt wird, soll durch die richtige Wahl von e_v sichergestellt werden, dass die Ergebnisse korrekt und somit auch aussagekräftig sind. Dies wäre nicht der Fall, wenn die Resultate schon bei der Berechnung mit einer schubstarreren Verbundfuge weit von jenen des Einstab-Modells abweichen.

5.1.1 Systeme im Zustand I - ungerissen

In den folgenden drei Unterkapiteln werden die Abweichungen, sowohl für den Stütz- als auch den Feldquerschnitt, für die Systeme mit den Spannweiten von 30, 60 und 90m dargestellt. Im Stützbereich liegt dabei eine ungerissene Betonplatte vor (Zustand I). Die Ordinate aller nachfolgenden Grafiken (Abbildung 24 bis Abbildung 30) zeigt die Abweichungen der Ergebnisse vom Einstab-Modell. Auf der Abszisse sind die betrachteten maßgebenden Querschnittsfasern sowohl für den Beton- als auch den Stahlquerschnitt (σ_c bzw. σ_a) an der Ober- und Unterseite aufgetragen. Die Ergebnisse werden getrennt für den Stütz- als auch den Feldquerschnitt (in Feldmitte) dargestellt. Die verschiedenen Farben unterscheiden dabei zwischen den unterschiedlichen Verbindungsstab-Abständen e_v .

5.1.1.1 System mit L=30m

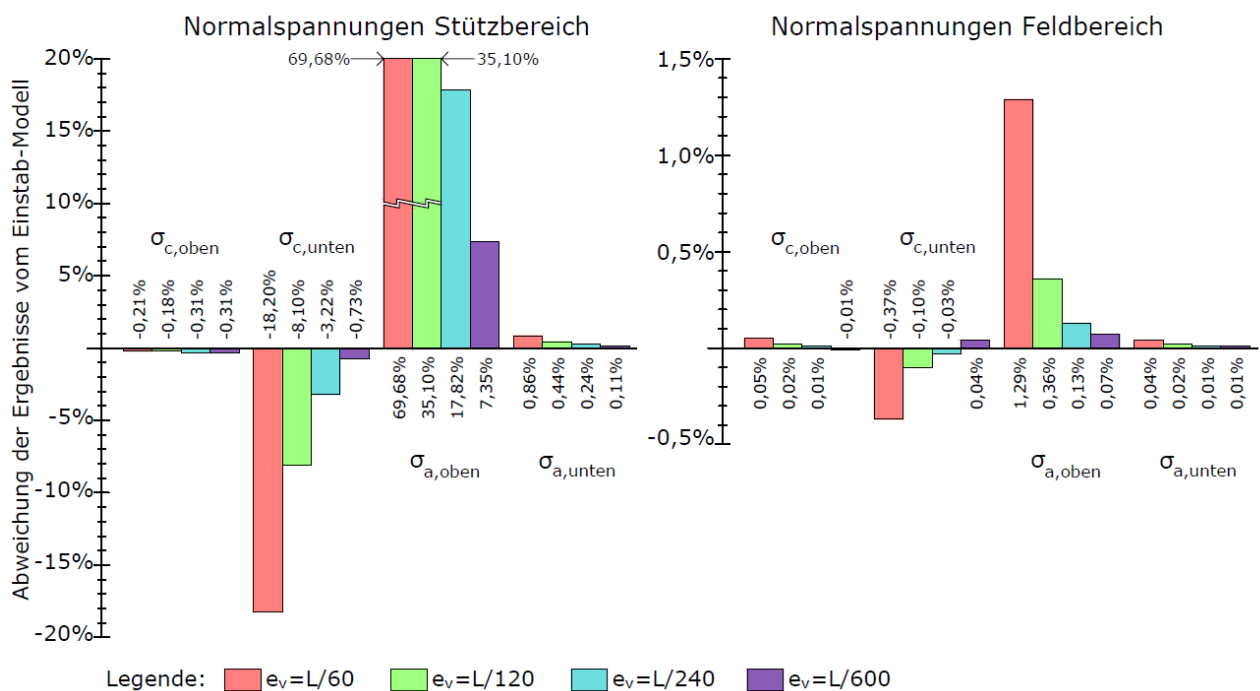


Abbildung 24: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System L=30m, Last 100kN/m, Zustand I- Spannungsabweichungen [%] von der „exakten“ Lösung am Einstab-Modell

Anhand von Abbildung 24 kann man erkennen, dass die Abweichungen an der Betonplatten-Oberkante als auch Stahlträger-Unterkante - unabhängig von e_v - sowohl im Feld- als auch Stützbereich sehr gering ausfallen ($<0,86\%$) und die Ergebnisse als annähernd exakt angesehen werden können. Deshalb werden in weiterer Folge nur die Abweichungen an der Betonunterkante als auch Stahlträgeroberkante näher betrachtet.

- **Stützbereich [s]:** Die größten Abweichungen ergeben sich an der Betonunterkante bzw. Stahlträgeroberkante im Stützbereich. Hier sind die Abweichungen mit -18,2% bzw. +69,7% für $e_v=L/60$ und -8,1% bzw. +35,1% für $e_v=L/120$ noch sehr groß. Erst ab einem Wert von $e_v=L/240$ nähern sich die Ergebnisse jenen des Einstab-Modells an, für $e_v=L/600$ gleichen sie jenen des Einstab-Modells insofern, als dass sie für weiterführende Berechnungen als hinreichend genau angesehen werden können. Die Abweichung von +7,35% für $\sigma_{a,oben}$ ist zwar nicht unerheblich, liegt jedoch aufgrund dessen, dass ein Großteil der Spannungen im Querschnitt aus der Last vor Verbund resultiert, in einem annehmbaren Bereich. Dies bedeutet, dass die Abweichungen der Gesamtbemessungsspannungen demgegenüber deutlich geringer sind und unter 3% bleiben.
- **Feldbereich [m]:** Im Feldbereich sind die Abweichungen an der Verbundfuge von Beton- und Stahlquerschnitt um ein Vielfaches geringer als im Stützbereich und liegen schon bei $e_v=L/60$ bei -0,37% für $\sigma_{c,u}$ bzw. 1,29% für $\sigma_{a,o}$. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Momentengradienten im Feldbereich sehr viel kleiner und die Momentenlinie somit flacher ist als im Stützbereich.

Grundsätzlich kann erwähnt werden, dass die Normalspannungen im Betonteil eher unterschätzt, im Stahlträger jedoch überschätzt werden.

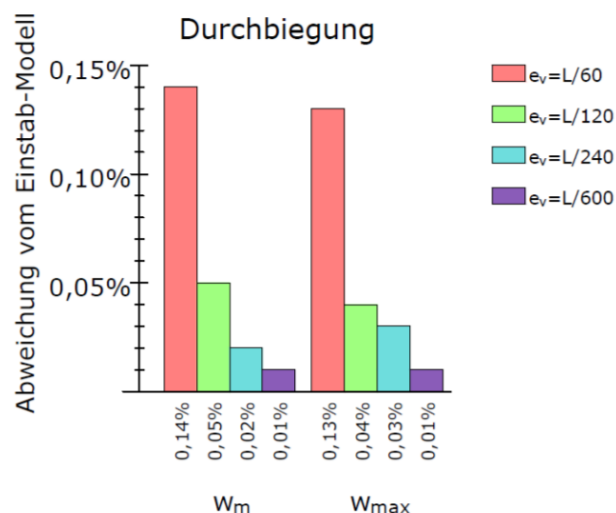


Abbildung 25 Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System $L=30m$, Zustand I, LF 3
Abweichungen der Durchbiegung [%] von der „exakten“ Lösung am Einstab-Modell

Abbildung 25 zeigt die Abweichungen der Durchbiegung in Feldmitte [w_m] sowie den erreichten Maximalwert [w_{max}] im Verhältnis zur „exakten“ Lösung bei einer

Stützweite von 30m. Die Durchbiegung wird zwar im Allgemeinen eher überschätzt, die Abweichungen sind mit 0,14% für w_m und 0,13% für w_{max} schon bei $e_v=L/60$ vernachlässigbar klein. Da die Abweichungen mit zunehmenden Spannweiten tendenziell kleiner werden, wird in weiterer Folge nicht mehr auf die Durchbiegung eingegangen.

5.1.1.2 System mit L=60m

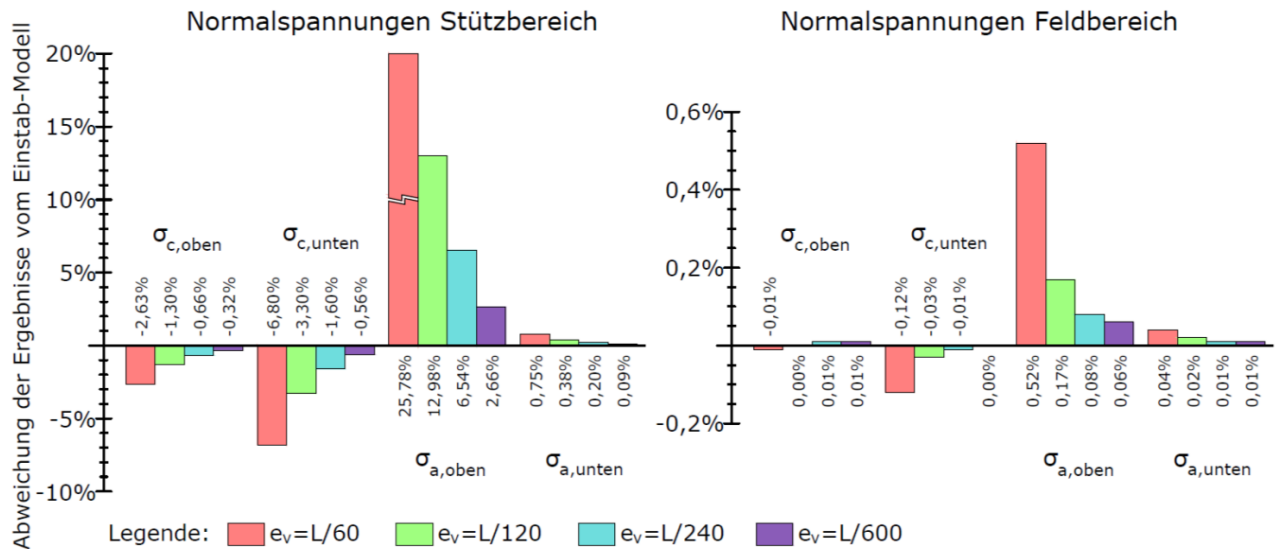


Abbildung 26: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System L=60m, Last 100kN/m, Zustand I – Spannungsabweichungen[%] von der „exakten“ Lösung am Einstab-Modell

Die Abweichungen beim Modell mit einer Spannweite von L=60m zeigen im Vergleich zu jenem mit L=30m dieselbe Tendenz (siehe Abbildung 26). Die Abweichungen der Spannungen an Betonplattenoberkante als auch Stahlträgerunterkante sind wiederum bei allen Verbindungsstab-Abständen, sowohl im Stütz-, als auch Feldbereich, vernachlässigbar klein. Einzig an der Betonplattenoberkante im Stützbereich stiegen die Werte bei größeren Abständen ($e_v=L/60$, L/120, L/240) im Vergleich zum Modell mit 30m nicht unerheblich an, sind jedoch bei $e_v=L/600$ wieder auf demselben niedrigen Niveau. Die Spannungen an der Unterkante der Betonplatte sowie der Oberkante des Stahlträgers im Stützbereich zeigen wieder große Abweichungen. Diese sind im Vergleich zur Stützweite von L=30m um etwa 65% auf -6,80% für $\sigma_{c,u}$ bzw. +25,68% für $\sigma_{a,o}$ bei einem Abstand der Verbindungsstäbe e_v von L/60, geschrumpft. Schon bei $e_v=L/240$ liegen die Abweichungen beim Modell mit einer Spannweite von L=60m auf dem selben Niveau des 30m-Modells mit $e_v=L/600$. Die Abweichungen bei einem Abstand $e_v=L/600$ liegen schlussendlich bei -0,56% für $\sigma_{c,u}$ und +2,66% für $\sigma_{a,o}$.

5.1.1.3 System mit L=90m

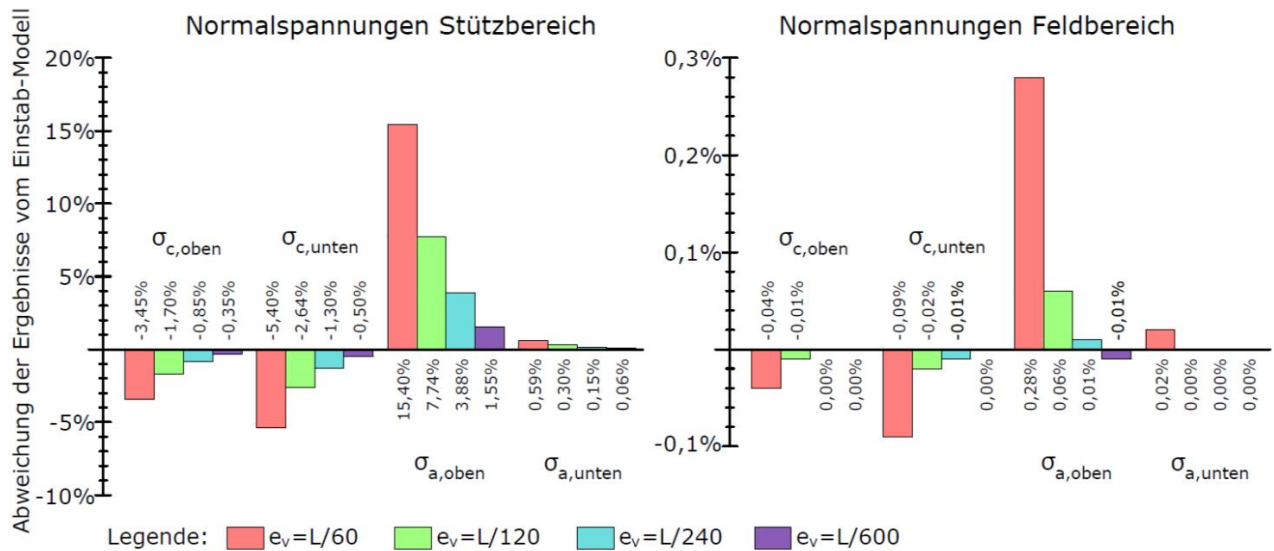


Abbildung 27: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System L=90m, Last 100kN/m, Zustand I – Spannungsabweichungen[%] von der „exakten“ Lösung am Einstabmodell

Beim Modell mit einer Spannweite von L=90m (Abbildung 27) ist erkennbar, dass die Abweichungen von $\sigma_{c,u}$ bzw. $\sigma_{a,o}$ mit -5,40% bzw. +15,40% für $e_v=L/60$ im Stützbereich, im Vergleich zu den Modellen mit L=30m (-18,20% bzw. +69,68%) und L=60m (-6,80% bzw. +25,78%), sehr viel geringer sind. Jedoch stiegen die Abweichungen für $\sigma_{c,u}$ im Stützbereich auf -3,45% für $e_v=L/60$ an (Vergleich: beim System L=30m liegt diese bei -0,21%, beim System 60m bei -2,63%). Dies hat den Grund, dass die Biegemomente in der Betonplatte im Allgemeinen sehr klein sind und die Normalkräfte - im Vergleich zu den Momenten - bei längeren Spannweiten stark ansteigen. Somit wird auch deren Einfluss auf die Spannungen immer größer. Da die Normalkräfte bei großen Verbindungsstab-Abständen auch große Abweichungen von der exakten Lösung aufweisen, steigen dadurch auch die Abweichungen der Spannungen mit größerer Spannweite.

5.1.2 Systeme im Zustand II - gerissen

In diesem Unterkapitel werden die Ergebnisse in ähnlicher Form wie in Kapitel 5.1.1 dargestellt, jedoch liegt in diesem Fall nun im Innenstützbereich eine gerissene Betonplatte vor. Im Bereich $0,15 \cdot L$ beidseits des Innenstützauftragers wird vereinfacht die durch die Rissbildung aktivierte Zugbewehrung durch einen äquivalenten Stahlstab ersetzt und so der Steifigkeitsabfall in der Betonplatte durch die Rissbildung simuliert. Die Abweichungen $\sigma_{c,o}$ und $\sigma_{c,u}$ am Innenstützquerschnitt

beziehen sich nun nicht mehr auf die Spannungen in der Betonplatte, sondern auf jene in der Bewehrung (siehe Anhang B 1).

5.1.2.1 System mit L=30m

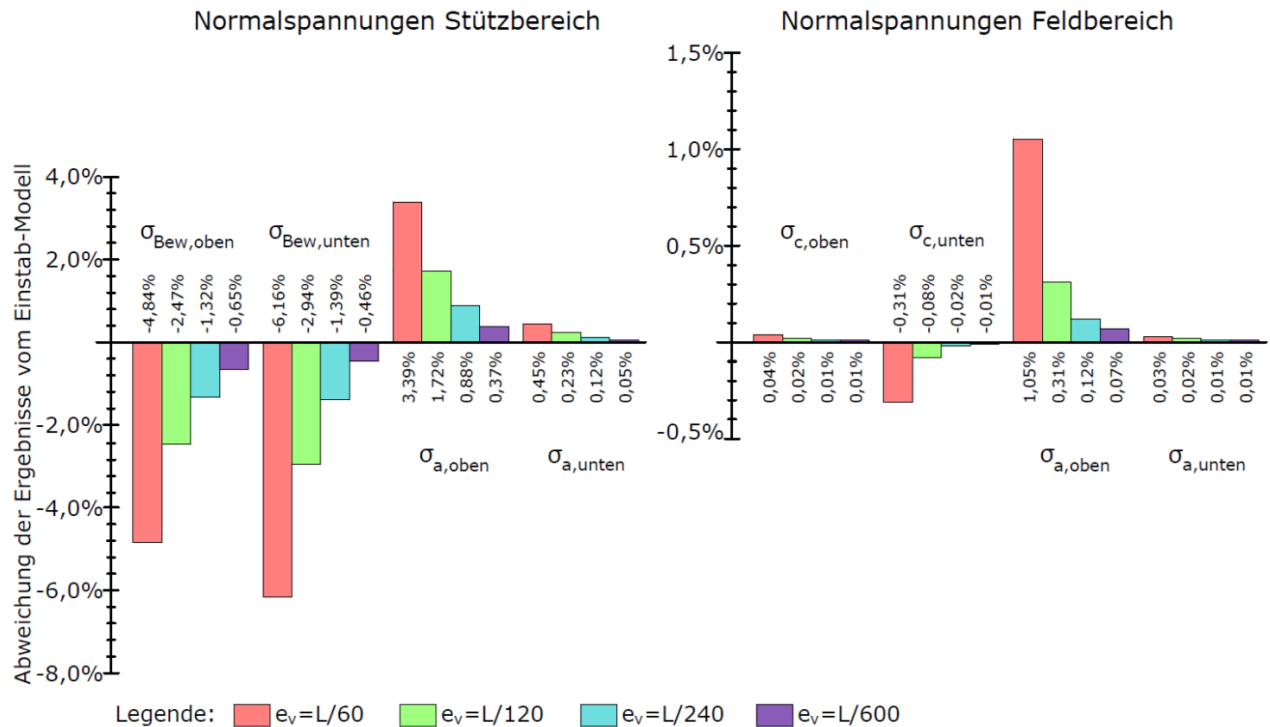


Abbildung 28: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System L=30m, Last 100kN/m, Zustand II – Spannungsabweichungen[%] von der „exakten“ Lösung am Einstab-Modell

In Abbildung 28 kann man im Vergleich zu Abbildung 24 (System L=30m, ungerissen) feststellen, dass die Abweichungen beim gerissenen System im Stützbereich um einen großen Prozentsatz unter jenen des ungerissenen Systems liegen. Der Grund liegt einerseits an der bereits erwähnten Gradienten des Biegemoments. Durch das Vorliegen einer gerissenen und sich somit im Zustand II befindlichen Betonplatte im Stützbereich hat sich die Steifigkeit des Gesamtquerschnittes in diesem Bereich um mehr als 50% verringert. Somit lagern sich die Schnittkräfte in den steiferen Feldquerschnitt um. Das Biegemoment $M_{C,S}$ in der Betonplatte im Zustand II beträgt nur mehr etwa 14% von jenem im Zustand I, die Normalkraft schrumpft auf 33% des ursprünglichen Wertes. Durch die nun flachere Gradienten des Momentes als auch der Normalkraft fallen auch die Abweichungen von der exakten Lösung um ein Vielfaches geringer aus. Andererseits darf auch nicht außer Acht gelassen werden, dass, verglichen mit dem ungerissenen Zustand, bei gerissener Betonplatte um ein Vielfaches höhere Spannungen vorliegen. (siehe Anhang B 1). Die ausgewiesenen Spannungen in der Betonplatte beziehen sich

nun auf die geringere Querschnittsfläche der Bewehrung – an dieser Stelle des Risses ist ja nur diese wirksam - und liegen somit in der oberen Bewehrungslage (Betondeckung 5cm) bei 15,4 anstatt 0,65kN/cm². Im Stahlträgerquerschnitt lagern sich die Spannungen aufgrund der vernachlässigbaren Steifigkeit und Querschnittsfläche der Bewehrung nahezu vollständig auf diesen um und steigen an der Oberkante von etwa 1,4 auf 11,8kN/cm². Aus diesem Grund lassen sich die Abweichungen auch wieder relativieren.

Im Feldbereich – hier liegt der ungerissene Zustand I vor - sind die größten Abweichungen - ähnlich wie bei der Berechnung im ungerissenen Zustand - auch bei $e_v=L/60$ mit maximal 1,05% schon sehr gering, im Stützbereich liegen sie bei maximal -6,16% (hier Spannung in der Bewehrung).

5.1.2.2 System mit L=60m

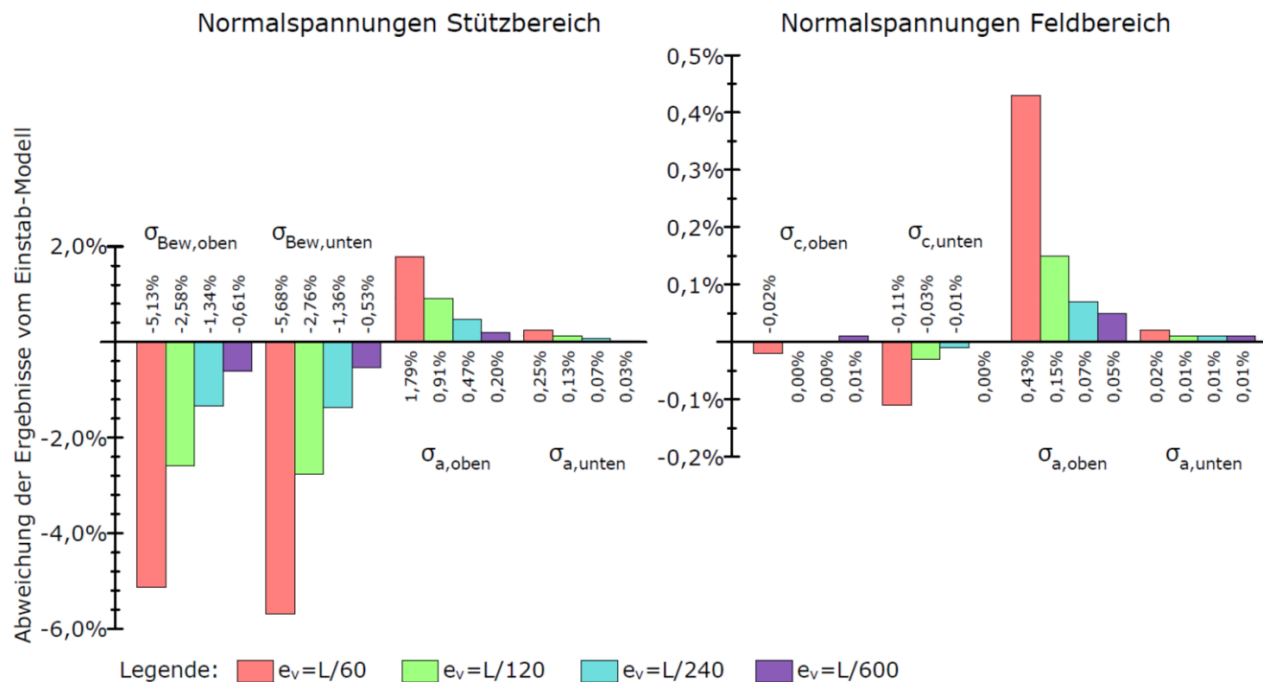


Abbildung 29: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System L=60m, Last 100kN/m, Zustand II – Spannungsabweichungen[%] von der „exakten“ Lösung am Einstabmodell

Beim System mit einer Spannweite von L=60m (Abbildung 29) verringern sich die Abweichungen im Vergleich zum Modell mit L=30m sowohl im Stütz- als auch Feldbereich. Einzig die Abweichungen bei den Spannungen in der Bewehrung im Stützbereich sind in etwa auf dem gleichen Niveau geblieben und liegen bei -5,13% für $\sigma_{Bew,o}$ (obere Lage) und -5,68% für $\sigma_{Bew,u}$ (untere Lage). Das Abweichungsniveau ist im Stützbereich bei $e_v=L/60$ mit maximal 0,43% schon sehr gering, im

Feldbereich liegt es, mit Ausnahme der Spannungsabweichungen in der Bewehrung, bei maximal 1,79%.

5.1.2.3 System mit $L=90m$

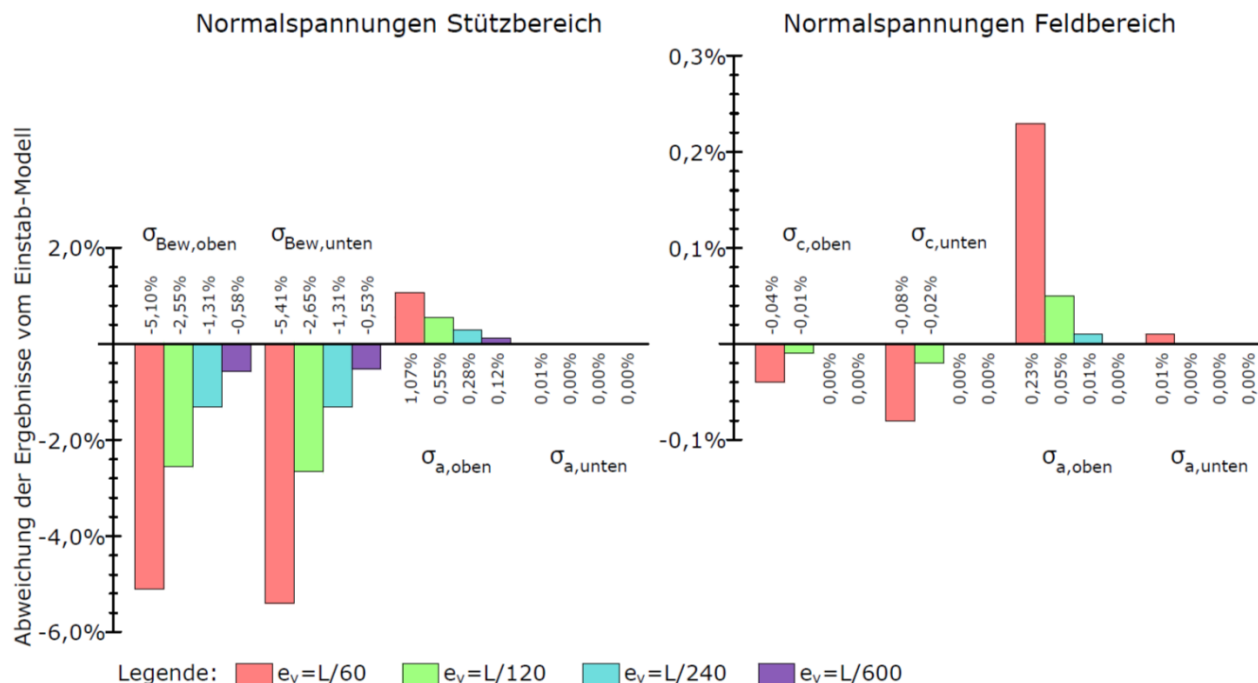


Abbildung 30: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System $L=90m$, Last $100kN/m$, Zustand II – Spannungsabweichungen[%] von der „exakten“ Lösung am Einstab-Modell

Auch am System mit $L=90m$ verringern sich die Abweichungen in jedem betrachteten Punkt, im Vergleich zu den Systemen mit $L=30m$ und $60m$. Eine Ausnahme sind hier wiederum die Spannungen in der Bewehrung im Stützbereich, welche mit über -5% bei $e_v=L/60$ auf dem gleichen Niveau wie bei $L=30m$ und $L=60m$ angesiedelt sind. Diese Abweichungen sinken bei zunehmendem Verfeinerungsgrad auf unter $0,6\%$ bei $e_v=L/600$.

5.1.3 Zusammenfassung

Zum Abschluss des Kapitels 5.1 soll ein Überblick über die Abweichungen der Systeme mit einem Abstand $e_v=L/600$ gegeben werden. Diese Systeme dienen einerseits durch ihre als vernachlässigbar einzustufenden Abweichungen, andererseits aus Vereinfachungsgründen (im gerissenen Zustand II würde für eine ausreichende Genauigkeit auch schon ein Abstand e_v zwischen $L/200$ und $L/300$ ausreichen) als Grundlage für die weiterführenden Vergleichsberechnungen. Auf eine Auflistung der Abweichungen für den Feldbereich wird verzichtet, da hier alle unter einem Promille liegen. Tabelle 1 zeigt die Abweichungen der ungerissenen, als auch

der gerissenen Systeme mit Spannweiten von $L=30, 60$ und 90m von der „exakten“ Lösung am jeweils äquivalenten Einstab-Modell an der Ober- als auch Unterkante der Betonplatte und des Stahlträgerquerschnittes im Stützbereich.

Tabelle 1: Abweichungen der Spannungen von der exakten Lösung im Stützbereich
(schubstarr, Referenzergebnis nach „n-Ziffern-Verfahren“ am Einstab-Modell)
 $L=30,60$ und 90m , $e_v=L/600$, Last 100kN/m

Lastfall 100kN/m $e_v=L/600$		System ungerissen			System gerissen			
		L=30m	L=60m	L=90m	L=30m	L=60m	L=90m	
Stützbereich S	$\sigma_{c,o}$	OK Betonplatte	-0,31%	-0,32%	-0,35%	-0,65%*	-0,61%*	-0,58%*
	$\sigma_{c,u}$	UK Betonplatte	-0,73%	-0,56%	-0,50%	-0,46%*	-0,53%*	-0,53%*
	$\sigma_{a,o}$	OK Stahlträger	+7,35%	+2,66%	+1,55%	+0,37%	+0,20%	+0,12%
	$\sigma_{a,u}$	UK Stahlträger	+0,11%	+0,09%	+0,06%	+0,05%	+0,03%	+0,01%

*Spannungen in der oberen und unteren Bewehrungslage

Nach den Ergebnissen in Tabelle 1 liegt die größte Abweichung im ungerissenen Zustand bei $L=30\text{m}$ mit $+7,35\%$ an der Oberkante des Stahlträgers vor. Baupraktisch ist dieser Fall mit Zustand I im Stützbereich sehr selten, da dazu große Vorspannungen in der Betonplatte notwendig werden. Da die größten Spannungen jedoch durch die Einwirkungen vor Verbund entstehen, kann diese Abweichung trotzdem als ausreichend genau angesehen werden. An derselben Stelle liegen bei den ungerissenen Systemen mit $L=60$ und 90m auch noch Abweichungen über einem Prozent vor. Alle anderen Abweichungen liegen ausschließlich im Promille-Bereich und können somit als exakt angesehen werden. Aus diesem Grund kann davon ausgegangen werden, dass die Ergebnisse unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge, welche in weiterer Folge nicht mehr am „exakten“ Einstab-Modell kontrolliert werden können, einer ähnlichen, für die Praxis hinreichenden Genauigkeit unterliegen. In der Praxis können für Systemberechnungen mittels des Zweistab-Modells auch größere Verbindungsstab-Abstände als $e_v=L/600$ gewählt werden, da hier auch Abweichungen im Prozentbereich toleriert werden können.

5.2 Vergleichsberechnung B: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe – Auswirkungen auf den Schubfluss bei schubstarrer und schubnachgiebiger Verbundfuge

In diesem Kapitel werden die Abweichungen des Schubflusses in der Verbundfuge bei unterschiedlichen Verbindungsstab-Abständen e_v vom nun als exakt anzusehenden Modell mit $e_v=L/600$ dargestellt. Hierfür wurden folgende Detailpunkte der Verbundfuge für den Ergebnisvergleich ausgewählt, welche sich an den Verbindungsstab-Abständen des Systems mit $e_v=L/10$ (Verfeinerung der Verbindungsstäbe e_v im Innenstützbereich auf $L/20$) orientieren (siehe Diplomarbeit Wiesler [3]):

- t_A : Schubfluss am Auflager A
- t_{A+6m} : Schubfluss 6m rechts von Auflager A
- t_{A+12m} : Schubfluss 12m rechts von Auflager A
- t_S : Schubfluss am Innenstützauflager S
- t_{A-3m} : Schubfluss 3m links vom Innenstützauflager S
- t_{A-6m} : Schubfluss 6m links vom Innenstützauflager S

Als System wird jenes mit einer Spannweite von $L=60m$ sowohl mit ungerissener als auch gerissener Betonplatte im Innenstützbereich s betrachtet. Als Last wurden $100kN/m$ (LF1) angesetzt. Der Ergebnisvergleich erfolgt dabei einerseits bei schubstarrer, andererseits bei schubweicher Modellierung der Verbundfuge, wobei von Kopfbolzendübeln mit dem Durchmesser $\phi=25mm$ mit einer linearen Federsteifigkeit S_{init} von $3500kN/cm$ ausgegangen wurde. Die Dübelausteilung erfolgte nach der vereinfachten Ausführung im Hochbau, sodass nur in zwei Bereichen ($0-M_{max,Feld}$ und $M_{max,Feld}-M_{max,Stütz}$) dieselbe Steifigkeit der Verbundfuge vorliegt. In den folgenden Unterkapiteln 5.2.1 bis 5.2.4 werden nun die Ergebnisse dargestellt. Auf der Ordinate von Abbildung 31 bis Abbildung 34 sind dabei die Abweichungen der Ergebnisse vom Referenzmodell mit $e_v=L/600$ aufgetragen. Auf der Abszisse sind die verschiedenen, untersuchten Abstände e_v aufgetragen.

5.2.1 System mit $L=60\text{m}$; schubstarr und Zustand I – ungerissen

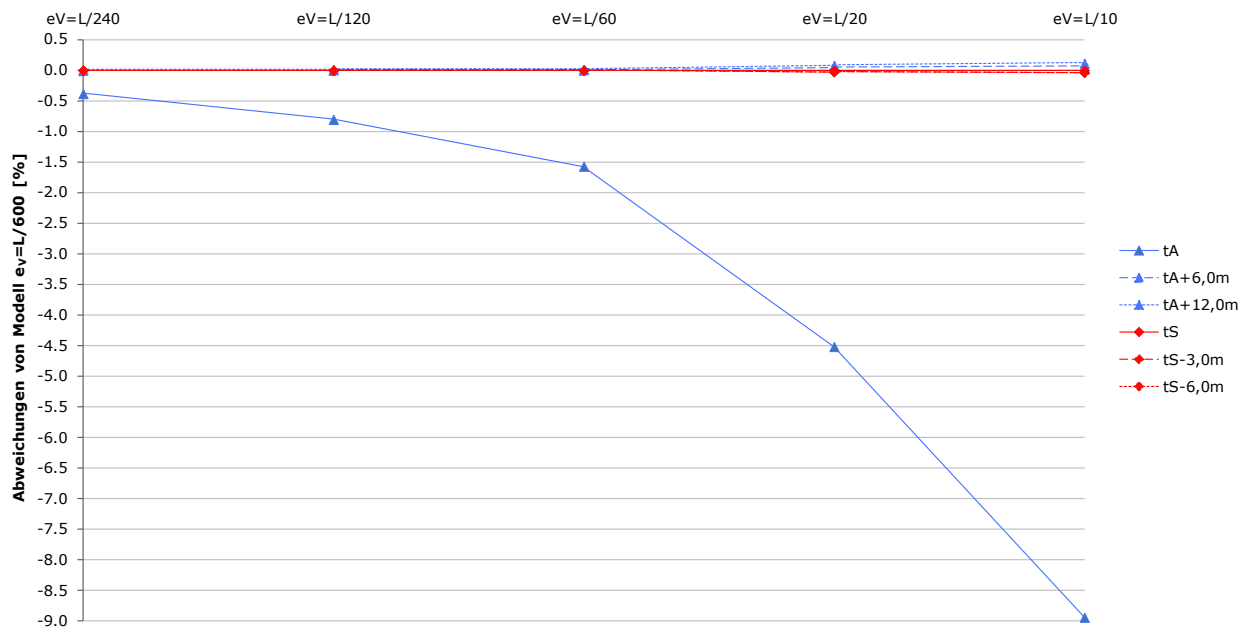


Abbildung 31: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System $L=60\text{m}$, Zustand I, schubstarr – Abweichungen des Schubflusses [%] von der Referenzlösung mit $e_v=L/600$

Am schubstarr System im ungerissenen Zustand I (Abbildung 31) ist erkennbar, dass die Abweichungen des Schubflusses im Bereich des Stützauflegers S und im Bereich 6m und 12m entfernt von Auflager A vernachlässigbar klein sind. Einzig der Schubfluss direkt am Auflager A weist bei $e_v=L/10$ eine Abweichung von etwa 9% auf, und nähert sich mit zunehmender Verfeinerung für $e_v=L/240$ auf etwa 0,4% an. Die Abweichungen genau am Innenstützaufleger A liegen bei allen untersuchten Abständen von e_v bei 0%, da in diesem Bereich bei symmetrischer Belastung die Normalkräfte im Betonstab links und rechts des Auflagers gleich groß sind, womit auch keine Querkraft in den Verbindungsstab eingeleitet werden kann. Damit werden in allen Fällen an dieser Stelle keine Schubkräfte erhalten.

5.2.2 System mit $L=60\text{m}$; schubweich und Zustand I – ungerissen

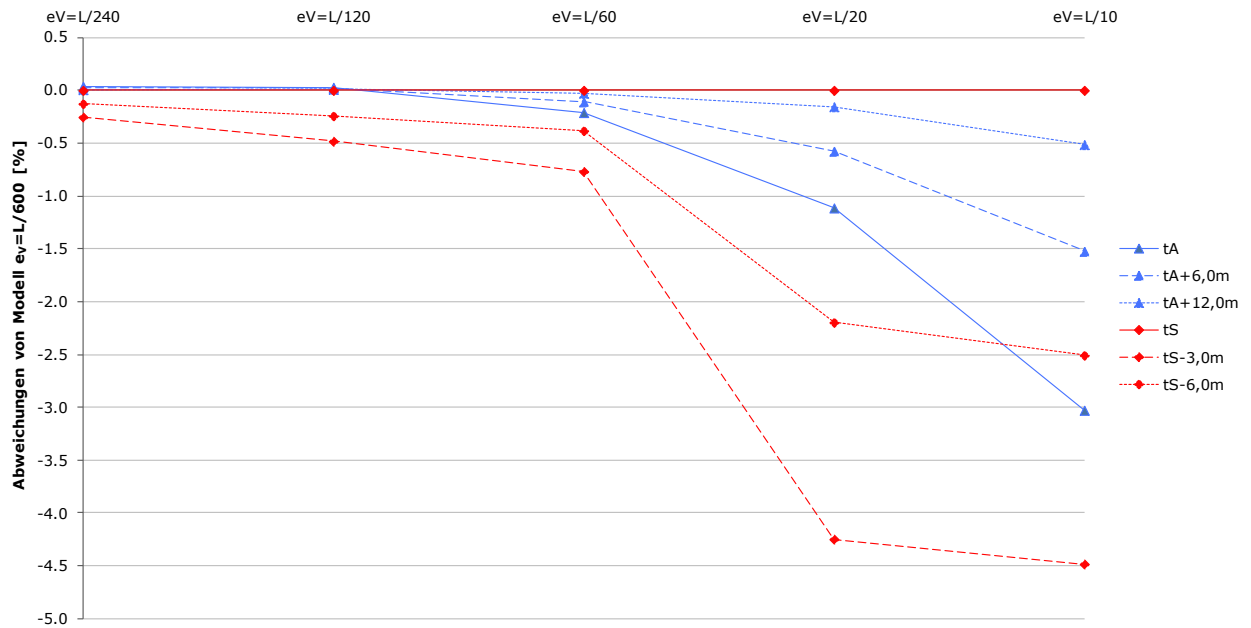


Abbildung 32: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System mit $L=60\text{m}$, Zustand I, schubweich – Abweichungen des Schubflusses [%] von der Referenzlösung mit $e_v=L/600$

Ein anderes Bild ergibt sich bei der Betrachtung der Abweichungen bei einer schubweichen Berechnung (Abbildung 32). Am größten sind die Abweichungen des Schubflusses bei $e_v=L/10$, sie nähern sich mit zunehmendem Verfeinerungsgrad jedoch der „exakten“ Lösung sehr schnell an. Die geringen Unterschiede zwischen $e_v=L/10$ und $L/20$ für den Schubfluss nahe am Stützbereich (t_{S-3m} bzw. t_{S-6m}) erklären sich damit, dass auch bei $e_v=L/10$ im Stützbereich ein verfeinerter Abstand von $L/20$ (siehe Diplomarbeit Wiesler [3]) vorhanden ist. Grundsätzlich sind die Abweichungen im Stützbereich größer als im Feldbereich, der Grund ist die in diesem Bereich größere Gradienten der Normalkraft, welche bei größerem e_v zu höheren Ungenauigkeiten führt. Direkt über dem Stützaufleger sind die Abweichungen für alle Abstände e_v genau Null, da hier, wie schon im vorangegangenen Kapitel beschrieben, durch die symmetrische Belastung lokal kein Schubfluss vorliegt (Normalkräfte links und rechts des Verbindungsstabes sind aufgrund der Symmetrie gleich groß). Umso weiter der zu betrachtende Punkt vom Rand- („A“) bzw. Innenstützaufleger („S“) entfernt liegt (t_{A+6m} , t_{A+12m} , t_{S-3m} , t_{S-6m}), umso treffsicherer ist auch die Lösung – unabhängig von e_v . Liegt die Abweichung für $e_v=L/10$ am Auflager A bei über -3%, sinkt diese bei einer Entfernung von 6m auf etwa -1,5% und bei 12m auf -0,5%. Bei $e_v=L/120$ liegen die Abweichungen für alle betrachteten Punkte bei unter -0,5% und sind somit schon hier ausreichend genau.

5.2.3 System mit $L=60\text{m}$; schubstarr und Zustand II – gerissen



Abbildung 33: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System mit $L=60\text{m}$, Zustand II, schubstarr – Abweichungen des Schubflusses [%] von der Referenzlösung mit $e_v=L/600$

Im gerissenen Zustand II verhalten sich die Abweichungen in den Schubspannungen gleich wie im ungerissenen Zustand, da auch hier wieder einzig die Kurve für das Auflager A mit bis zu $-8,5\%$ vom „exakten“ Wert abweicht (siehe Abbildung 33). Durch die Verfeinerung der Verbindungsstäbe werden aber auch hier die Abweichungen immer geringer und liegen bei $e_v=L/240$ unter $-0,5\%$. Anzunehmen ist, dass alle Werte nahe der Innenstütze (t_{S-3m} bzw. t_{S-6m}) noch deutlich im Zustand II-Bereich liegen.

5.2.4 System mit $L=60\text{m}$; schubweich und Zustand II – gerissen

Bei zusätzlich zur Rissbildung, in der Betonplatte berücksichtigter Schubweichheit in der Verbundfuge, sind jedoch deutliche Abweichungen von der Lösung bei $e_v=L/600$ feststellbar (siehe Abbildung 34). Auffallend ist dabei, dass die Abweichungen im Stützbereich bei t_{S-3m} in den negativen, bei t_{S-6m} in den positiven Bereich fallen. Wiederum ist hier der Unterschied zwischen $e_v=L/10$ und $L/20$ sehr gering, da auch bei $e_v=L/10$ im Stützbereich auf den Abstand $e_v^*=L/20$ verfeinert wurde. Im Auflagerbereich A ergeben sich durch die Schubnachgiebigkeit mit maximal $-2,4\%$ schon bei $e_v=L/10$ sehr geringe Abweichungen, wenn man diese mit den Ergebnissen der schubstarrten Lösung vergleicht ($t_A \approx -8,5\%$).

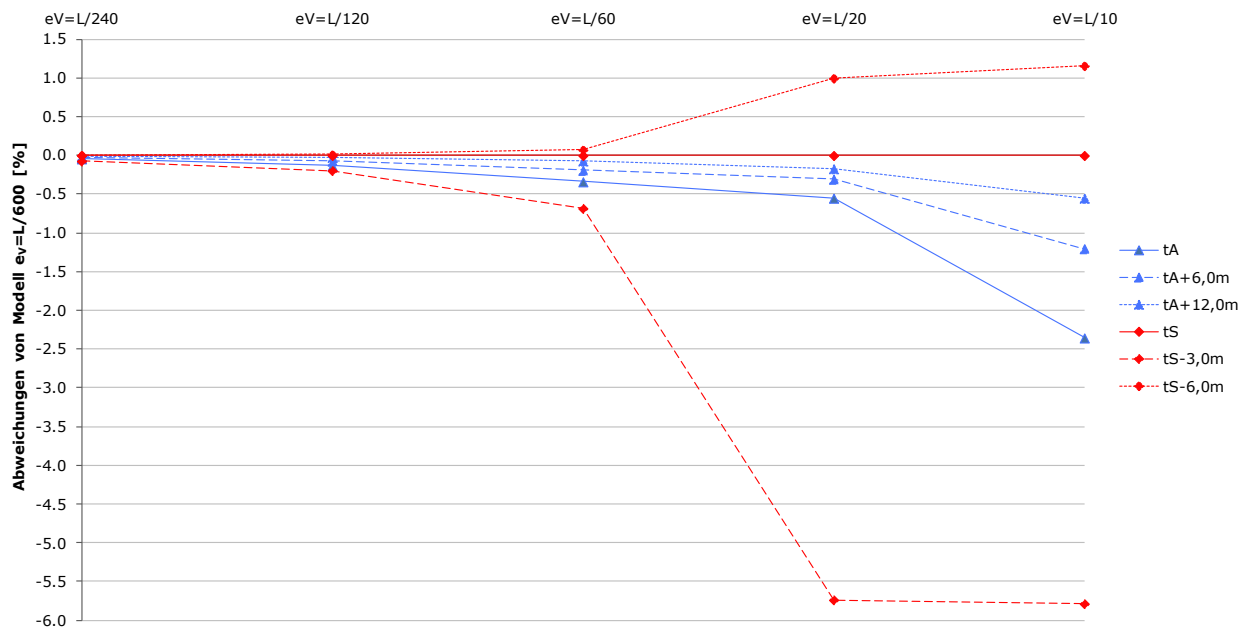


Abbildung 34: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe, System mit $L=60\text{m}$, Zustand II, schubweich – Abweichungen des Schubflusses [%] von der Referenzlösung mit $e_v=L/600$

5.3 Vergleichsberechnung C: Unterschiede in Ergebnissen bei Modellierung der Dübelnachgiebigkeit mittels Federelementen oder Schubfläche

Wie schon in Kapitel 3.3.4.2 besprochen, kann die Steifigkeit der Verbundfuge sowohl über Federn zwischen den vertikalen Verbindungsstäben und dem Betonstabzug, welche sinnvollerweise in der Achse der Verbundfuge angeordnet werden, als auch über die Schubfläche der Verbindungsstäbe selbst berücksichtigt werden. In diesem Kapitel soll nun auf den Unterschied bei den Ergebnissen dieser zwei Modellierungsarten eingegangen werden.

Bevor jedoch auf das Ergebnis eingegangen wird, soll folgende theoretische Überlegung angestellt werden: Im Allgemeinen kann es zwischen den Ergebnissen zu keinen großen Unterschieden kommen, da ja die Schubfläche direkt aus der resultierenden Federsteifigkeit der Verbundfuge abgeleitet wird. Somit sollten die Ergebnisse auch exakt übereinstimmen. Dass dies jedoch nur unter bestimmten Voraussetzungen der Fall ist, wird in weiterer Folge besprochen.

Der Vergleich wird ausschließlich mit einer Streckenlast von 100kN/m durchgeführt, da die erreichten Genauigkeiten in weiterer Folge genauso auf andere, unterschiedliche Lastfälle zutreffen. Als Verbindungsstababstand e_v wurde ein Wert von $L/600$ herangezogen. Als Systemspannweite wurde $L=30\text{m}$ gewählt, da Abweichungen im Allgemeinen eher bei kürzeren Spannweiten auftreten sollten und dies somit den ungünstigsten Fall darstellt.

Abbildung 35 zeigt das Ergebnis dieser Vergleichsberechnung mit Kopfbolzendübel der Durchmesser 19mm und 22mm [Anfangssteifigkeit S_{init} ; für Dübelausteilung Hochbau, d.h. konstanter Steifigkeit der Verbundfuge über 2 Bereiche der Trägerlänge ($0-M_{\text{max,Feld}}$ und $M_{\text{max,Feld}}-M_{\text{max,Stütz}}$)]. In der Spalte „+/- [%]“ sind jeweils die Abweichungen der Ergebnisse der Modellierung mittels Schubfläche in Bezug auf jene mittels Feder für die globalen Momente, die Normalspannungen, den Schubfluss und die Auflagerkräfte und Durchbiegungen dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass es einzig bei den Normalspannungen im Innenstützbereich zu sehr geringen Abweichungen bis 0,9 ‰ kommt. Ansonsten gleichen sich die Werte für die Modellierung „Schubfläche“ und „Feder“ mit Abweichungen in der erst dritten Nachkommastelle praktisch exakt.

			Zweistabmodell						
			VF KDφ22 Schubfläche	VF KDφ22 Feder	VF KDφ19 Schubfläche	VF KDφ19 Feder			
Steifigkeit S_I der Verbundfuge		$x = 0 - M_{max}$	9030 kN/(cm·lfm)		10075 kN/(cm·lfm)				
		$x = M_{max} - M_{Stütz}$	15090 kN/(cm·lfm)		16875 kN/(cm·lfm)				
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
	Stützbereich [s]	M_S	-11162.44	0.00	-11162.44	-11169.71	0.00	-11169.71	
	Feldbereich [m]	M_m	5668.79	0.00	5668.79	5665.13	0.00	5665.14	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	0.639	0.07	0.639	0.640	0.07	0.640
			$\sigma_{c,unten}$	-0.004	0.09	-0.004	0.007	-0.05	0.008
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	7.622	-0.01	7.623	7.318	-0.01	7.319
			$\sigma_{a,unten}$	-12.311	0.00	-12.311	-12.286	0.00	-12.286
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.328	0.00	-0.328	-0.328	0.00	-0.328
			$\sigma_{c,unten}$	-0.089	0.00	-0.089	-0.092	0.00	-0.092
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-1.388	0.00	-1.388	-1.311	0.00	-1.312
			$\sigma_{a,unten}$	5.988	0.00	5.988	5.976	0.00	5.976
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]	[kN/cm]		[kN/cm]
		t_A	Schubfluss an Auflager A	-5.260	0.00	-5.260	-5.328	0.00	-5.328
$t_{A+0,5m}$		Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A	-5.230	0.00	-5.230	-5.298	0.00	-5.298	
$t_{A+1,0m}$		Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-5.150	0.00	-5.150	-5.214	0.00	-5.214	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	
$t_{S-0,5m}$		Schubfluss 0,5m links v. Auflager S	2.364	0.00	2.364	2.496	0.00	2.496	
$t_{S-1,0m}$		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	4.088	0.00	4.088	4.286	0.00	4.286	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_C$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	1127.92	0.00	1127.92	1127.68	0.00	1127.68	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	3744.16	0.00	3744.16	3744.65	0.00	3744.65	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	17.973	0.00	17.973	17.712	0.00	17.712	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	18.620	0.00	18.620	18.353	0.00	18.353	

Abbildung 35: Vergleich der Ergebnisse zwischen Modellierung mittels Federelementen oder Schubfläche -System mit $L=30m$, ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} , $e_v=L/600$

Bei der Eingabe der Steifigkeit der Verbundfuge mittels Schubfläche ist jedoch auf folgende Punkte zu achten:

- Da der Wert der Schubfläche [in cm^2] bei der Eingabe in das Programm RSTAB im Allgemeinen um sehr vieles kleiner ist als die gleichwertige Federsteifigkeit des Federelementes [in kN/m], muss die Schubfläche auf etwa 5 Nachkommastellen genau eingegeben werden, um dieselben Ergebnisse zu erzielen.
- Bei der Modellierung der Verbundfugensteifigkeit mittels Schubfläche muss für den Verbindungsstab in RSTAB, anstatt eines „Starrstabes“, ein Balkenstab definiert werden, dessen Querschnittswerte I_y und A ebenfalls annähernd unendlich sind (siehe Kapitel 3.3.4.2). Durch ergänzende, hier nicht

angeführte Untersuchungen kann für das Trägheitsmoment I_y ausschließlich ein Wert von 10^{10} und für die Querschnittsfläche A ein Wert von 10^6 empfohlen werden, um exakt dieselben Ergebnisse zu erzielen, wie bei der Modellierung mit Federelementen.

Da durch diese Vergleichsberechnung festgestellt wurde, dass zwischen den Ergebnissen beider Modellierungsarten keine Unterschiede vorliegen, wird die Steifigkeit der Verbundfuge für die nachfolgenden Vergleichsberechnungen ausschließlich mittels Federelementen berücksichtigt.

5.4 Vergleichsberechnung D: Dübelausteilung Brückenbau – Vergleich der Auswirkungen von Einzel- und Linienlast

Im Zuge dieser Vergleichsberechnung werden die Auswirkungen auf die maximal auftretenden Spannungen in Feldmitte und im Innenstützbereich zufolge einer Linienlast mit 100kN/m (LF1) und einer Einzellast in Feldmitte eines Feldes in Höhe von 1000kN (LF2) besprochen. Dabei ausschlaggebend sind die Abweichungen bei der Berücksichtigung der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge im Vergleich zum schubstarreren Fall. Für die Schubnachgiebigkeit wird jeweils die Anfangssteifigkeit S_{init} eines Kopfbolzendübels $\phi 19\text{mm}$ berücksichtigt. Die Berechnung der erforderlichen Anzahl an Kopfbolzendübeln erfolgt mittels der „Dübelausteilung im Brückenbau“ (konstante Austeilung über Bereiche mit einer Länge von $L/5$), wobei für beide Lastfälle die Steifigkeit bzw. Dübelanzahl infolge der Linienlast herangezogen wurde. Zu beachten ist, dass nun eine veränderliche Steifigkeit der Verbundfuge vorliegt, die jeweils über die Länge von $L/5$ konstant ist. Die Spannweite des Systems beträgt $L=60\text{m}$. Dabei wurde sowohl der ungerissene Zustand I sowie der gerissene Zustand II untersucht. Weitere Ergebnisse für die Spannweiten $L=30$ und 90m sind in Anhang B 5 angegeben.

5.4.1 System mit $L=60\text{m}$ - ungerissen

Die Ergebnisse für das ungerissene System mit $L=60\text{m}$ Spannweite sind in Abbildung 36 dargestellt. Die jeweils roten Balken stellen die Spannungen infolge der Linienlast (100kN/m) und die grünen Balken infolge der Einzellast (1000kN in Feldmitte), an der jeweils angegebenen Stelle, dar. Die Abweichungen der schubweichen Ergebnisse, im unteren Teil der Abbildung, beziehen sich auf die schubstarre Lösung des jeweiligen Lastfalles.

Betrachtet man die betragsmäßigen Abweichungen an der Unterkante der Betonplatte $\sigma_{c,\text{unten}}$, so kann festgestellt werden, dass diese im Allgemeinen um ein Vielfaches unter jenen an der Oberkante des Stahlträgers $\sigma_{a,\text{oben}}$ liegen. Durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge werden die Spannungen nun auf den steiferen Querschnitt, in dem Fall den Stahlträger, umgeleitet. Die Spannungen an der Unterkante des Stahlträgers verändern sich dabei fast nicht ($\pm 2\%$).

Da die Anzahl der Dübel infolge der Linienlast von 100kN/m ermittelt wurde, sind die Abweichungen für die Linienlast im Stützbereich größer als für die Einzellast, da dort die Einzellast im Vergleich zur Linienlast für eine nur sehr geringe Ausnutzung der

Dübel sorgt. Im Feldbereich verhält es sich genau umgekehrt. Hier sind die Abweichungen infolge der Einzellast größer als durch die Linienlast.

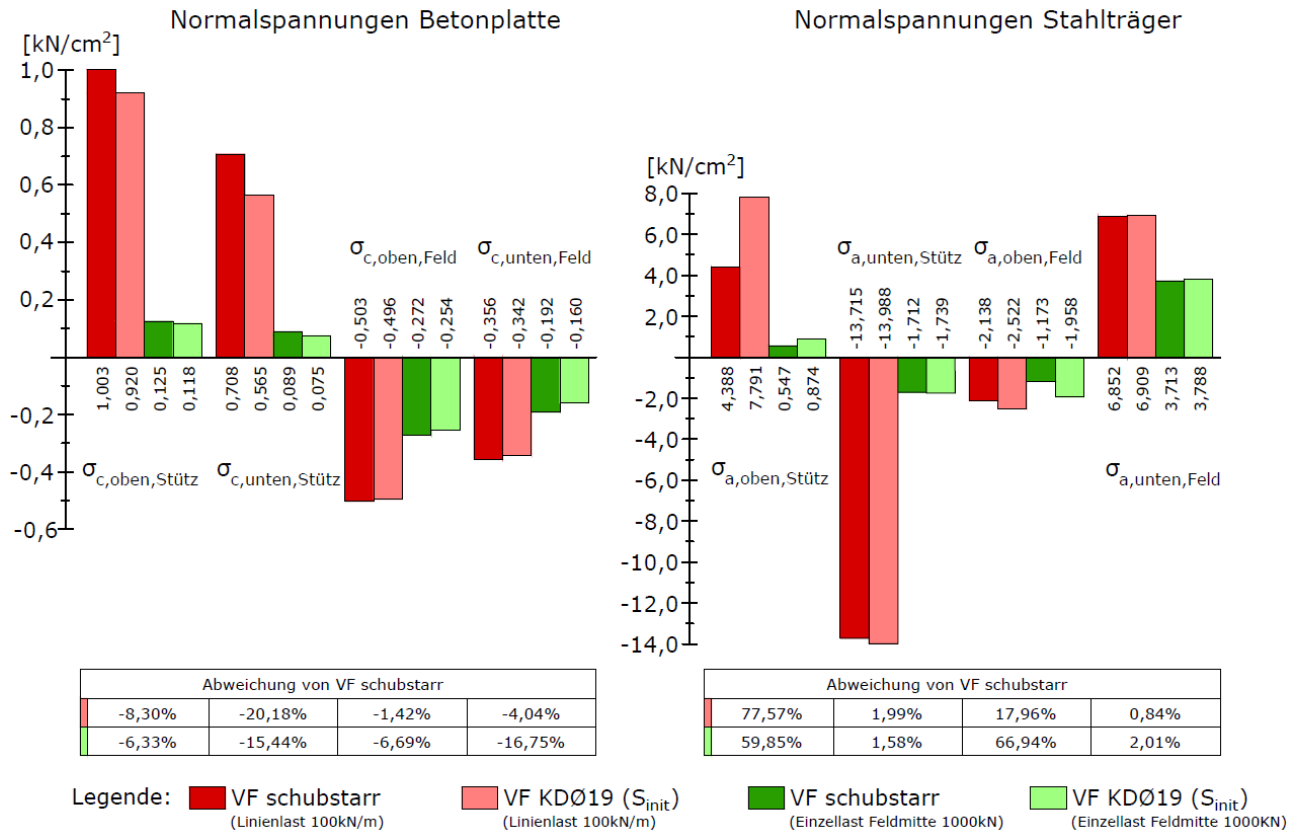


Abbildung 36: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=60m, ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init}, Dübelaustellung Brückenbau infolge Linienlast

5.4.2 System mit L=60m - gerissen

Die Ergebnisse desselben Systems, jedoch mit Berücksichtigung der Rissbildung im Stützbereich, sind in Abbildung 37 abgebildet. Im Stützbereich sind die Abweichungen, gegenüber der Schubstarr-Lösung, sowohl für die Linienlast als auch die Einzellast um einiges geringer als im ungerissenen Fall aus der vorherigen Abbildung 36. Der Grund liegt daran, dass die Spannungen im Stahlträger durch die Rissbildung schon im Schubstarr-Fall sehr stark umgelagert werden und sich die Schubweichheit der Verbundfuge somit nur mehr geringfügig auf die Ergebnisse auswirkt. Im Feldbereich entsprechen die Abweichungen hingegen in etwa jenen im ungerissenen Fall (vgl. Abbildung 36).

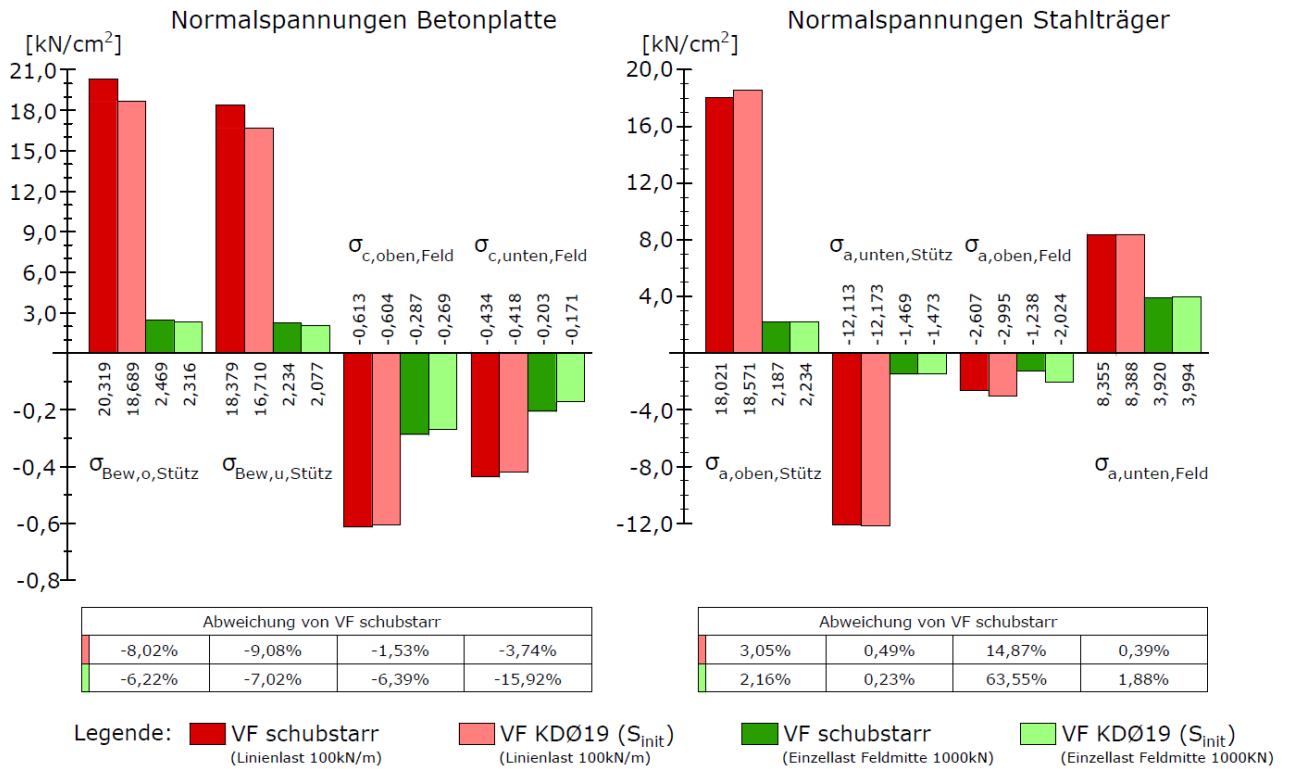


Abbildung 37: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=60m, gerissen (Zustand II), Steifigkeit S_{init}, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

5.5 Vergleichsberechnung E: Einfluss der Dübelnachgiebigkeit auf die praktische Bemessung

Um die tatsächlichen Auswirkungen der Nachgiebigkeit von Verbundmitteln in der Praxis zu ermitteln, wurden auf die Systeme mit $L=30$, 60 und 90m die zutreffenden Eigen- sowie Verkehrslasten nach Verbund aus der Vorbemessung aufgebracht. Daraus ergeben sich jeweils ungünstigste Laststellungen für das maximale Feldmoment $M_{\max,\text{Feld}}$ (LF 3.a) als auch das maximale Stützmoment $M_{\max,\text{Stütz}}$ (LF 3.b), welche für die Ergebnisdarstellung relevant sind (siehe Kapitel 4.1.4). Beim System mit $L=60\text{m}$ erfolgt zusätzlich noch die Betrachtung des durch die jeweilige ungünstigste Laststellung für die Verbundfuge minimal bzw. maximal erreichbaren Schubflusses an jeder Stelle in Trägerlängsrichtung. In diesem Kapitel werden jedoch einzig die Ergebnisse für das 60m -Modell genauer analysiert. Die Ergebnisse der Spannweiten $L=30$ und 90m befinden sich in Anhang B 5.

Weiters wurden auch die Auswirkungen durch die Wahl der unterschiedlichen Arten der Dübelausteilung (Hochbau sowie Brückenbau) untersucht. Für die Dübelausteilung im Brückenbau wird, wie schon in Kapitel 3.3.3.2 beschrieben, eine konstante Dübelanzahl über jeweils einen Bereich der Länge $L/5$ der Spannweite angenommen. Bei der vereinfachten Austeilung für den Hochbau wurde, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, die erforderliche Dübelanzahl nicht mehr zwischen kritischen Schnitten berechnet, sondern die Gesamtanzahl der Auslegung Brückenbau ermittelt und in weiterer Folge äquidistant über die gesamte Trägerlänge verteilt – dadurch liegt hier eine konstante Steifigkeit der Verbundfuge über die Trägerlänge vor.

Eine weitere Unterscheidung erfolgt in Hinblick auf die Dübelsteifigkeiten. Der Vergleich erfolgt ausschließlich für Kopfbolzendübel $\phi 19\text{mm}$; angesetzt werden hierfür einerseits die Anfangssteifigkeit S_{init} von 2500kN/cm , andererseits die Endsteifigkeit S_{sek} bei 2mm Schlupf von 404kN/cm . Beim System mit $L=60\text{m}$ werden zusätzlich noch die Auswirkungen bei Eingabe der nichtlinearen Federsteifigkeit (siehe Abbildung 23) untersucht.

Um den zutreffenden Wert des Schubflusses [in kN/cm] an jedem Punkt der Verbundfuge zu erhalten, wurde die vorhandene Querkraft im zugehörigen Verbindungsstab durch den Abstand der Verbindungsstäbe e_v dividiert.

Die Ergebnisse des derart ermittelten Schubflusses als auch der Normalspannungen am Feld- und Innenstützquerschnitt bei Variation dieser Parameter werden im weiteren Verlauf des Kapitels vorgestellt.

5.5.1 System mit L=60m ungerissen – Zustand I

Die in den folgenden Unterkapiteln dargestellten Ergebnisse beziehen sich auf das System mit einer Spannweite von L=60m, wobei sich der Stützbereich vorerst im ungerissenen Zustand I befindet, um die grundlegenden Zusammenhänge besser zu erkennen.

5.5.1.1 Beanspruchungen in der Verbundfuge

Bei den Beanspruchungen in der Verbundfuge erfolgt eine Unterscheidung zwischen den Lastfällen $M_{\max, \text{Feld}}$ (LF 3.a) und $M_{\max, \text{Stütz}}$ (LF 3.b) sowie den für die einzelnen Bereiche der Verbundfuge ungünstigsten Laststellungen für die Ermittlung einer Umhüllenden (Minimum- und Maximumwert an jeder Stelle der Verbundfuge).

a) Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelaussteilung Hochbau, S_{init} und S_{Sek}):

Einführend erfolgt eine Darstellung des Schubflusses in der Verbundfuge für den Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ und zwar ausschließlich für eine konstante Dübelaussteilung im Hochbau (konstante Steifigkeit der Verbundfuge über die Trägerlänge). Im oberen Teil von Abbildung 38 ist auf der y-Achse der Wert des Schubflusses in kN/cm angegeben, die x-Achse stellt dabei die Systemlänge dar. Im unteren Teil ist auf der y-Achse zusätzlich noch die zugehörig vorhandene Dübelanzahl in Anzahl(Stück)/lfm aufgetragen. Die schwarz punktierte Linie folgt dem Verlauf des Schubflusses, welcher bei einer schubstarr und somit unnachgiebigen Verbundfuge vorliegt. Bei den jeweils rot und blau strichlierten Kurven wird bereits die Schubnachgiebigkeit, jeweils mittels der Initialsteifigkeit S_{init} oder Sektantensteifigkeit S_{Sek} , berücksichtigt.

Aus der Abbildung ist ersichtlich, dass die veränderliche Last infolge Verkehr ausschließlich im linken Feldbereich aufgebracht ist, da hier im Vergleich zum rechten Bereich die Werte des Schubflusses erheblich höher sind und zudem ein Sprung des Schubflusses (und entsprechend der Querkraft) zufolge der Einzellast vorliegt. Der schubstarre Verlauf des Schubflusses folgt exakt dem Querkraftverlauf im Stahlträger, da dieser direkt aus diesem berechnet wird. Der Sprung bei $x=30\text{m}$ resultiert aus der an dieser Stelle einwirkenden Verkehrseinzellast $Q_{V,d}$.

Vergleicht man nun den schubstarreren mit den schubweichen Verläufen, so ist feststellbar, dass durch den Einfluss der Nachgiebigkeit die Schubspannungsspitzen sehr stark abgeschwächt werden. Die Schubflusslinie S_{init} folgt dabei größtenteils genau dem schubstarreren Verlauf mit Ausnahme der Ausrundung im Bereich des Innenstützaufagers bei $L=60\text{m}$ und der Einzellast bei $x=30\text{m}$. Im Bereich links des Innenstützaufagers liegt der maximale Wert des Schubflusses für S_{init} (rot strichlierte Kurve) bei $6,89\text{kN/cm}$ und ist somit um $17,7\%$ kleiner als jener bei schubstarrer Verdübelung (schwarz punktierte Linie). Auch im Bereich des linken Endaufagers liegt der Wert für S_{init} infolge der Ausrundung der Schubflussspitze mit $-5,47\text{kN/cm}$ um $7,0\%$ unter dem Wert von $-5,88\text{kN/cm}$ für den schubstarreren Verlauf.

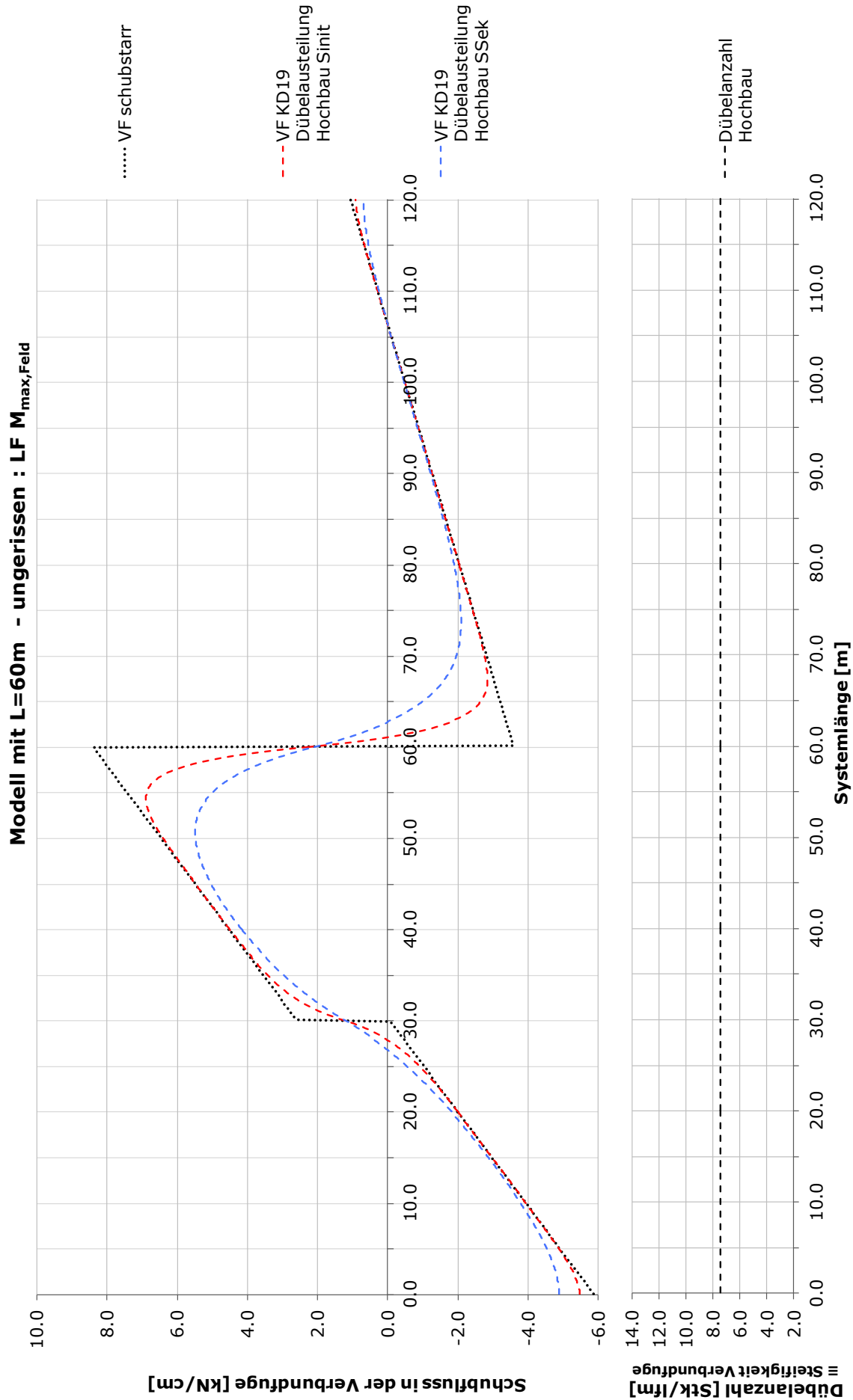


Abbildung 38: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen,
 LF $M_{max,Feld}$, Dübelaussteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Noch deutlicher zeigen sich die Auswirkungen der Nachgiebigkeit bei der Betrachtung der Schubfluss-Kurve mit der, im Vergleich zu S_{init} , um mehr als das sechsfache geringeren Federsteifigkeit S_{Sek} . Hier liegt der Schubfluss im linken Endauflagerbereich um 17% und links des Innenstützauflegers um 34% unter den Maximalwerten des schubstarrten Verlaufes.

Auffallend ist in den beiden Fällen auch, dass die Nachgiebigkeit der Verbundfuge auch zu einem generellen Abfall der übertragenen Gesamtschubkraft (als Integral der Schubflüsse) führt: man erkennt dies an der geringeren Gesamtfläche unter den Schubflusskurven. Dies bedeutet, dass in Summe weniger Kraft in den Betongurt übertragen wird, als nach einer starren Berechnung angenommen wird. Dies äußert sich dann entsprechend mit erhöhten Normalspannungen im Stahlträger.

Im rechten Feldbereich ab etwa $x=80\text{m}$ verlaufen sowohl der schubstarre als auch die schubweichen Verläufe aufgrund der geringeren Belastung (hier wirkt nur $g_{d,nV}$) nahezu ident.

b) Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

In Punkt a) wurde zur Einführung und leichteren Verständlichkeit ausschließlich der Schubfluss mittels der konstanten Dübelausteilung im Hochbau betrachtet. In Abbildung 39 sind zusätzlich noch die Kurven für die Dübelausteilung im Brückenbau abgebildet. Dabei liegt in den Bereichen der Auflager eine höhere Steifigkeit der Verbundfuge vor, wie in Abbildung 39 unten erkennbar.

Auffallend bei der Dübelausteilung im Brückenbau sind die markanten Sprünge (bis zu $\pm 2 \text{ kN/cm}$) im Verlauf des Schubflusses. Der Grund hierfür liegt daran, dass die Anzahl der Kopfbolzendübel nur jeweils über eine Länge von $L/5$ konstant ist. Beim Modell $L=60\text{m}$ liegt somit alle 12m eine andere Dübelanzahl und damit geänderte Steifigkeit der Verbundfuge vor (siehe schwarz durchgezogene Linie im unteren Abbildungsbereich). In jenem Punkt, in dem sich die Dübelanzahl plötzlich ändert, kommt es durch den daraus resultierenden Steifigkeitsunterschied auch zu einem Sprung im Schubflussverlauf. Der Wert des Schubflusses ist dabei an jener Seite des Sprunges größer, an welcher auch die größere Anzahl an Dübeln und somit die höhere Steifigkeit vorhanden ist. Weiters ist auffallend, dass der Sprung im Verlauf des Schubflusses bei niedrigeren Werten geringer, bei höheren Werten größer ausfällt.

Vergleicht man die Kurven „Dübelausteilung Hochbau“ mit jenen der „Dübelausteilung Brückenbau“, so kann man feststellen, dass die Abweichungen vom Schubstarren Verlauf mit $S=\infty$ am linken Endauflager A in etwa gleich groß sind. Im Bereich links des Innenstützauflegers sind die Abweichungen bei der Austeilung Brückenbau im Vergleich zur Hochbauausteilung jedoch um einiges kleiner, da hier durch die in diesem Bereich vorhandene höhere Dübelanzahl ($11,8$ anstatt $7,4$ Dübel/lfm, siehe Abbildung 39 unten) und der damit einhergehenden höheren Steifigkeit der Verbundfuge die Kräfte – bedingt durch die rein elastische Berechnung – „angezogen“ werden.

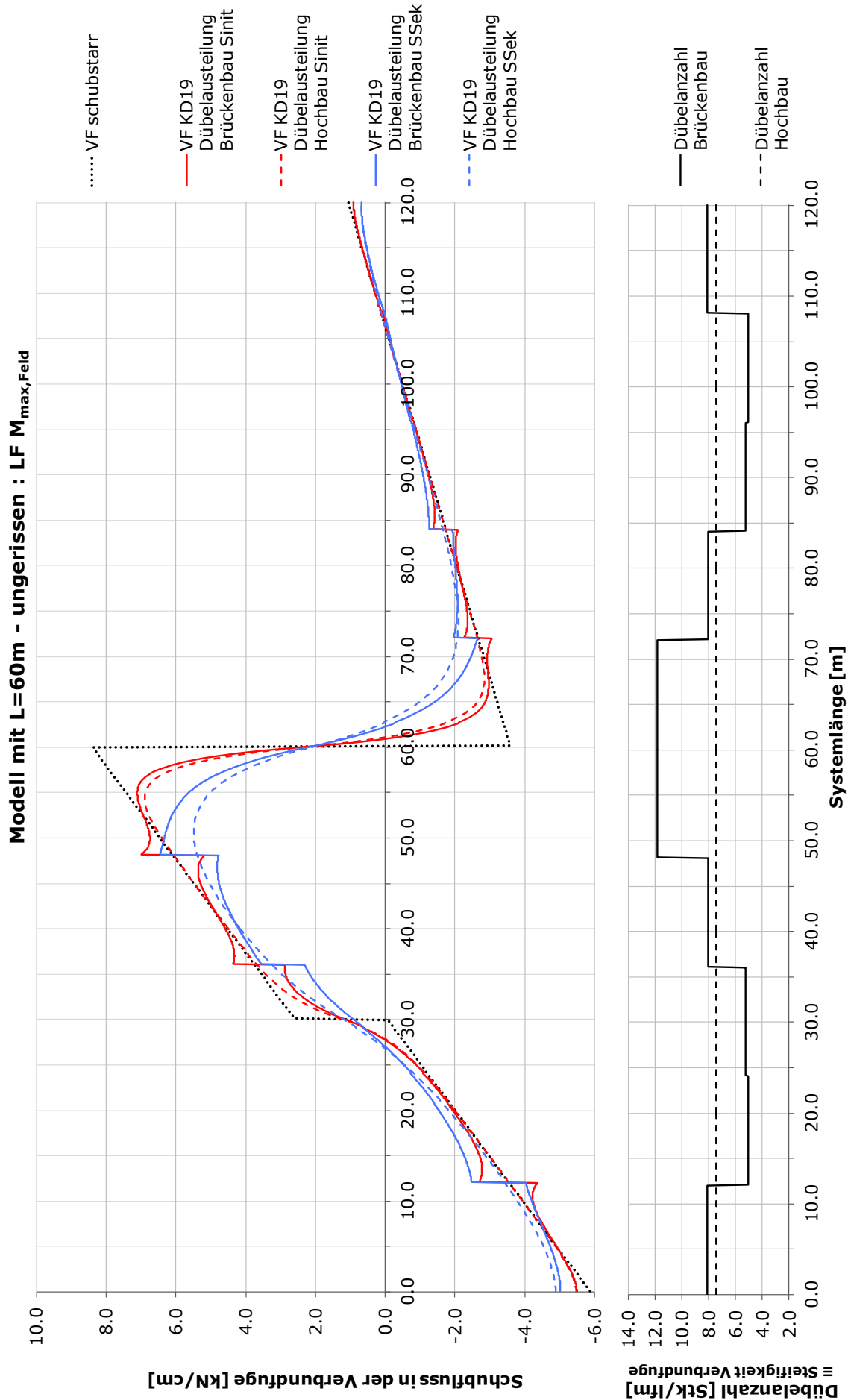


Abbildung 39: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen,
LF $M_{max, Feld}$, Dübelasteilung Hochbau und Brückenbau mit S_{init} und S_{sek}

Abschließend sind die genauen Werte des Schubflusses für $S=\infty$, S_{init} und S_{sek} samt den dazugehörigen Abweichungen gegenüber der schubstarrten Rechnung mit $S=\infty$ für einige maßgebende Punkte in Tabelle 2 zusammengefasst:

Tabelle 2: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
($L=60\text{m}$, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max,\text{Feld}}$)

System 60m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max,\text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,88	-5,47	-7,0	-4,88	-17,0
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	8,37	6,89	-17,7	5,50	-34,3
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-3,58	-2,84	-20,7	-2,09	-41,6
t_C	Schubfl. Auflager C	1,06	0,91	-14,2	0,69	-34,9

c) Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Dübelaussteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

Bei der Betrachtung des Schubflusses infolge des Lastfalles $M_{\max, \text{Stütz}}$ in Abbildung 40 können die gleichen Tendenzen wie unter Punkt b) festgestellt werden. Durch die Maximierung des Stützmomentes und der somit auf beiden Feldern aufgebrauchten veränderlichen Verkehrslast $q_{V,d}$ fällt der Schubfluss vor allem im rechten Teilfeld höher aus. Die Verkehrseinzellast $Q_{V,d}$ und der daraus resultierende Sprung im schubstarrten Verlauf befindet sich nunmehr bei $x=36\text{m}$ anstatt 30m .

Vergleicht man die Abweichungen des Schubflusses infolge $M_{\max, \text{Stütz}}$ aus Tabelle 3 mit jenen von $M_{\max, \text{Feld}}$ aus Tabelle 2 kann konstatiert werden, dass diese sowohl am Auflager A als auch im Bereich S annähernd gleich groß sind. Einzig am Auflager C sind die Abweichungen mit $-9,7\%$ für S_{init} und $-23,6\%$ für S_{Sek} geringfügig kleiner geworden.

Tabelle 3: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
($L=60\text{m}$, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Stütz}}$)

System 60m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,26	-4,86	-7,6	-4,28	-18,6
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	8,98	7,39	-17,7	5,78	-35,6
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-7,48	-5,89	-21,3	-4,36	-41,7
t_C	Schubfl. Auflager C	4,11	3,71	-9,7	3,14	-23,6

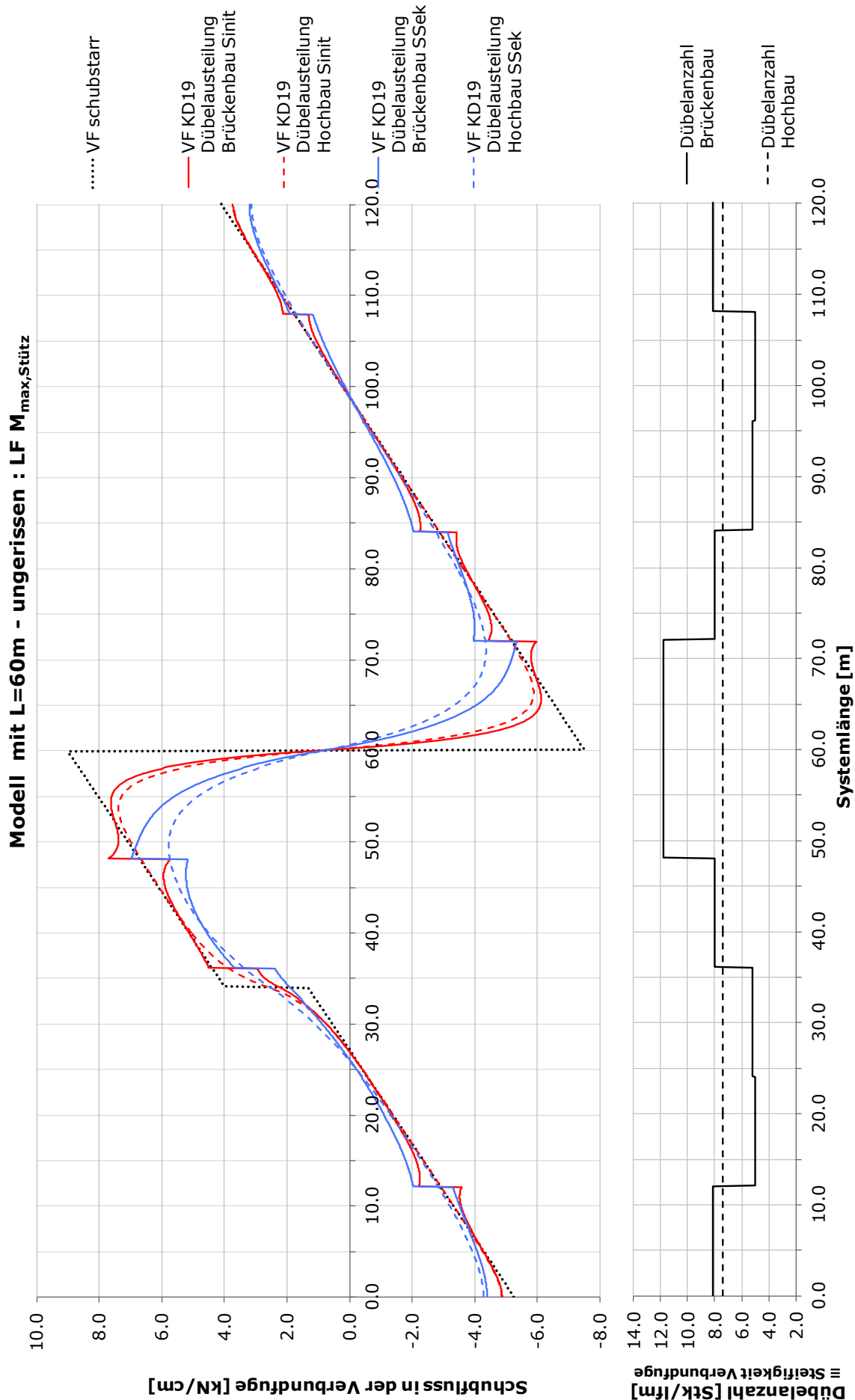


Abbildung 40: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen,
LF $M_{max,Stütz}$ Dübelansteilung Hochbau und Brückenbau mit S_{init} und S_{sek}

d) Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelausteilung Brückenbau, lineare Feder mit S_{init} und nichtlineare Feder):

Unter diesem Punkt wird, wie in den Punkten a) und b), wiederum der Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (LF 3.a) betrachtet. Jedoch erfolgt der Vergleich ausschließlich mittels der Dübelausteilung im Brückenbau (über Bereichslänge von $L/5$ konstante Dübelanzahl) mit einer linearen (Anfangssteifigkeit S_{sek}) sowie auch einer nichtlinearen Feder (Kennlinie siehe Abbildung 23). Die Anzahl der Dübel (unterer Teil der Abbildung) bleibt jedoch auch für die Berechnung mit nichtlinearer Feder ident. Das Ergebnis der Berechnung zeigt Abbildung 41.

Auffallend beim Vergleich des Schubflusses bei Ansatz einer nichtlinearen gegenüber einer linearen Feder ist, dass die Verläufe in den Bereichen, in denen der Schubfluss noch eher gering ist, sehr gut übereinstimmen. Dies lässt sich dadurch erklären, dass hier die Federsteifigkeit der nichtlinearen Feder noch im linearen Bereich der Anfangssteifigkeit liegt und somit noch dieselbe Steifigkeit der linearen Feder besitzt. Erkennbar ist dies vor allem im rechten Teilfeld aber auch in Feldmitte des ersten Teilfeldes. Steigt der Wert des Schubflusses und somit die Kraft im Dübel wie am Endauflager A oder im Innenstützbereich S jedoch an, so fällt die Federsteifigkeit durch das nichtlineare Verhalten sehr stark ab (die Feder wird somit weicher) und es ergeben sich größere Abweichungen zwischen beiden Verläufen. Wie zu erwarten liefert die Berechnung mit nichtlinearer Feder die kleineren Maximalwerte. Die Unterschiede bleiben jedoch sehr gering, da ja die Dübel auf die Berechnung mit starrer Verbundfuge ausgelegt wurden, sodass auch die höchst beanspruchten Dübel ausreichende Tragreserven aufweisen. Die Sprünge im Schubfluss bei nachgiebiger Verbundfuge erklären sich, wie schon unter b) beschrieben, wiederum aus den dort durch eine abrupte Änderung der Dübelanzahl vorhandenen Steifigkeitssprüngen.

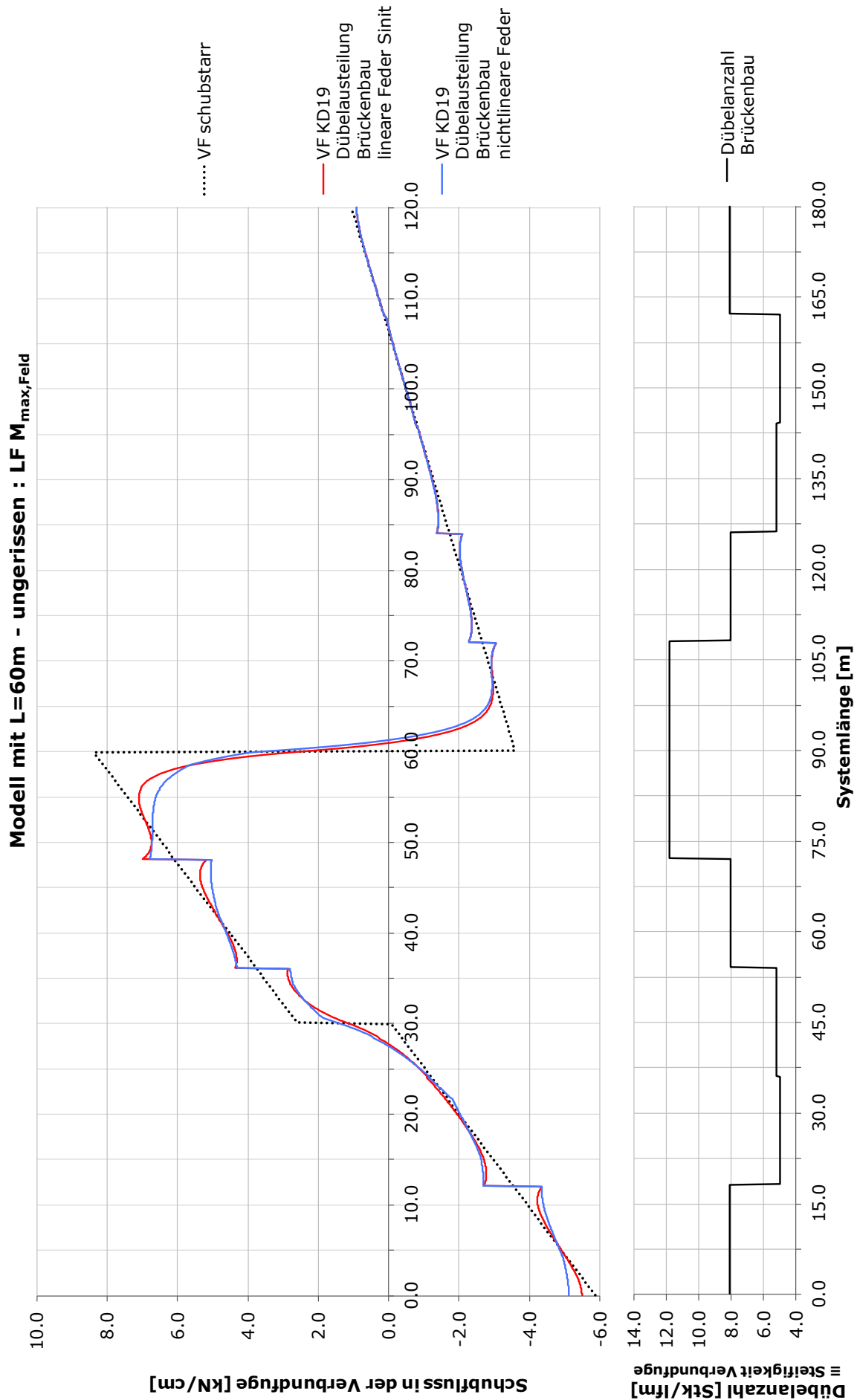


Abbildung 41: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen,
LF $M_{max, Feld}$ Dübelasteilung Brückenbau, lineare und nichtlineare Feder

e) Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Dübelaussteilung Brückenbau, lineare Feder mit S_{init} und nichtlineare Feder):

Selbiges Verhalten ergibt sich auch unter Betrachtung des Lastfalles $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Abbildung 42). Jedoch sind in diesem Fall durch den höheren Schubfluss rechts des Innenstützaufagers sowie am linken Endauflager auch in diesem Bereichen Abweichungen zwischen den Verläufen der linearen und nichtlinearen Feder zu erkennen.

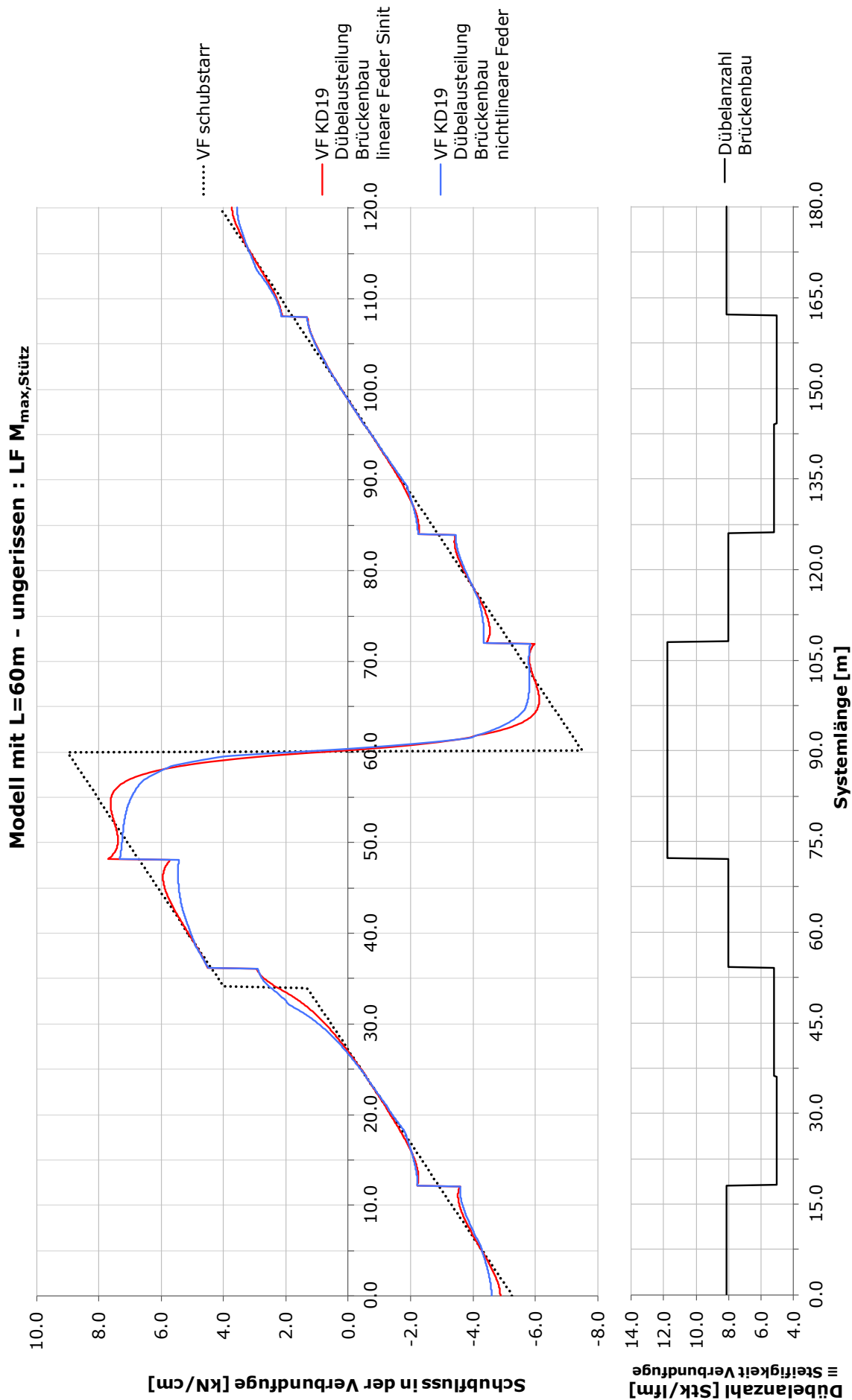


Abbildung 42: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen,
LF M_{max,Stütz} Dübelasteilung Brückenbau, lineare und nichtlineare Feder

f) max/min Schubfluss über die gesamte Trägerlänge

(Dübelausteilung Hochbau, S_{init} und S_{Sek}):

In den Punkten a) bis e) wurde ausschließlich der Schubfluss unter einer bestimmten Laststellung ($M_{max,Feld}$ und $M_{max,Stütz}$) betrachtet. Im nun vorliegenden Fall in Abbildung 43 ist für jeden Punkt der Verbundfuge, der infolge einer zugehörigen ungünstigsten Laststellung, maximal bzw. minimal auftretende Schubfluss, die sogenannte „Umhüllende“ aufgetragen.

Es lässt sich wiederum erkennen, dass durch die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge bei der Berechnung mit S_{init} bzw. S_{Sek} die Spitzen des Schubflusses geringer bzw. mehr abgebaut und ausgerundet werden. Der Grad der Ausrundung hängt dabei auch von der Höhe des Schubflusses ab.

Tabelle 4 zeigt exemplarisch für die Steifigkeit S_{init} die Abweichungen der Schubweichen von der schubstarrten Lösung für den maximalen bzw. minimalen Schubfluss an zwei Punkten im linken Teilfeld (Werte des rechten Teilfeldes sind symmetrisch, jedoch mit verkehrtem Vorzeichen).

Tabelle 4: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
(L=60m, Zustand I, Dübelausteilung Hochbau, min/max Schubfluss)

System 60m ungerissen Dübelausteilung Hochbau min/max Schubfluss		max. Schubfluss			min. Schubfluss		
		$S=\infty$	S_{init}		$S=\infty$	S_{init}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Aufl. A	-1,06	-0,90	-15,1	-7,35	-6,56	10,7
$t_{S,li}$	Schubfl. links v. S	9,83	7,85	20,1	2,90	2,28	21,4

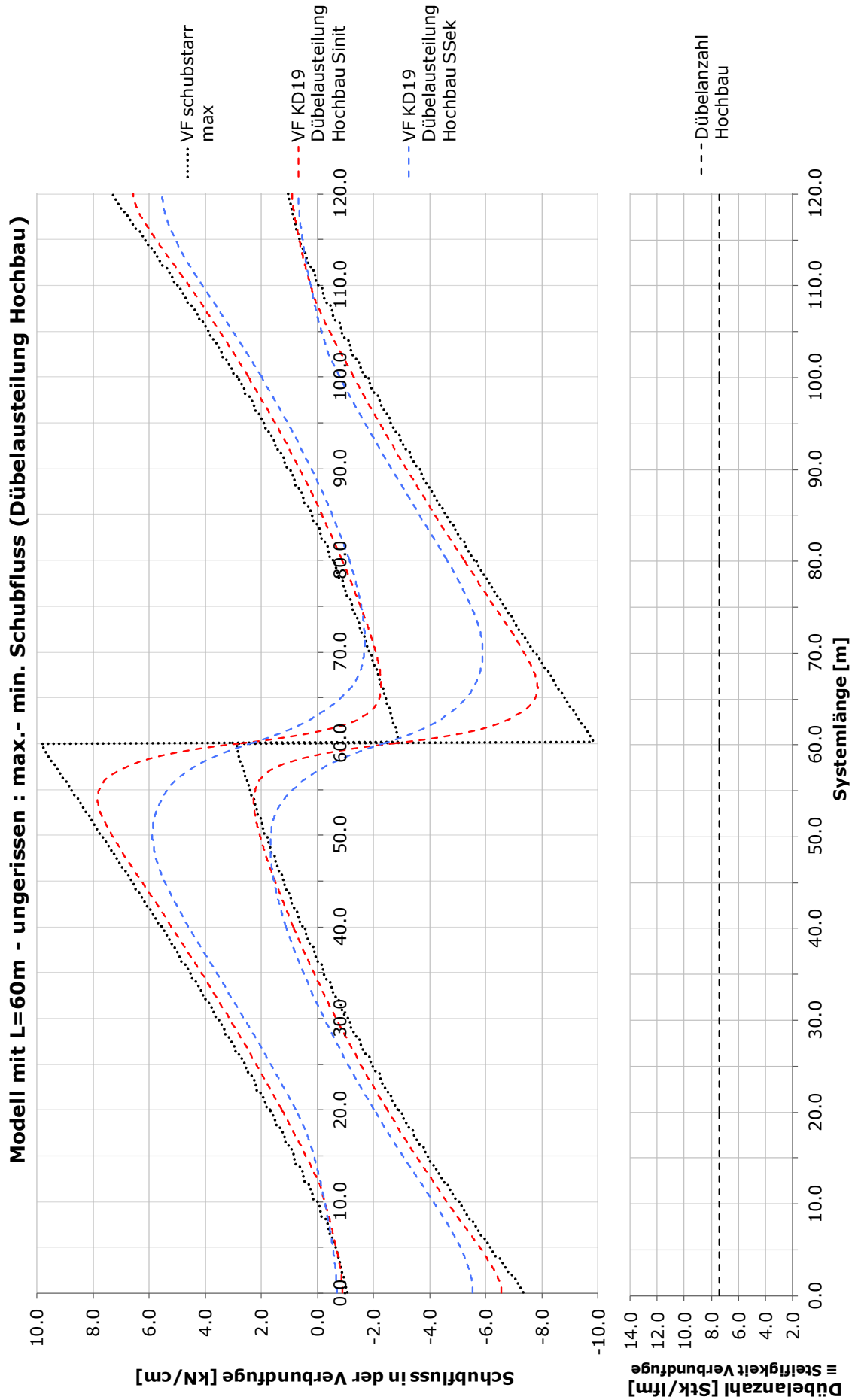


Abbildung 43: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen, max/min Schubfluss, Dübelbelastung Hochbau mit S_{init} und S_{sek}

g) max/min Schubfluss über die gesamte Trägerlänge

(Dübelausteilung Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

Bei Betrachtung des minimalen und maximalen Schubflusses in Zusammenhang mit der Dübelausteilung Brückenbau (Abbildung 44) sind wiederum die Sprünge an den Stellen von Steifigkeitsänderungen sehr gut erkennbar. Auffällig ist auch, dass der Sprung jeweils an jener Kurve (min. oder max.) größer ist, an welcher auch der betragsmäßig höhere Schubfluss vorhanden ist.

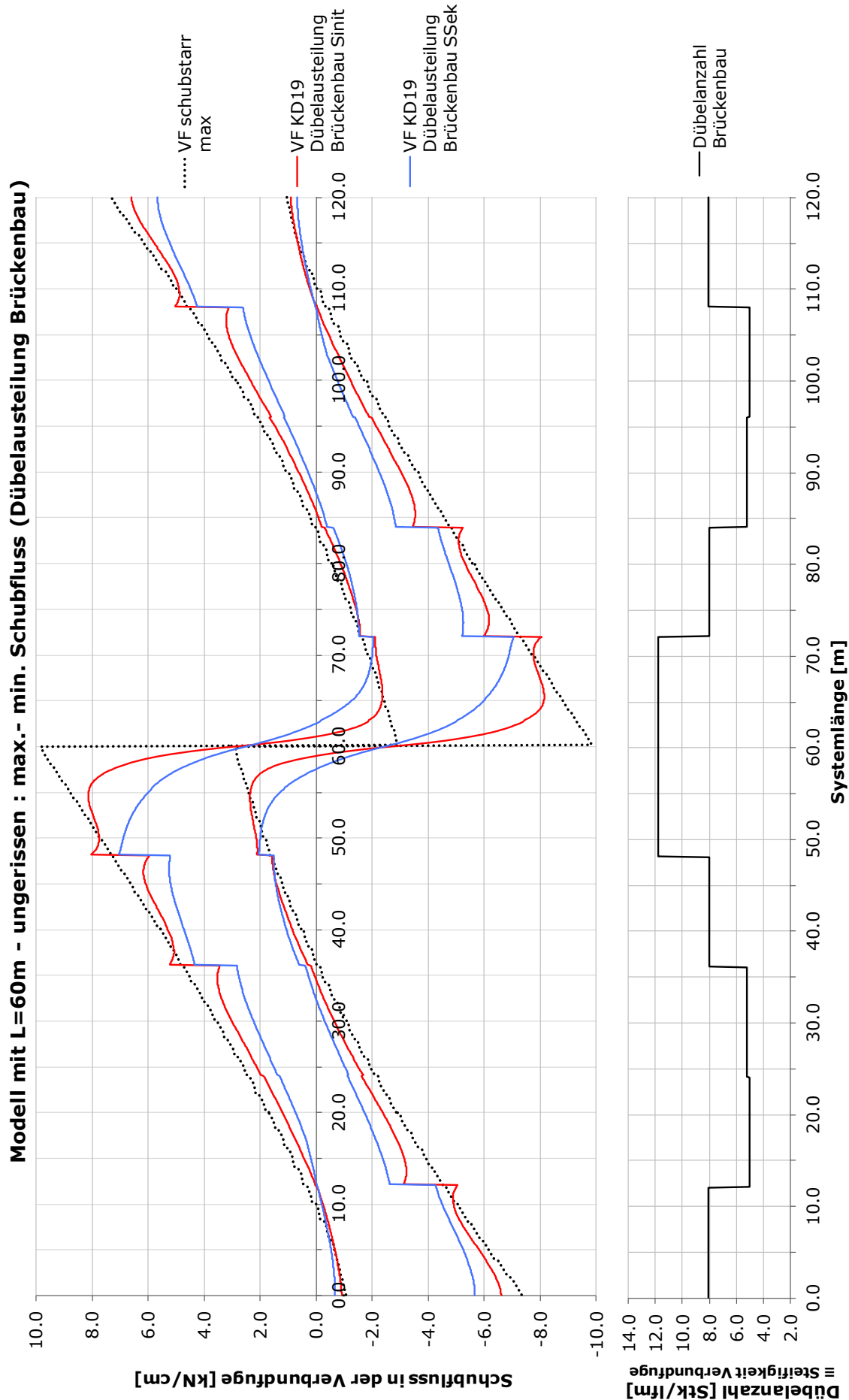


Abbildung 44: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen, max/min Schubfluss, Dübelausteilung Brückenbau mit S_{init} und S_{sek}

5.5.1.2 Durchbiegung und Normalspannungen im Stütz- und Feldbereich

Nachfolgend werden in Abbildung 45 für das ungerissene System mit einer Spannweite von $L=60\text{m}$ die Normalspannungen jeweils in Feldmitte m sowie im Innenstützbereich S für die jeweils ungünstigste Belastung (LF 3.a, 3.b) dargestellt. In Abbildung 46 erfolgt die Darstellung der Durchbiegungen in Feldmitte und an der maximalen Stelle. Im unteren Bereich der Abbildungen sind zusätzlich die jeweiligen Abweichungen der schubweichen Ergebnisse von der schubstarr Lösung angegeben.

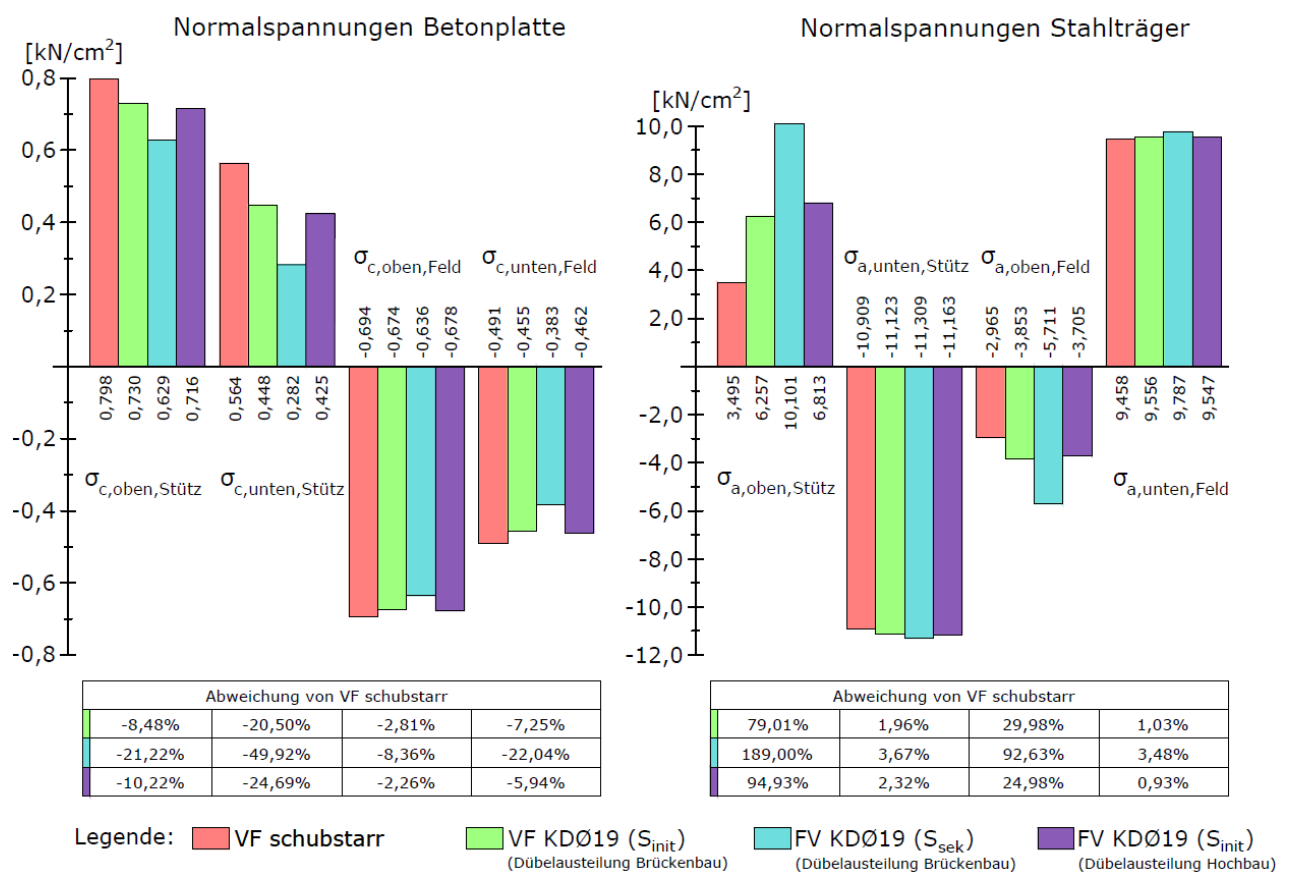


Abbildung 45: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m :

Modell mit $L=60\text{m}$ - ungerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

Wie aus der Abbildung hervorgeht, werden durch den Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge die Normalspannungen im Betonstab tendenziell kleiner, im Stahlträger hingegen größer. Der Grund hierfür liegt darin, dass durch die Schubnachgiebigkeit die Kräfte immer von steiferen Bereichen, im Fall eines Verbundträgers ist dies der Stahlträger, angezogen werden. Im Bereich der Verbundfuge, d.h. bei $\sigma_{c,unten}$ und $\sigma_{a,oben}$, sind die Abweichungen deutlich größer als an den äußeren Bereichen des

Querschnittes. Die gleiche Tendenz kann beim Vergleich des Feld- und Stützquerschnittes beobachtet werden. Im Stützbereich sind durch die größere Momentenbelastung auch größere Abweichungen als im Feldbereich feststellbar.

Die Abweichungen bei einer Steifigkeit S_{init} sind sowohl bei der Dübelausteilung Hochbau (grüner Balken) als auch Brückenbau (violetter Balken) in etwa gleich groß, da sich hier einzig die Anzahl an Dübeln und somit die Steifigkeit der Verbundfuge gering unterscheiden (siehe z.B. Abbildung 40 unten). Erst beim Ansatz der um ein vielfaches geringeren Steifigkeit S_{sek} sind erhebliche Unterschiede feststellbar. Beispielsweise steigt die Spannung im Stahlträger im Innenstützquerschnitt $\sigma_{a,oben,Stütz}$ von etwa 3,5 um 189% auf über 10kN/cm² an. Im Gegensatz dazu verringert sich die Betonspannung $\sigma_{c,unten,Stütz}$ um fast 50% auf 0,28kN/cm².

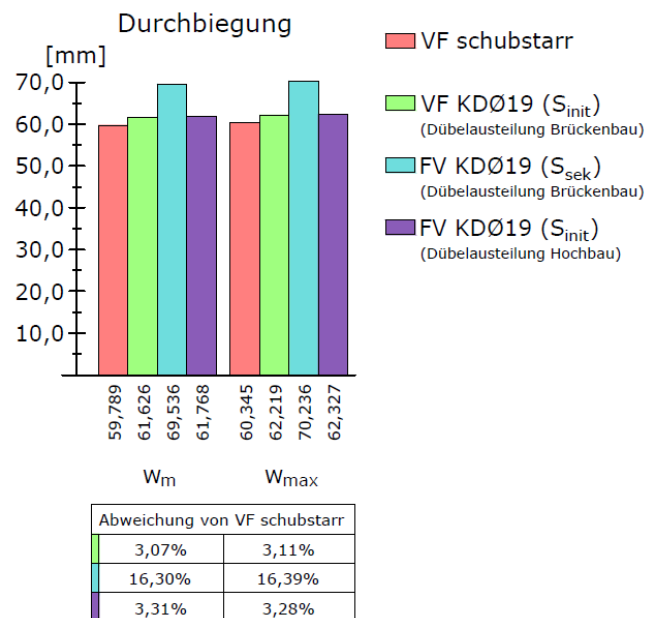


Abbildung 46: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle (max):
Modell mit L=60m - ungerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

Bei der Durchbiegung schwanken die Zunahmen bei Berücksichtigung der Initialsteifigkeit S_{init} anstatt der schubstarreren Berechnung zwischen +3,07 und +3,31%. Somit hat die Schubnachgiebigkeit in diesem Fall nur sehr geringe Auswirkungen auf die Durchbiegung. Erst bei der viel geringeren Sekantensteifigkeit S_{sek} ist die Abweichung mit über +16% nicht mehr unerheblich. Jedoch ist in Bezug darauf anzumerken, dass bei Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit (=SLS, hierzu zählt auch die Durchbiegung) durch das geringere Lastniveau (in etwa ein Faktor 0,6 im Vergleich zum ULS) die Dübel bei weitem nicht voll ausgenutzt werden und somit im Allgemeinen auch die Anfangssteifigkeit maßgebend sein wird.

5.5.2 System mit L=60m gerissen – Zustand II

Das in diesem Kapitel vorgestellte System besitzt ebenfalls eine Spannweite von L=60m, die Betonplatte im Innenstützbereich befindet sich nun jedoch im gerissenen Zustand II, wodurch die Zugspannungen in diesem Bereich ausschließlich über die Bewehrung aufgenommen werden.

5.5.2.1 Beanspruchungen in der Verbundfuge

Bei den Beanspruchungen in der Verbundfuge erfolgt ebenfalls eine Unterscheidung zwischen den Lastfällen $M_{\max, \text{Feld}}$ und $M_{\max, \text{Stütz}}$ sowie den für die Verbundfuge ungünstigsten Laststellungen für die Ermittlung einer Umhüllenden (Minimum- und Maximumwert).

a) Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelaussteilung Hochbau, S_{init} und S_{Sek}):

Im nun vorliegenden Modell, in dem sich der Innenstützbereich im gerissenen Zustand II befindet (Abbildung 47), werden große Unterschiede zum ungerissenen Modell (Abbildung 38) deutlich. Zur übersichtlicheren Darstellung ist in Abbildung 47 wiederum nur die Dübelaussteilung Hochbau (konstante Steifigkeit der Verbundfuge) aufgetragen. Im Bereich $x=0,85 \cdot L$ außerhalb des Innenstützquerschnittes, in dem die Betonplatte noch nicht gerissen ist, sind die Werte des Schubflusses, sowohl im gerissenen, als auch ungerissenen Modell, noch in etwa gleich hoch. Der Sprung im schubstarreren Verlauf bei $x=30\text{m}$ resultiert aus der dort angesetzten Verkehrseinzellast. Erst im Innenstützquerschnitt wird der Einfluss der nun vorhandenen geringeren Betonplattensteifigkeit deutlich. Der Schubfluss fällt dabei im Übergangsbereich von Zustand I zu II bei $x=51$ und 69m ($=60 \pm 9\text{m}$, dies entspricht $\pm 0,15 \cdot L$) schlagartig ab. Die im Übergangsbereich beim schubstarreren Verlauf erkennbare Unstetigkeit erklärt sich damit, dass der Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand und somit die Änderung der Querschnittssteifigkeit im Modell nicht kontinuierlich sondern plötzlich erfolgt. Der Großteil des Schubflusses resultiert aus dem Querschnittssprung, woraus die Diskontinuität des Schubflusses resultiert. Durch den dort vorhandenen Verbindungsstab wird die Normalkraft der Betonplatte (Zustand I) als Querkraft eingeleitet und in weiterer Folge als Normalkraft in den Stahlträger übertragen (die Änderung des Schubflusses bewirkt gleichzeitig eine Änderung der Normalkraft in Betonplatte sowie

Stahlträger). Erst durch die Berücksichtigung einer schubnachgiebigen Verbundfuge tritt diese Unstetigkeit bei $x=51\text{m}$ erst gar nicht mehr auf, bei $x=69\text{m}$ steigt der Schubfluss für S_{init} auf nur mehr etwa 5kN/cm ($\Delta \approx 5,9\text{kN/cm}$) an und bei S_{Sek} ist die Ausprägung der Unstetigkeit nahezu ganz abgeklungen ($\Delta \approx 1,3\text{kN/cm}$).

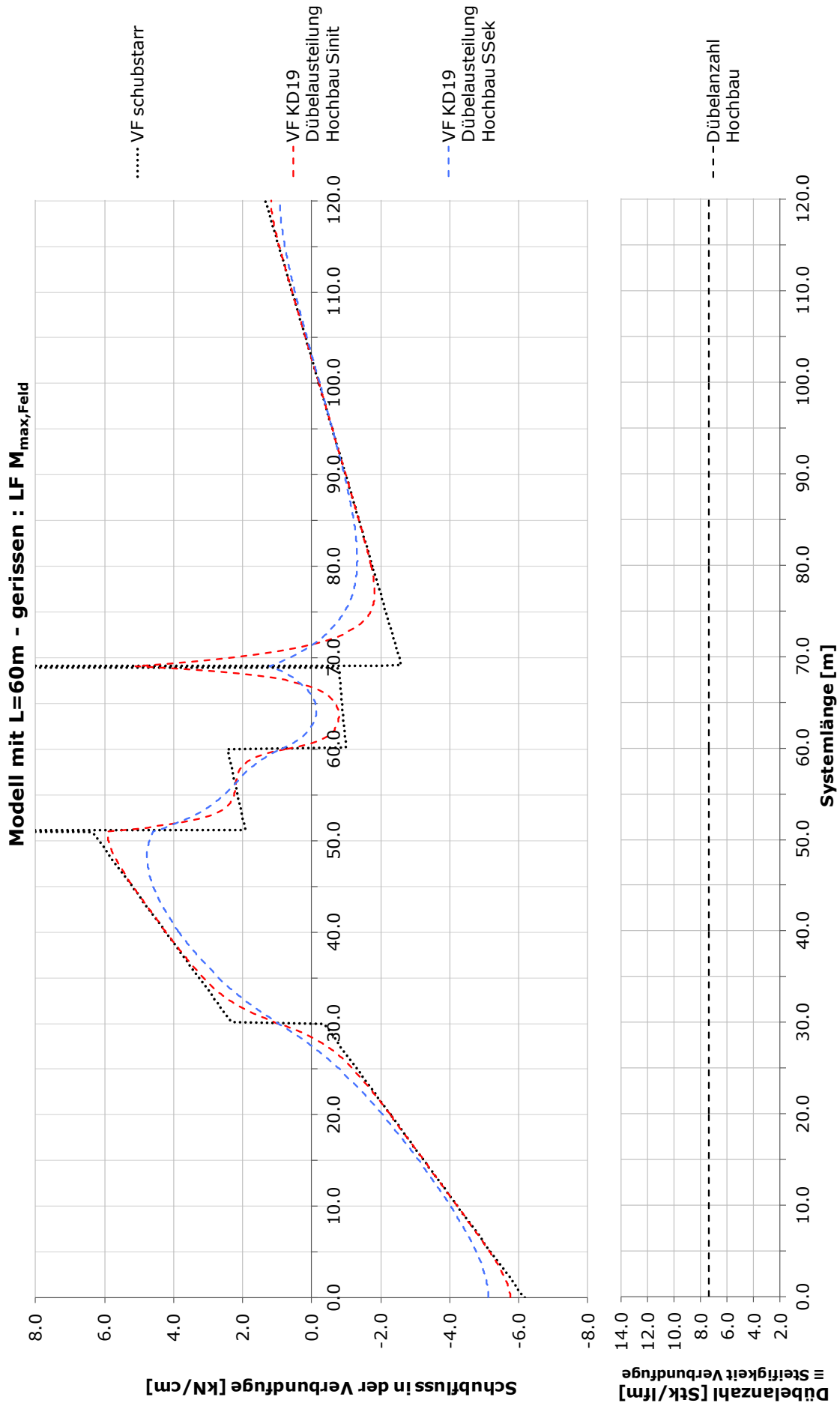


Abbildung 47: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - gerissen, LF $M_{max, Feld}$, Dübelaussteilung Hochbau mit S_{init} und S_{sek}

b) Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

Zusätzlich zur Dübelausteilung Hochbau (konstante Steifigkeit der Verbundfuge) ist in Abbildung 48 auch jene im Brückenbau mit aufgenommen worden. Wieder sind dort die Sprünge bei einer Änderung der Dübelanzahl und damit der Steifigkeit der Verbundfuge deutlich zu erkennen. Im Bereich ab $x=51\text{m}$ unterscheiden sich die Verläufe der beiden Dübelausteilungen, mit Ausnahme der kleinen Sprünge, nur sehr geringfügig. Bei $x=72\text{m}$ ist trotz des großen Sprunges in der Dübelanzahl nahezu kein Sprung im Schubfluss erkennbar, da hier dessen Wert mit unter 1kN/cm sehr gering ist.

Einzig an der linken Seite der Unstetigkeitsstelle bei $x=51\text{m}$ weichen die Schubflüsse der Dübelausteilung Hochbau mit jener im Brückenbau stärker voneinander ab, da die Strecke vom letzten Sprung bei $x=48\text{m}$ zu kurz ist, damit sich die beiden Kurven wieder annähern können. Die Werte des Schubflusses bei der Dübelausteilung Brückenbau mit S_{init} und im schubstarreren Fall sind hier mit etwa $6,5\text{kN/cm}$ nahezu gleich groß. Die Unstetigkeit bei $x=69\text{m}$ bei der Dübelausteilung Brückenbau ist im Gegensatz zur Austeilung Hochbau etwas größer ausgeprägt ($\Delta \approx 7,3\text{kN/cm}$ für S_{init} und $1,9\text{kN/cm}$ für S_{Sek}).

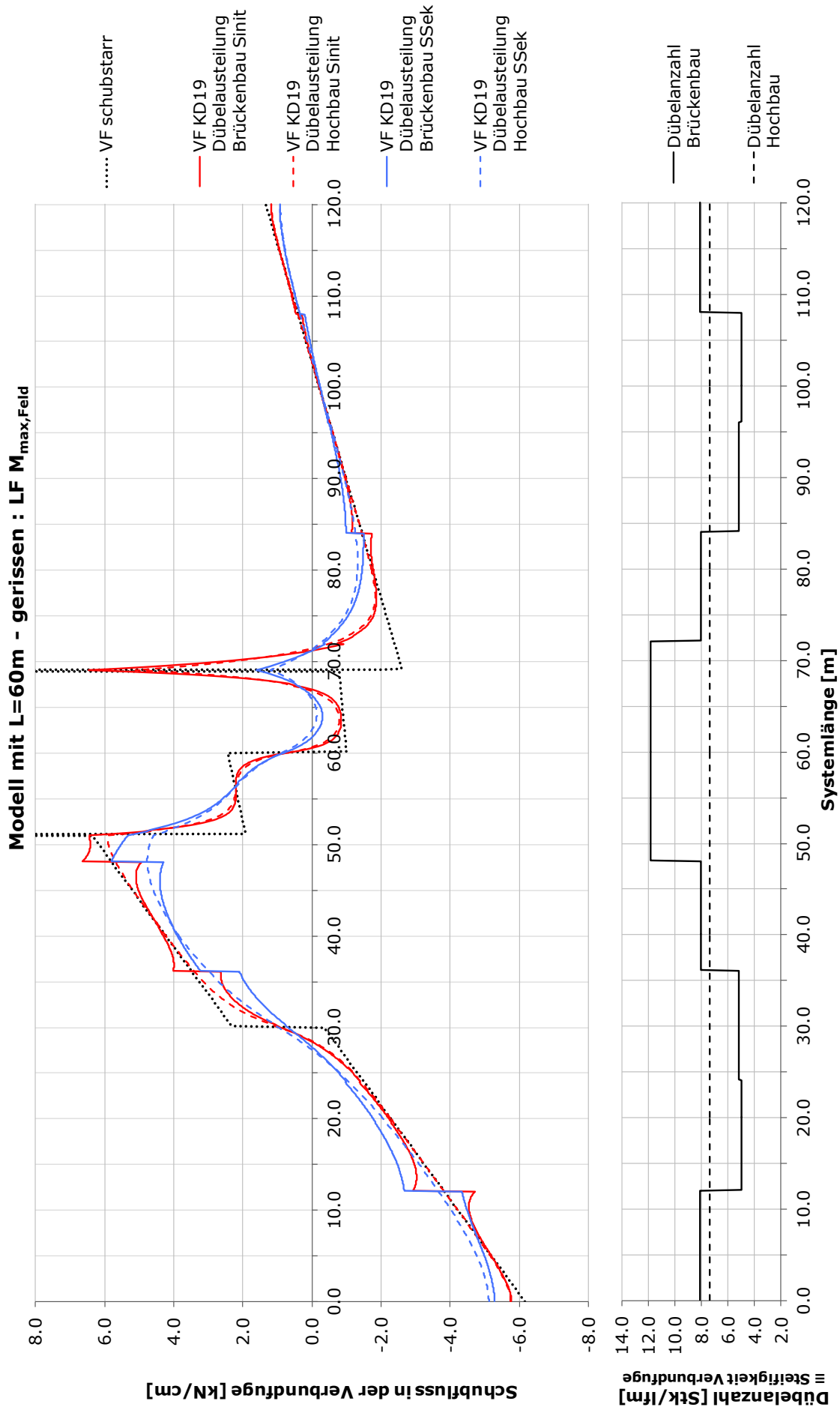


Abbildung 48: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=60\text{m}$ - gerissen,
LF $M_{max, Feld}$, Dübelansteilung Hochbau und Brückenbau mit S_{init} und S_{sek}

In Tabelle 5 sind die Werte des Schubflusses bei nachgiebiger (S_{init} und S_{Sek}) und schubstarrer Verbundfuge sowie deren Abweichungen infolge der Dübelaussteilung Hochbau im gerissenen Zustand II angegeben. An den Endauflagerpunkten stimmen die Abweichungen vom schubstarreren Verlauf für beide Steifigkeiten in etwa mit jenen beim ungerissenen System überein. An den Stellen der Unstetigkeiten im Schubfluss bei $x=51$ sowie $69m$ werden diese durch die Schubnachgiebigkeit sehr stark reduziert.

Tabelle 5: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarreren Lösung
($L=60m$, Zustand II, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{max,Feld}$)

System 60m gerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{max,Feld}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-6,17	-5,75	-6,8	-5,12	-17,0
t_{51m}	Schubfl. bei $x=51m$	47,93	5,91	-87,7	4,59	-90,4
t_{69m}	Schubfl. bei $x=69m$	223,46	5,10	-97,7	1,21	-99,5
t_C	Schubfl. Auflager C	1,35	1,18	-12,6	0,92	-31,9

c) Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

Vergleicht man den Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$ mit $M_{\max, \text{Feld}}$ (Abbildung 49 und Abbildung 48), so ist feststellbar, dass der Schubfluss an der Stelle der linken Unstetigkeit im Fall der schubweichen Verläufe nun keinen Sprung mehr aufweist, sondern sehr stark nach unten abgerundet ist. Dies resultiert daraus, dass die Unstetigkeit hier nicht in den positiven Bereich steigt sondern in den negativen abfällt. Auch die Ausprägung der Unstetigkeit bei $x=69\text{m}$ ist im vorliegenden Fall etwas geringer als beim Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelausteilung Hochbau: $\Delta \approx 3,0\text{kN/cm}$ für S_{init} und $0,2\text{kN/cm}$ für S_{Sek} , Dübelausteilung Brückenbau: $\Delta \approx 4,0\text{kN/cm}$ für S_{init} und $0,3\text{kN/cm}$ für S_{Sek}).

Die Abweichungen vom schubstarreren Verlauf sind am Auflager A im Fall des gerissenen Modells mit $-7,4\%$ (S_{init}) bzw. $-18,9\%$ (S_{Sek}) geringfügig größer als im ungerissenen Modell. Am Auflager C wiederum sind diese mit $-9,1\%$ (S_{init}) bzw. $-23,4\%$ (S_{Sek}) jedoch kleiner geworden.

Tabelle 6: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarreren Lösung
($L=60\text{m}$, Zustand II, Dübelausteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Stütz}}$)

System 60m gerissen Dübelausteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,55	-5,14	-7,4	-4,50	-18,9
$t_{69\text{m}}$	Schubfl. bei $x=69\text{m}$	159,24	1,23	-99,2	-1,25	-100,8
t_C	Schubfl. Auflager C	4,49	4,08	-9,1	3,44	-23,4

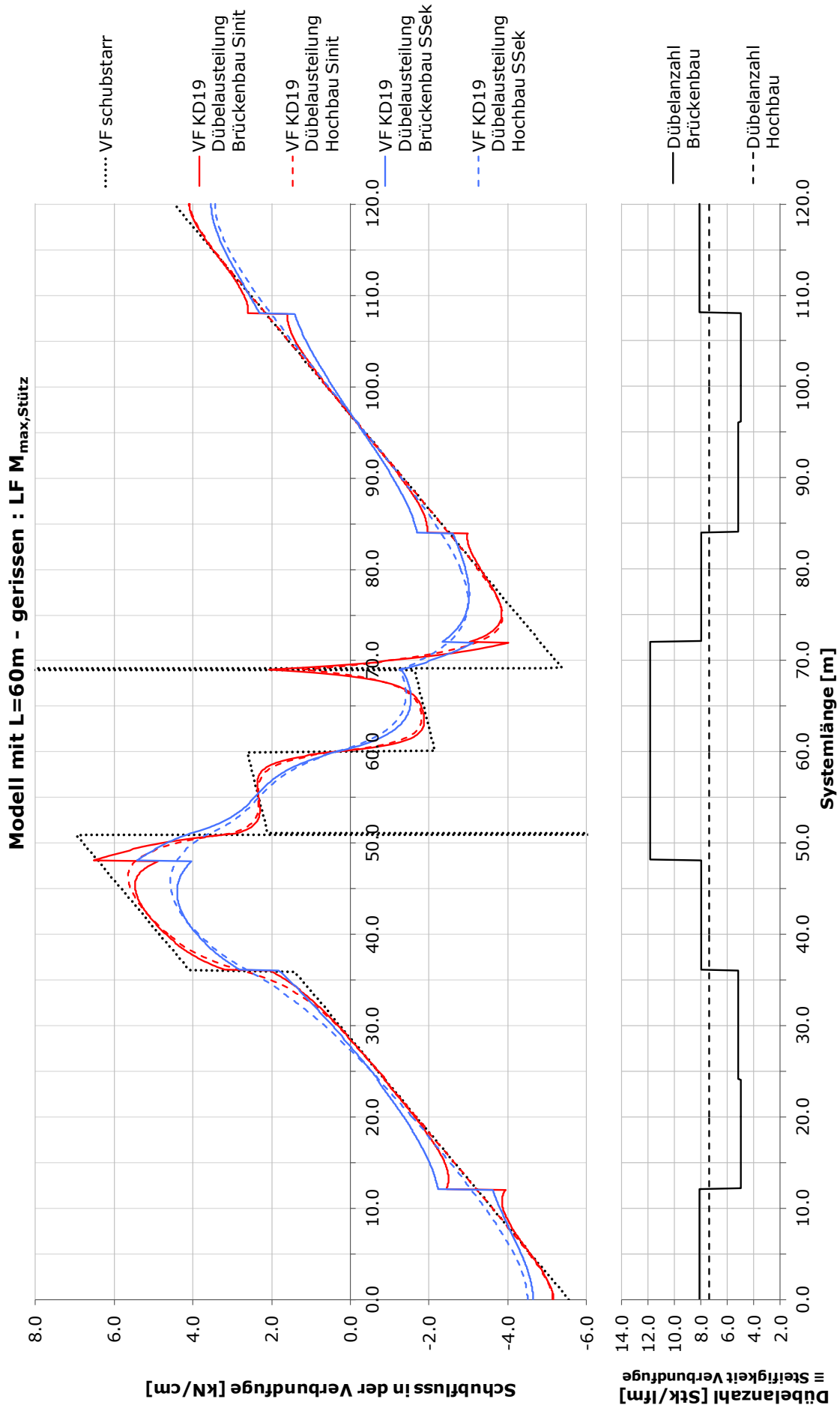


Abbildung 49: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - gerissen,
LF M_{max,Stütz} Dübelanzahl Hochbau und Brückenbau mit S_{init} und S_{sek}

d) Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$ (Dübelausteilung Brückenbau, lineare Feder mit S_{init} und nichtlineare Feder):

Vergleicht man die Ergebnisse einer Berechnung mit nichtlinearen Federn zu jener mit linearen Feder im gerissenen Zustand II (Abbildung 50), so ist wiederum deutlich zu erkennen, dass der Schubfluss durch die Nichtlinearität der Feder in hoch ausgenutzten Bereichen deutlich unter jenen bei der Berechnung mit linearen Federn fällt. Aus diesem Grund wird durch die Nichtlinearität die Unstetigkeitsstelle im Schubfluss bei $x=69\text{m}$ weiter abgebaut ($\Delta \approx 7,3\text{kN/cm}$ bei linearer und $5,9\text{kN/cm}$ bei nichtlinearer Feder; der Unterschied beträgt $1,4\text{kN/cm}$). Am Auflager A betragen die Abweichungen von der schubstarrten Lösung im Fall der linearen Federn mit S_{init} $-6,5\%$, bei der Berechnung mit nichtlinearen Federn hingegen bereits $-13,3\%$.

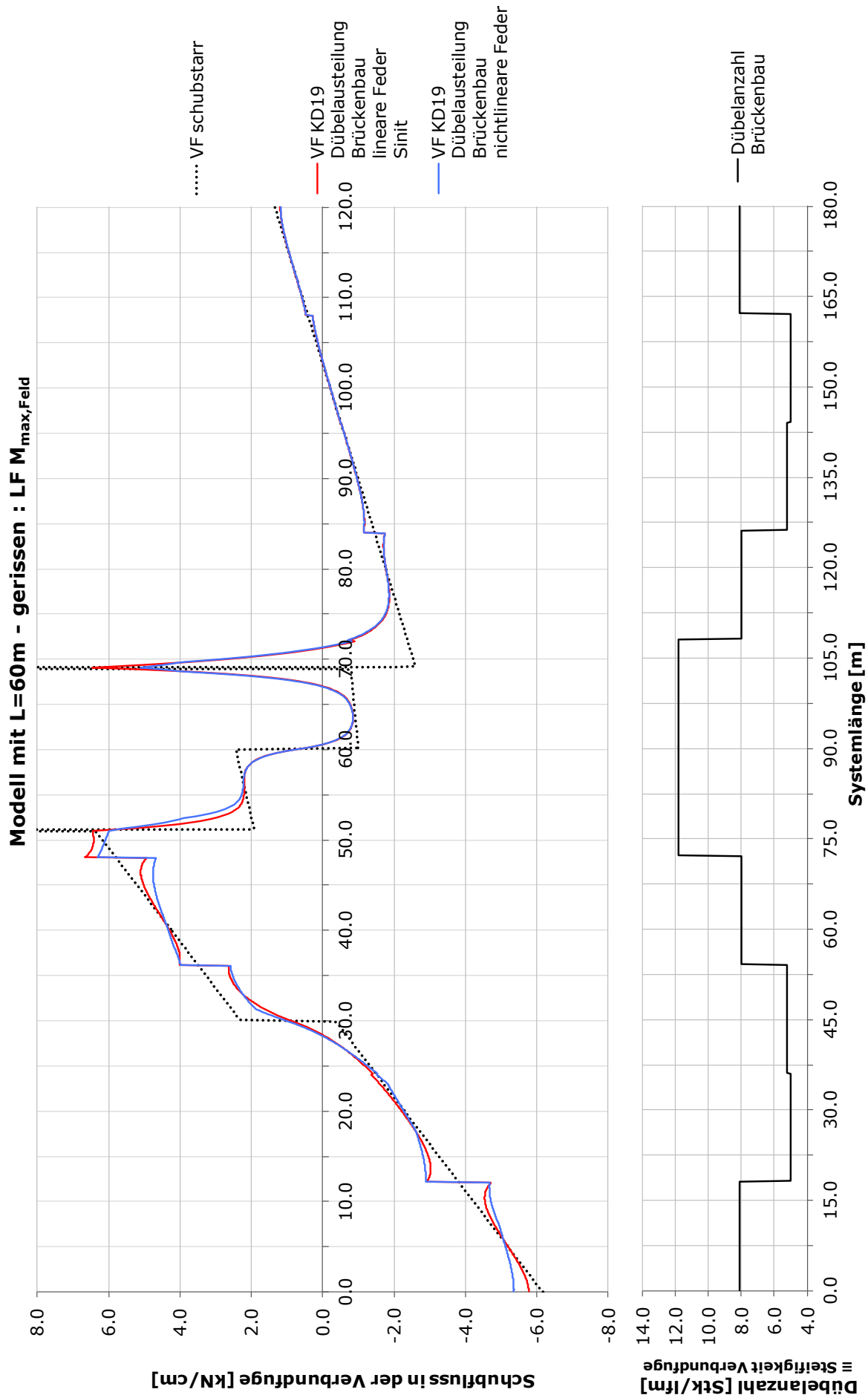


Abbildung 50: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - gerissen, $LF M_{max, Feld}$, Dübelanzahl Brückenbau, lineare und nichtlineare Feder

e) Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Dübelaussteilung Brückenbau, lineare Feder mit S_{init} und nichtlineare Feder):

Unter dem Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$ (Abbildung 51) ist die Differenz im Schubflussunterschied Δ an der Unstetigkeitsstelle $x=69\text{m}$ nun nicht so stark ausgeprägt ($\Delta \approx 3,9\text{kN/cm}$ bei Berechnung mit linearer und $3,7\text{kN/cm}$ bei jener mit nichtlinearer Feder). Die Differenz beträgt hierbei nur $0,2\text{kN/cm}$. Am Auflager A hingegen bleiben die Abweichungen vom schubstarreren Verlauf mit $-7,0\%$ (linear) und $-12,8\%$ (nichtlinear) annähernd gleich.

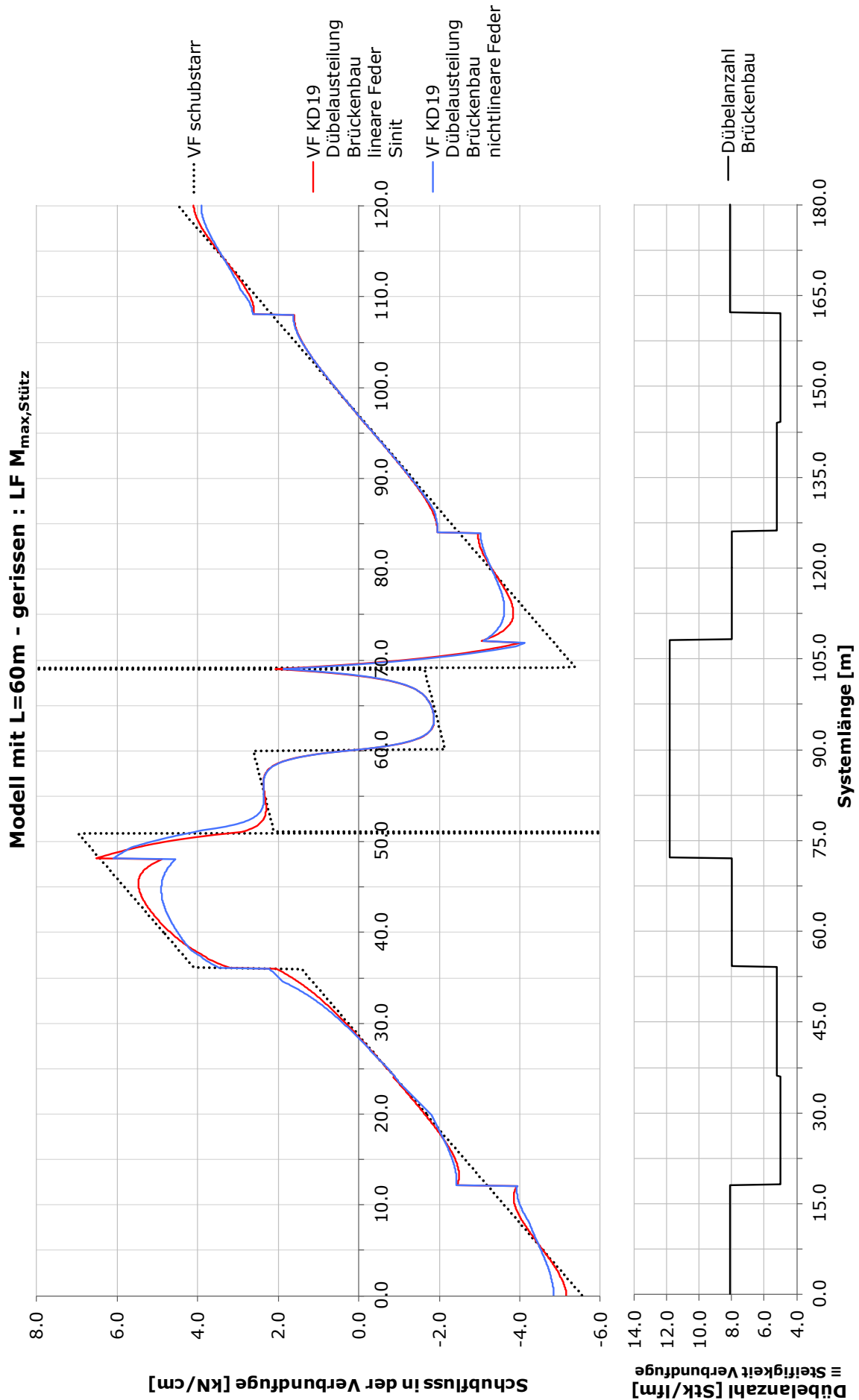


Abbildung 51: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - gerissen,
LF $M_{max,Stütz}$ Dübelanzahl Brückenbau, lineare und nichtlineare Feder

f) max/min Schubfluss entlang der Trägerlänge

(Dübelausteilung Hochbau, S_{init} und S_{Sek}):

Betrachtet wird in Abbildung 52 der an jeder Stelle der Verbundfuge jeweils vorliegende minimal (untere Kurven) und maximal (obere Kurven) mögliche Schubfluss, einerseits für eine schubstarre Verbundfuge sowie auch mit den Steifigkeiten S_{init} und S_{Sek} . Um eine ausreichende Übersichtlichkeit zu gewährleisten, wird vorerst nur die Dübelausteilung Hochbau betrachtet.

Vergleicht man die schubstarre mit der schubweichen (S_{init}) Lösung, kann festgestellt werden, dass diese Kurven im Allgemeinen, außer an jenen Endauflagerpunkten mit dem betragsmäßig höheren Wert des Schubflusses, nicht sehr weit auseinanderliegen. Die Unstetigkeitsstellen bei $x=51\text{m}$ und 69m besitzen für S_{init} schon um einen Großteil verringerten Ausprägungsgrad als im schubstarreren Verlauf.

Die beiden schubweichen Verläufe mit S_{init} und S_{Sek} weichen untereinander um einiges stärker ab, als dies bei S_{init} im Vergleich zum schubstarreren Verlauf der Fall ist. Dies gilt vor allem im Bereich der Unstetigkeitsstellen als auch im Endauflagerbereich beim jeweils betragsmäßig höheren Schubfluss. Im Bereich der Unstetigkeitsstellen beim betragsmäßig kleineren Schubfluss ist dies bei dem Verlauf mit S_{Sek} schon annähernd vollständig abgeklungen. Auffallend ist auch, dass im negativen Schubflussbereich der Schubfluss für S_{Sek} meist über und im positiven Bereich meist unter jenem von S_{init} liegt.

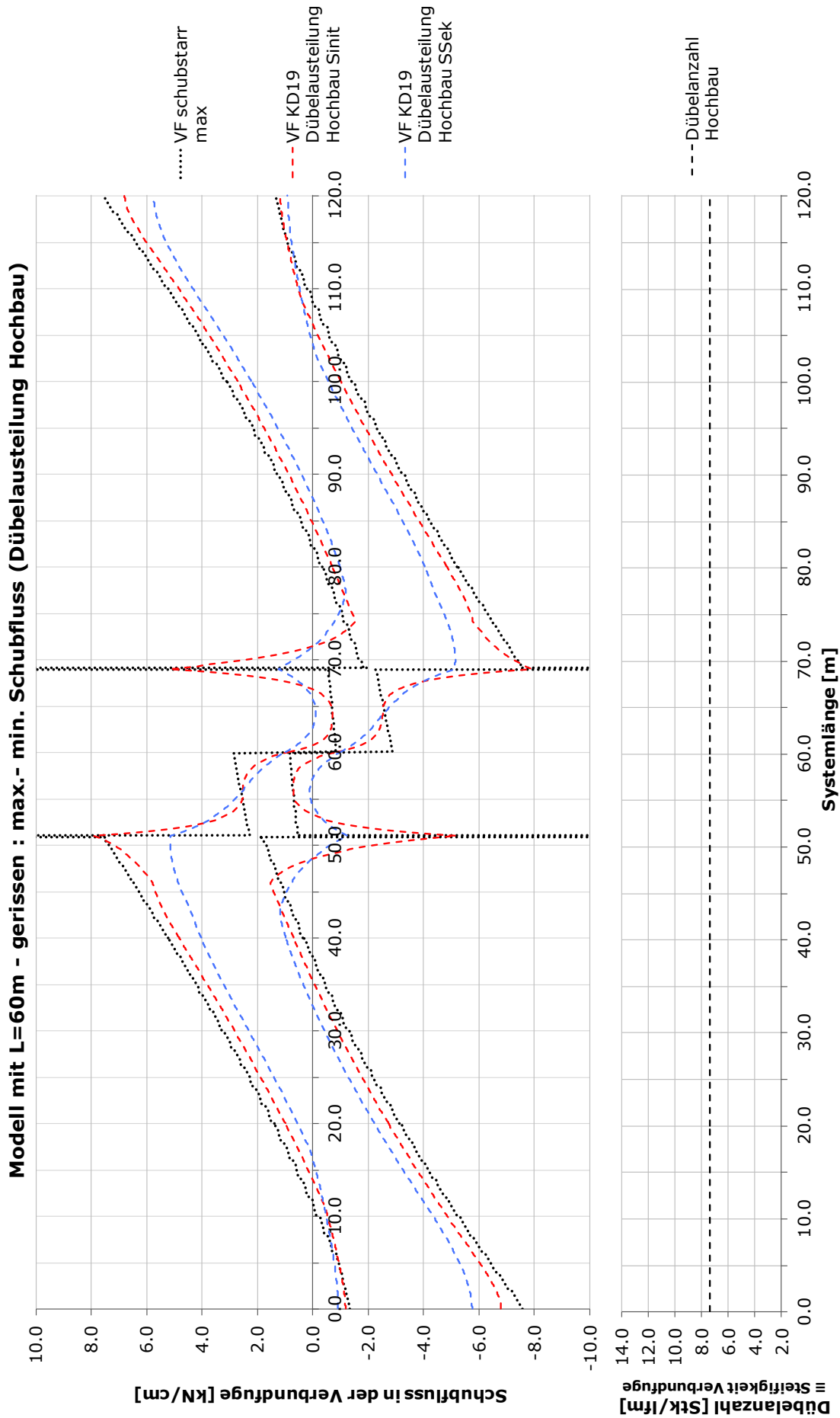


Abbildung 52: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - gerissen, max/min Schubfluss, Dübelansteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

g) max/min Schubfluss entlang der Trägerlänge

(Dübelausteilung Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

Für die Schubflussverläufe in Zusammenhang mit der Dübelausteilung Brückenbau (Abbildung 53) sind wiederum die Sprünge im Bereich der Steifigkeitsänderungen feststellbar. Diese Sprünge sind für die Kurven mit den Steifigkeiten S_{init} und S_{Sek} betragsmäßig in etwa gleich groß. An den Stellen links von $x=51\text{m}$ bzw. rechts von $x=69\text{m}$ steigt im positiven bzw. negativen Bereich des Schubflusses dieser für S_{init} sogar über den Wert bei schubstarrer Verbundfuge an. Ansonsten ist grundsätzlich dasselbe Verhalten wie unter Punkt f) feststellbar.

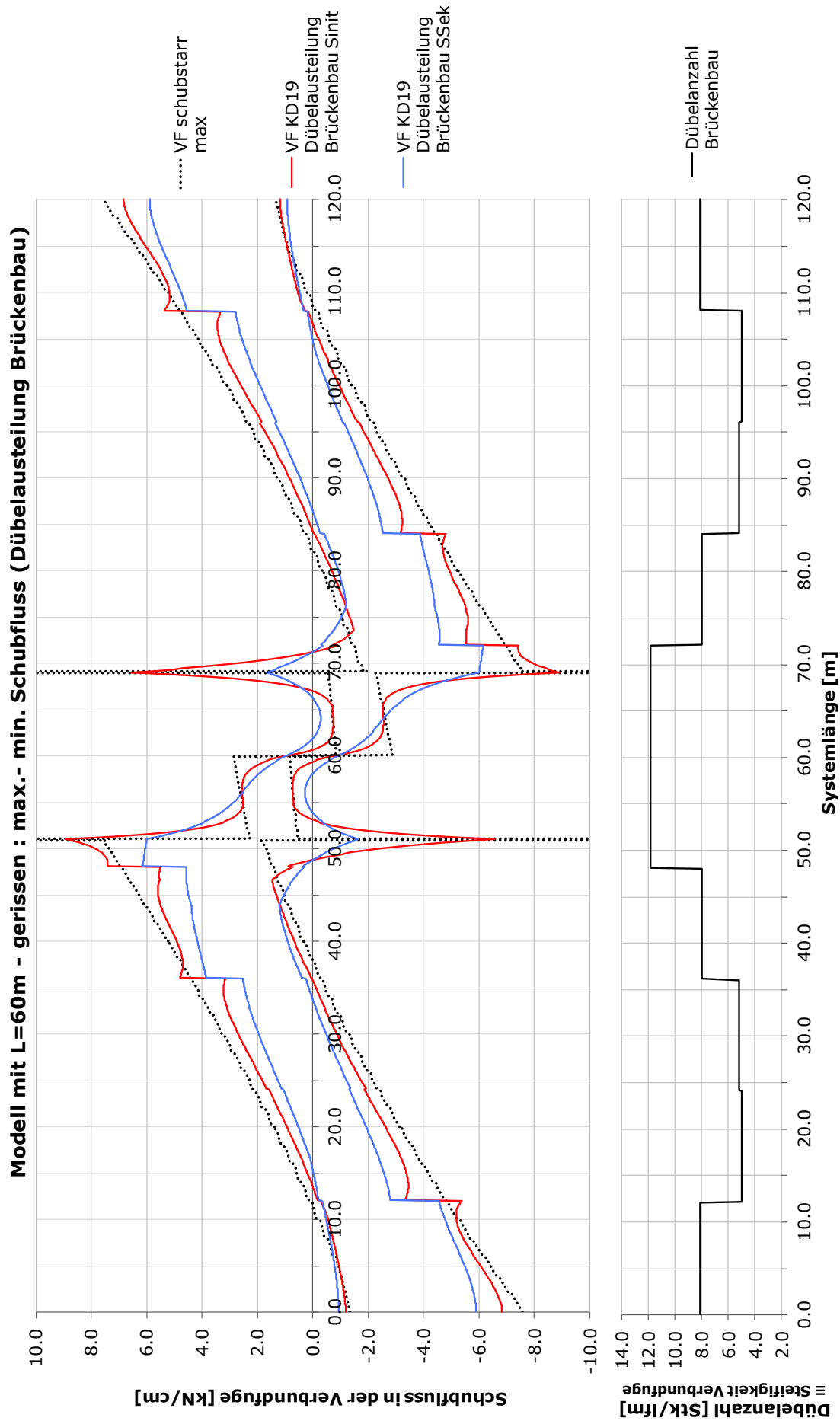


Abbildung 53: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - gerissen, max/min Schubfluss, Dübelausteilung Brückenbau mit S_{init} und S_{sek}

5.5.2.2 Durchbiegung und Normalspannungen im Stütz- und Feldbereich

Nachfolgend werden in Abbildung 54 für das nun gerissene System mit einer Spannweite von $L=60\text{m}$ die Normalspannungen jeweils in Feldmitte m sowie im Stützbereich S infolge der ungünstigsten Laststellung (LF 3.a und 3.b) dargestellt. In Abbildung 55 erfolgt zusätzlich die Darstellung der Durchbiegungen in Feldmitte und an der maximalen Stelle.

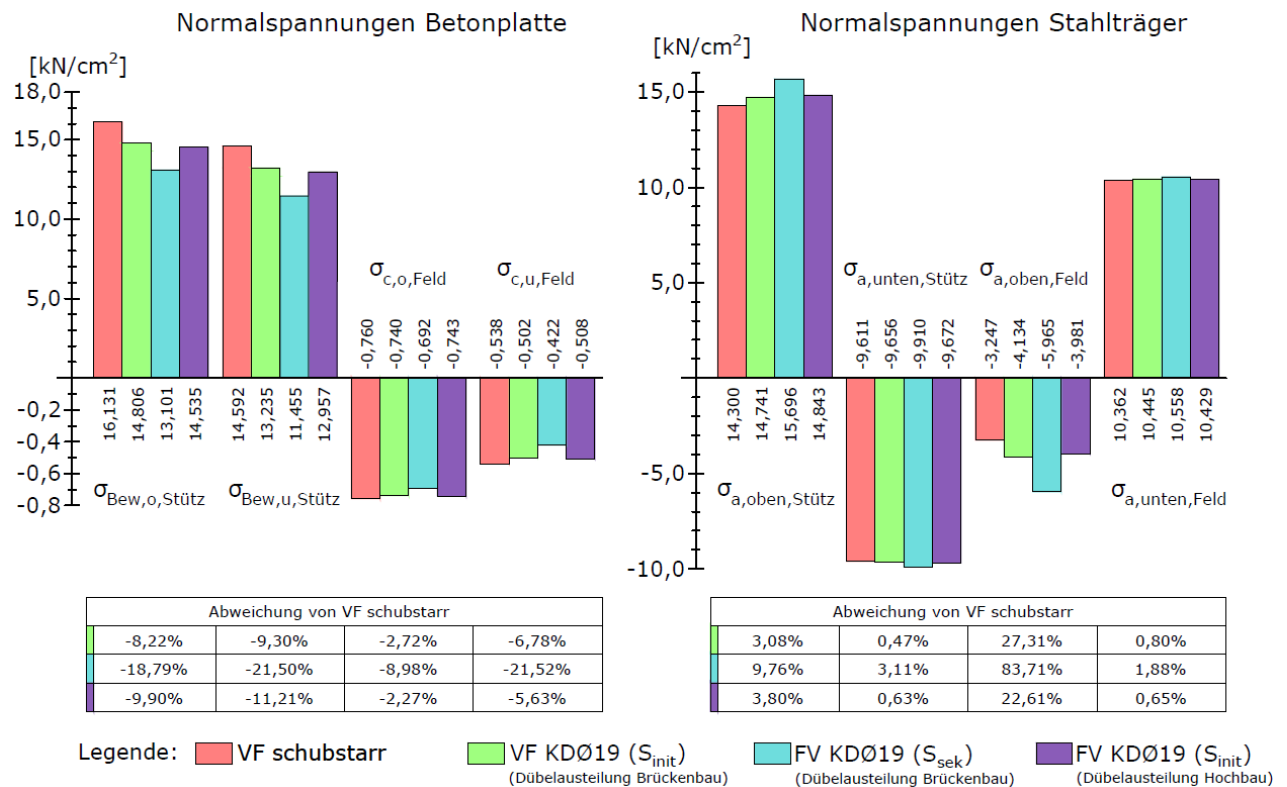


Abbildung 54: Normalspannungen im Stützbereich S sowie Feldmitte m :
Modell mit $L=60\text{m}$ - gerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

Beim Vergleich der Normalspannungen am nun gerissenen Modell (Abbildung 54) mit jenen am ungerissenen (Abbildung 45) Modell kann konstatiert werden, dass sich die Abweichungen im gerissenen Fall im Innenstützbereich bei $\sigma_{Bew,unten}$ um etwa 50% und bei $\sigma_{a,oben}$ um 95% deutlich verringern. Der Grund liegt darin, dass durch die Berücksichtigung der Rissbildung und damit einhergehenden viel geringeren Dehnsteifigkeit der Betonplatte die Spannungen schon beim schubstarren Modell großteils auf den Stahlträger umgelagert werden. An allen anderen Stellen unterscheiden sich die Abweichungen beim gerissenen und ungerissenen System nur sehr geringfügig.

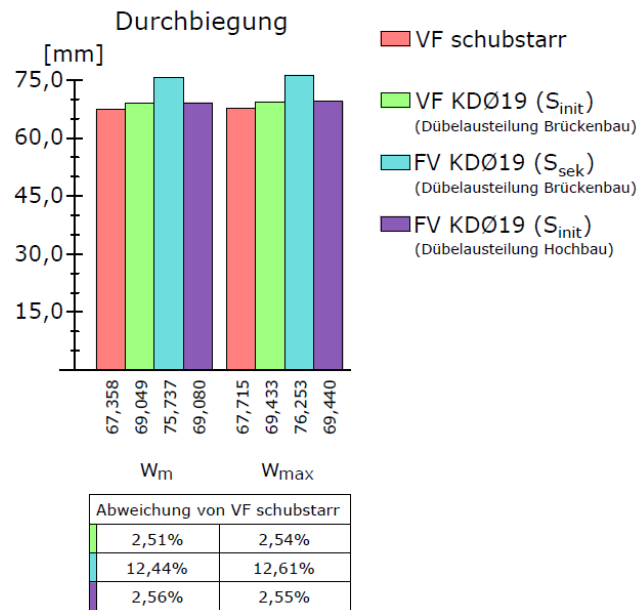


Abbildung 55: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle (max):
Modell mit L=60m - gerissen, Dübelaussteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

Bei Betrachtung der Durchbiegung sind im Vergleich zum ungerissenen Modell nur geringfügige Abweichungen erkennbar. Einzig bei der Berechnung mit der Sekantensteifigkeit S_{sek} ist eine größere Verringerung der Abweichung von 16,3 (Modell ungerissen) auf nun 12,4% erkennbar.

Literaturverzeichnis

- [1] J. Minnert, G. Wagenknecht:
Verbundbau-Praxis: Berechnung und Konstruktion, Bauwerk BBB, Berlin, 2008
- [2] H. Unterweger:
Skriptum Verbundbau, Technische Universität Graz, 2012
- [3] B. Wiesler:
Systemberechnung von Verbundbrücken mit dem „Zweistab-Modell“,
Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Mai 2008
- [4] ÖNORM EN 1994-2:
Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus
Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und
Anwendungsregeln für Brücken
- [5] K. Sattler:
Theorie der Verbundkonstruktionen, W. Ernst & Sohn, Berlin 1953
- [6] I. Vayas:
Verbundkonstruktionen auf Grundlage des Eurocode 4, Ernst & Sohn,
Berlin 1999
- [7] M. Berger:
Schnittkraft- und Spannungsberechnung von Verbundstrassenbrücken –
Einfluss von Betonzugspannungen, Diplomarbeit, Technische Universität
Graz, Oktober 2000
- [8] U. Kuhlmann:
Stahlbau Kalender, Ernst & Sohn, Berlin 2005
- [9] H. Sorsky:
Erfassung der Betonrissbildung bei der Systemberechnung von
mehrfeldrigen Verbunddeckbrücken, Diplomarbeit, Technische
Universität Graz, April 2002

Anhang A : Grundlagen für die Berechnung der Ergebnisse

Die in diesem Anhang angeführten Unterkapitel dienen zur leichteren Verständlichkeit und Nachvollziehbarkeit der im Hauptteil in Kapitel 5 durchgeführten Vergleichsberechnungen. Dabei werden die untersuchten Tragsysteme, die genauen Eingangsparameter und die Querschnittswerte in Abhängigkeit der Spannweite aufgelistet.

Weiters werden für ein gerissenes sowie ein ungerissenes System beispielhaft alle durchgeführten Berechnungen nachvollziehbar mit Formeln und Einzelergebnissen aufgeführt. Für alle weiteren Vergleiche sind die Ergebnisse in einem Berechnungsprotokoll niedergeschrieben.

A 1 Statikprogramm

Für die Berechnung aller Ergebnisse der Ein- als auch Zweistab-Modelle wurde das Stabwerks-Statikprogramm RSTAB der Firma Dlubal (Version 8.01.0119) eingesetzt. In diesem Programm ist es relativ einfach, die Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge durch Eingabe von (nicht-)linearen Federsteifigkeiten abzubilden. Durch die Kompatibilität mit dem Programm Microsoft Excel wird auch die Ergebnisauswertung sehr vereinfacht.

A 2 Tragsystem

Als statisches System werden drei Modelle mit Spannweiten von 30, 60 und 90m definiert. Diese sind jeweils Durchlaufträger mit zwei Feldern gleicher Länge, welche starr gelagert sind. Die Brückenlängsachse weist keine Krümmung auf, wodurch das System zwängungsfrei gelagert ist. Die Positionierung der Auflager beim Zweistab-Modell erfolgt, wie in der Realität, am Stahlträgerquerschnitt. Das rechte Auflager C ist sowohl in x- als auch z- Richtung unverschieblich, die Auflager A und S sind in x-Richtung (Brückenlängsrichtung) verschieblich und z-Richtung unverschieblich gelagert. Für die Ermittlung der Spannungen wurden die Querschnitte „m“ in Feldmitte und „S“ an der Innenstütze festgelegt. Das statische Längssystem ist in Abbildung 56 dargestellt.

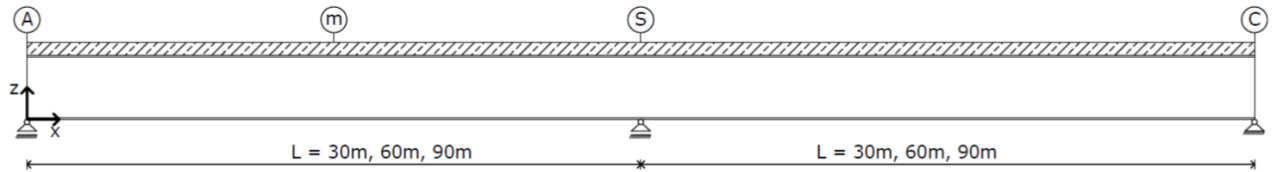


Abbildung 56: Brückentragssystem Längsrichtung

Die Abmessungen des Brückenquerschnitts entsprechen in etwa jenen, die bei typischen Bundesstraßen eingesetzt werden (Querschnittstyp A: Bundesstraße). Der Querschnitt besteht aus zwei Hauptträgern mit einer Trägerhöhe von etwa $L/20$. Die Breite und Höhe der obenliegenden Betonplatte beträgt, unabhängig von der Spannweite, $b=10\text{m}$ bzw. $h=30\text{cm}$. Lt. Eurocode EN 1994-2 ist die Schubweichheit breiter Gurte durch eine mittragende Gurtbreite b_{eff} zu berücksichtigen. Diese wirkt sich jedoch nur beim System $L=30\text{m}$ auf die anzusetzende Breite der Betonplatte aus. Die Abmessungen der Hauptträger aus Stahl wurden mittels einer in [7] durchgeführten Vorbemessung – die auch die Basis für [3] war – bestimmt und für diese Arbeit übernommen. Hierfür wurden die ständigen Lasten infolge Eigengewicht (g_d) und die veränderlichen Lasten infolge Verkehr (q_d bzw. Q_d) ermittelt und ungünstigst auf das System aufgebracht. Die Ausnutzung des Querschnittes infolge Normalspannungen wurde dabei auf $\eta=0,8$ beschränkt, um zusätzliche Spannungen durch Langzeiteffekte wie Kriechen und Schwinden sowie Temperaturschwankungen zu berücksichtigen.

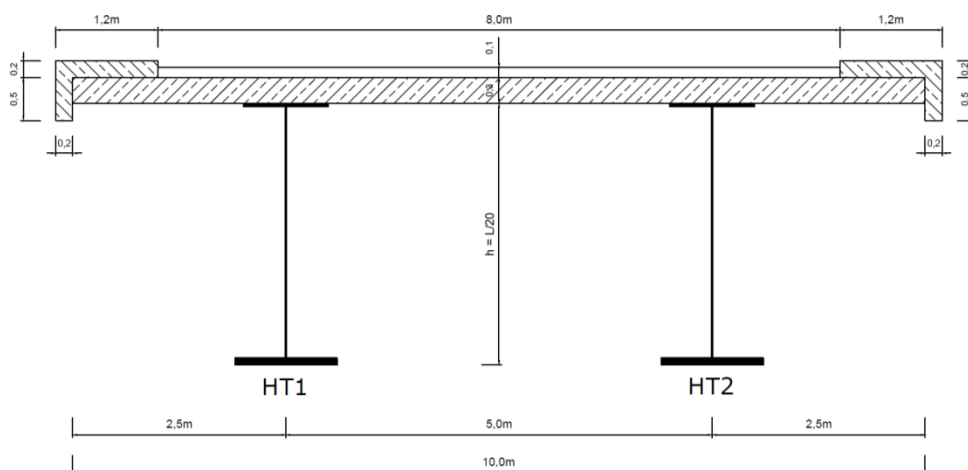


Abbildung 57: schematischer, untersuchter Brückenquerschnitt

Im Bereich des Stützquerschnittes S kann die Betonplatte infolge des negativen Biegemomentes aufreißen. Dadurch ist in diesem Bereich nur mehr eine reduzierte Biegesteifigkeit vorhanden, bei welcher der Anteil der Betonplatte einzig durch jenen

der Bewehrung ersetzt wird. Der vorhandene Längsbewehrungsgrad wird mit $\rho_s=1,0\%$ festgelegt, dies entspricht einer Bewehrungsfläche von 300cm^2 über die gesamte Plattenbreite (d.h. 150cm^2 je betrachtetem Hauptträger). Ein Anteil von 50% entfällt dabei jeweils auf die obere bzw. untere Bewehrungslage. Der so genannte Tension-Stiffening-Effekt, also das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen, wird im Zuge dieser Arbeit vernachlässigt.

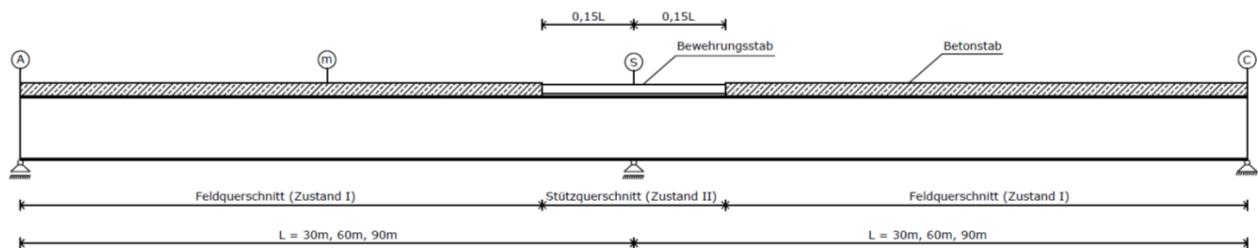


Abbildung 58: Brückentragssysteme Längsrichtung gerissen

A 3 Materialkennwerte

Als Material wurde für die beiden Hauptträger Stahl der Güte S355 und für die obliegende Betonplatte Beton der Güte C40/50 gewählt. Der E-Modul der Bewehrung wurde vereinfachend ident zu jenem des Baustahls gesetzt. Daraus ergeben sich folgende Materialkennwerte:

- Stahl S355: $f_{y,k} = 35,5\text{kN/cm}^2$
- Beton C40/50: $f_{c,k} = 4,0\text{kN/cm}^2$
- E-Modul Stahl und Bewehrung: $E_a = 21000\text{kN/cm}^2$
- E-Modul Beton $E_c = 3500\text{kN/cm}^2$

A 4 Modellbildung

Alle in dieser Diplomarbeit untersuchten Systeme besitzen im Grundriss keine Krümmung, weshalb eine zweidimensionale Modellierung ausreichend ist. Aus diesem Grund werden die aufzubringenden Lasten als Linienlasten auf den maximal belasteten Hauptträger aufgebracht.

Das Einstab-Modell besteht aus nur einem einzelnen Stab, welcher die Querschnittswerte (A_v , I_v) des halben Verbundquerschnittes, welcher zuvor mittels der n-Ziffer in einen äquivalenten Stahlstab umgerechnet wird, besitzt. Diese Vorgehensweise entspricht jener im Eurocode EN 1994-2 [4], welcher für die Berechnung von Verbundbrücken das „n-Ziffern-Verfahren“ vorsieht. Jedoch kann

diese Berechnung ausschließlich mit schubstarrer Verbundfuge erfolgen, da eine Nachgiebigkeit hierbei nicht berücksichtigt werden kann.

Für die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit kommt somit das Zweistab-Modell zur Anwendung. Dabei werden der Beton- als auch der Stahlquerschnitt als einzelne, übereinanderliegende Stäbe modelliert, die in Ihren Schwerpunkten mithilfe von s.g. Verbindungsstäben der Länge a miteinander verbunden sind. Dabei besitzen die einzelnen Querschnitte ihre jeweils eigenen Querschnittswerte (Stahlquerschnitt: A_a , I_a ; Betonquerschnitt: A_c , I_c) und E-Moduli (Stahlquerschnitt: E_a ; Betonquerschnitt E_c). Die Querschnittswerte des Verbindungsstabes sind für die Systeme mit schubstarrer als nachgiebiger Verbundfuge mittels Federsteifigkeit annähernd unendlich. In RSTAB wurde kam hierfür der Stabtyp „Starrstab“ zur Anwendung ($A_v, I_v \gg$). Einzig im Fall des Systems mit nachgiebigen Verbundfuge, in welchem diese durch eine Schubfläche modelliert wird, ist einzig die Biegesteifigkeit des Verbindungsstabes unendlich, die Schubfläche nimmt einen der Federsteifigkeit äquivalenten Wert an.

A 4.1. Untersuchte Systeme

Nachfolgend wird auf das statische System der in dieser Diplomarbeit untersuchten Zweistab- als auch der zugehörigen Einstabmodelle mit einer Spannweite von $L=30$, 60 und 90m eingegangen. Um zu berücksichtigen, ob die Betonplatte sich im ungerissenen oder gerissenen Zustand befindet, sind jeweils zwei unterschiedliche Modelle erforderlich.

A 4.1.1. Zweistab-Modell ungerissen (Zustand I)

Dieses Zweistab-Modell (Abbildung 59) besitzt einen über die gesamte Trägerlänge konstanten Abstand der Verbindungsstäbe e_v . Dieser Abstand e_v wird dabei, um dessen Auswirkungen auf die Ergebnisse zu untersuchen, zwischen $L/60$ und $L/600$ variiert (siehe Vergleichsberechnung A; Kapitel 5.1). Durch die daraus resultierenden Ergebnisse wird e_v für alle weiteren Berechnungen auf $L/600$ festgelegt. Da davon ausgegangen wird, dass sich der Beton in jedem Bereich im ungerissenen Zustand befindet, sind sowohl der Stahl- als auch der Betonquerschnitt über die beide Stützweiten L hinweg konstant. Der Schwerpunktsabstand a zwischen Beton- und Stahlstab variiert je nach Stützweite zwischen $1,124\text{m}$ ($L=30\text{m}$) und $3,128\text{m}$ ($L=90\text{m}$).

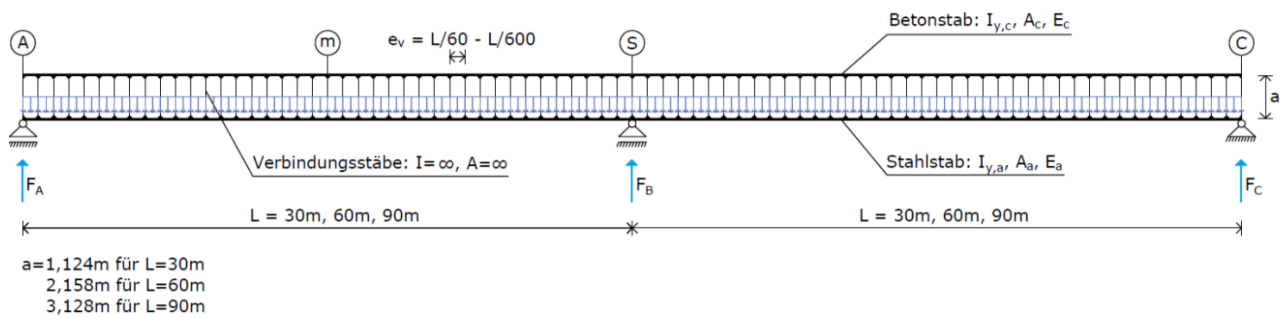


Abbildung 59: Zweistab-Modell ungerissen

A 4.1.2. Zweistab-Modell gerissen (Zustand II)

Dieses Modell entspricht genau jenem aus Anhang A 4.1.1, einzig dass sich hier über einen Bereich von $x = 0,15 \cdot L$ beidseits der Innenstütze die Betonplatte im gerissenen Zustand befindet (Abbildung 60). Dabei wird die Annahme getroffen, dass ausschließlich die Bewehrung die Kräfte übernimmt und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen unberücksichtigt bleibt (sogenannter „Tension-Stiffening-Effekt“). Der Bewehrungsgrad wird mit 1% der Betonquerschnittsfläche angenommen, wobei die Bewehrung in gleichen Anteilen an der Ober- und Unterseite eingebracht wird (siehe Anhang A 4.2).

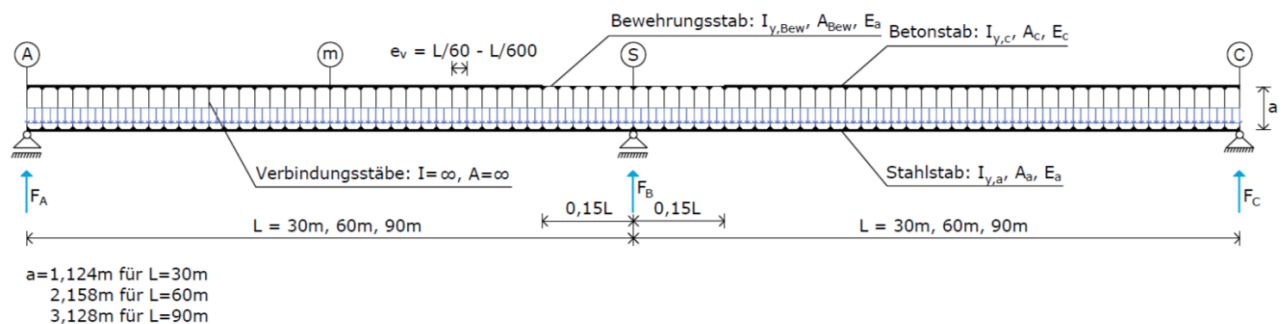


Abbildung 60: Zweistab-Modell ungerissen

A 4.1.3. Einstab-Modell ungerissen (Zustand I)

Das dem ungerissenen Zweistab-Modell äquivalenten Einstab-Modell ist in Abbildung 61 dargestellt. Auch hier ist der Querschnitt aufgrund der ungerissenen Betonplatte über die gesamte Stützweite konstant. #

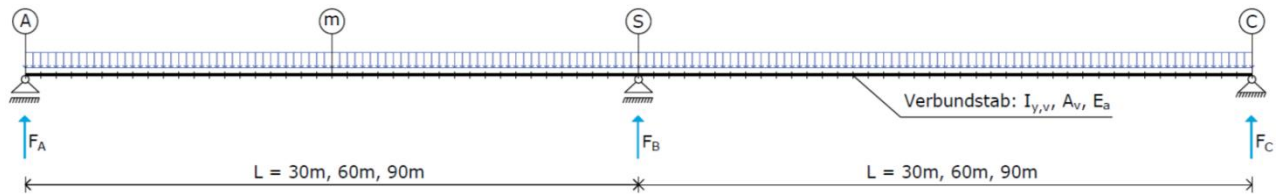


Abbildung 61: Einstab-Modell ungerissen

A 4.1.4. Einstab-Modell gerissen (Zustand II)

Dieses Modell dient dem Vergleich der Ergebnisse mit jenen des gerissenen Zweistab-Modells. Über 15% der Stützweite beidseits von S ist befindet sich die Betonplatte im gerissenen Zustand (Abbildung 62).

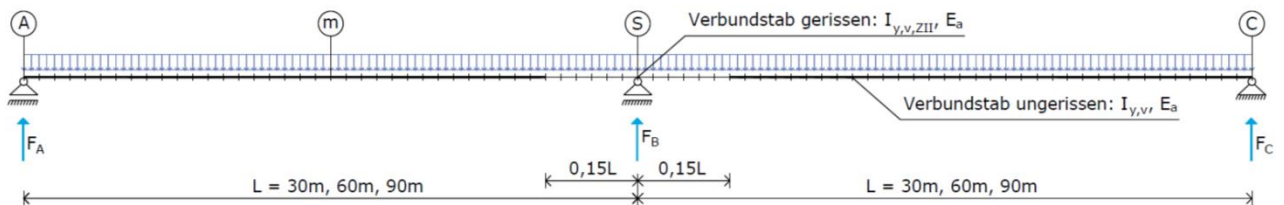


Abbildung 62: Einstab-Modell gerissen

A 4.2. Zugehörige Querschnitte

In diesem Kapitel erfolgt die Darstellung der zu den Stützweiten $L = 30, 60$ und 90m zugehörigen Querschnitte samt den für die Berechnung erforderlichen Querschnittswerten. Diese wurden aus der Vorbemessung in der Diplomarbeit von Margit Berger [7] entnommen. Die genaue Ermittlung der Querschnittswerte erfolgt ausschließlich für den Querschnitt mit einer Spannweite von $L = 30\text{m}$, für alle anderen Querschnitte werden sie ausschließlich in einer Tabelle angegeben.

A 4.2.1. Querschnitt Modell 30m ungerissen

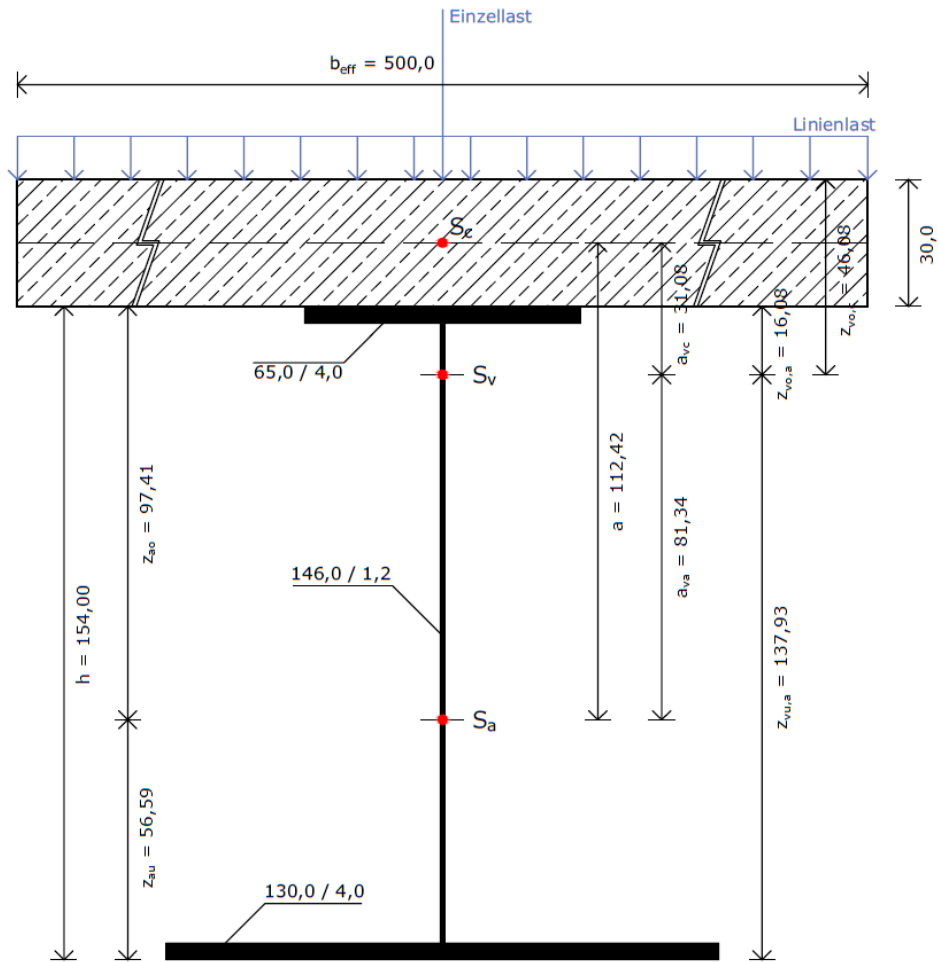


Abbildung 63: Querschnitt Modell 30m, ungerissen

- Querschnittsabmessungen:

Tabelle 7: Querschnittsabmessungen (L=30m, ungerissen)

b_o	Breite Obergurt	65,0 cm	t_o	Dicke Obergurt	4,0 cm
s	Stegdicke	1,2 cm	h_{Steg}	Steghöhe	146,0 cm
b_u	Breite Untergurt	130,0 cm	t_u	Dicke Untergurt	4,0 cm
b_{eff}	Breite Betonplatte	500,0 cm	d	Dicke Betonplatte	30,0 cm

- Querschnittswerte Stahlträger:

- Trägheitsmoment bezogen auf die Oberkante des Stahlträgers:

$$\begin{aligned} I_{y,a,OK\ OG} &= \sum \frac{b \cdot h^3}{12} + A \cdot z_i^2 \\ &= \frac{1,2 \cdot 146^3}{12} + \frac{(65+130) \cdot 4^3}{12} + 4 \cdot 65 \cdot 2^2 + 1,2 \cdot 146 \cdot 77^2 + 4 \cdot 130 \cdot 152^2 \\ &= 1,3366 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Schwerpunktsabstand bezogen auf die Oberkante des Stahlträgers:

$$\begin{aligned} z_{s,OK\ OG} &= \sum \frac{A_i \cdot z_i}{A_i} = \frac{4 \cdot 65 \cdot 2 + 1,2 \cdot 146 \cdot 77 + 4 \cdot 130 \cdot 152}{4 \cdot 65 + 1,2 \cdot 146 + 4 \cdot 130} \\ &= 97,41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Querschnittsfläche:

$$\begin{aligned} A_a &= 4 \cdot 65 + 1,2 \cdot 146 + 4 \cdot 130 \\ &= 955,2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Trägheitsmoment bezogen auf den Schwerpunkt des Stahlträgers:

$$\begin{aligned} I_{y,a} &= I_{y,a,OK\ OG} - A_a \cdot z_{s,OK\ OG} = 13,366 \cdot 10^6 - 955,2 \cdot 97,41^2 \\ &= 4,3017 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Querschnittswerte Betonplatte:

- Querschnittsfläche:

$$\begin{aligned} A_c &= 500 \cdot 30 \\ &= 15000 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Trägheitsmoment:

$$I_{y,c} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{500 \cdot 30^3}{12}$$
$$= 1,125 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

- Querschnittswerte Verbundträger (Zeitpunkt $t=0$):

- n-Ziffer:

$$n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{21000}{3500}$$
$$= 6$$

- Querschnittsfläche:

$$A_{v,0} = A_a + \frac{A_c}{n} = 955,2 + \frac{15000}{6}$$
$$= 3455,2 \text{ cm}^2$$

- Schwerpunktsabstand zwischen Beton- und Stahlquerschnitt:

$$a = z_{s,OK\ OG} + \frac{t_c}{2} = 97,41 + \frac{30}{2}$$
$$= 112,41 \text{ cm}$$

- Statisches Moment:

$$S_{v,0} = a \cdot \frac{\left(A_a \cdot \frac{A_c}{n}\right)}{A_{v,0}} = 112,41 \cdot \frac{\left(955,2 \cdot \frac{15000}{6}\right)}{3455,2}$$
$$= 77693,3 \text{ cm}^3$$

- Trägheitsmoment:

$$I_{y,v,0} = I_{y,a} + \frac{I_{y,c}}{n} + S_{v,0} \cdot a = 4,302 \cdot 10^6 + \frac{1,125 \cdot 10^6}{6} + 77693,3 \cdot 112,41$$
$$= 1,3223 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

- Zusammenfassung Querschnittswerte:

Tabelle 8: Zusammenfassung Querschnittswerte (L=30m, ungerissen)

	Trägheitsmoment I_y	Querschnittsfläche A
Stahlquerschnitt	$4,3017 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$955,2 \text{ cm}^2$
Betonquerschnitt	$1,125 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	15000 cm^2
Verbundquerschnitt	$1,3223 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$3455,2 \text{ cm}^2$

A 4.2.2. Querschnitt Modell 30m gerissen

Am gerissenen System wird der erforderliche Bewehrungsgehalt in der Betonplatte mit 1% der Betonquerschnittsfläche angenommen ($A_{Bew,erf} = 0,5 \cdot A_{Bew,o} + 0,5 \cdot A_{Bew,u}$). Dies entspricht einer Fläche von 150cm^2 womit eine Bewehrung von $22\phi 30$ gewählt wird.

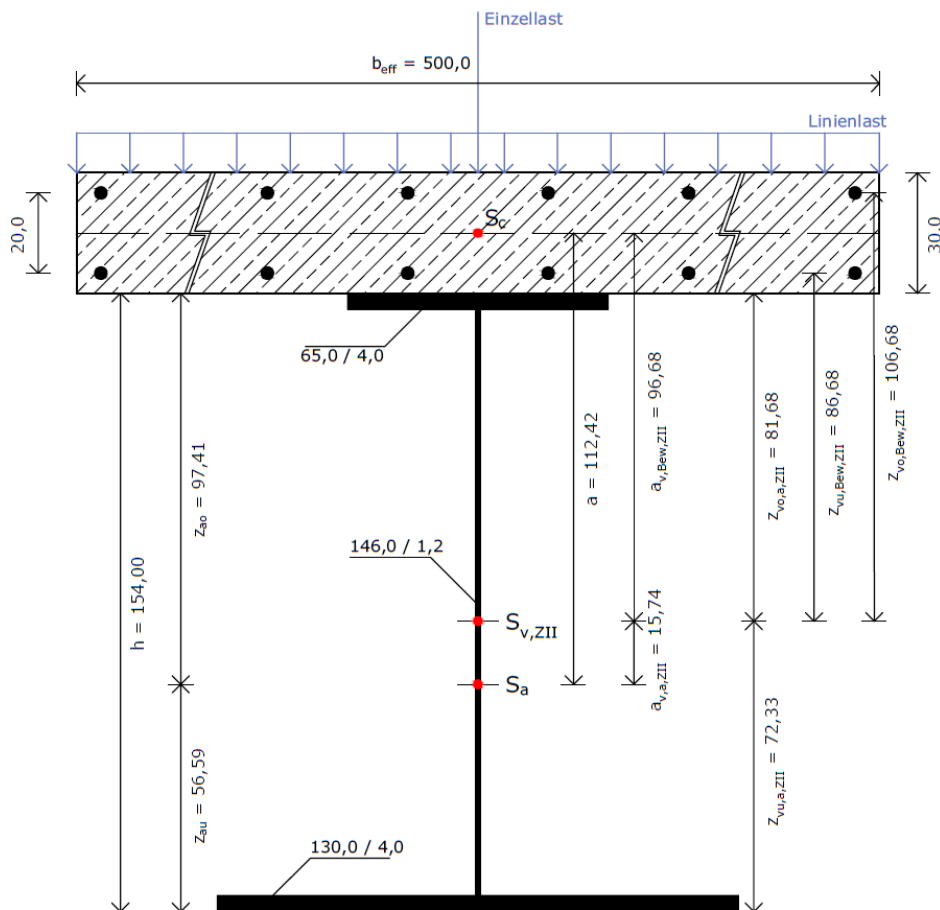


Abbildung 64: Querschnitt Modell 30m, gerissen

- Querschnittsabmessungen:

Tabelle 9: Querschnittsabmessungen (L=30m, gerissen)

b_o	Breite Obergrut	65,0 cm	t_o	Dicke Obergrut	4,0 cm
s	Stegdicke	1,2 cm	h_{Steg}	Steghöhe	146,0 cm
b_u	Breite Untergrut	130,0 cm	t_u	Dicke Untergrut	4,0 cm
d_{Bew}	Durchmesser Bew.	$22\phi 30\text{mm}$			

- Querschnittswerte Bewehrung:

- Querschnittsfläche:

$$A_{\text{Bew}} = 22 \cdot \frac{30^2 \cdot \pi}{4}$$
$$= 155,5 \text{ cm}^2$$

- Trägheitsmoment:

$$I_{y,\text{Bew}} = \sum \frac{d^2 \cdot \pi}{64} + A \cdot z_i^2 = 22 \cdot \left[(\approx 0) + \frac{30^3 \cdot \pi}{4} \cdot 10^2 \right]$$
$$= 15500 \text{ cm}^4$$

- Querschnittswerte Verbundträger (Zeitpunkt $t=0$):

- Querschnittsfläche:

$$A_{v,0} = A_a + A_{\text{Bew}} = 955,2 + 155,5$$
$$= 1110,7 \text{ cm}^2$$

- Trägheitsmoment bezogen auf den Schwerpunkt Stahlträger:

$$I_{y,v,a} = I_{y,a} + I_{y,\text{Bew}} + A_{\text{Bew}} \cdot a = 4,302 \cdot 10^6 + 15500 + 155,5 \cdot 112,41^2$$
$$= 6,2822 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

- Trägheitsmoment:

$$I_{y,v} = I_{y,v,a} - A_{v,0} \cdot \left[\frac{a \cdot A_{\text{Bew}}}{A_{v,0}} \right]^2 = 6,282 \cdot 10^7 - 1110,7 \cdot \left[\frac{112,41 \cdot 155,5}{1110,7} \right]^2$$
$$= 6,0071 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

- Zusammenfassung Querschnittswerte:

Tabelle 10: Zusammenfassung Querschnittswerte (L=30m, gerissen)

	Trägheitsmoment I_y	Querschnittsfläche A
Stahlquerschnitt	$4,3017 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$955,2 \text{ cm}^2$
Bewehrung	15500 cm^4	$155,5 \text{ cm}^2$
Verbundquerschnitt	$6,0071 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$1110,7 \text{ cm}^2$

A 4.2.3. Querschnitt Modell 60m ungerissen

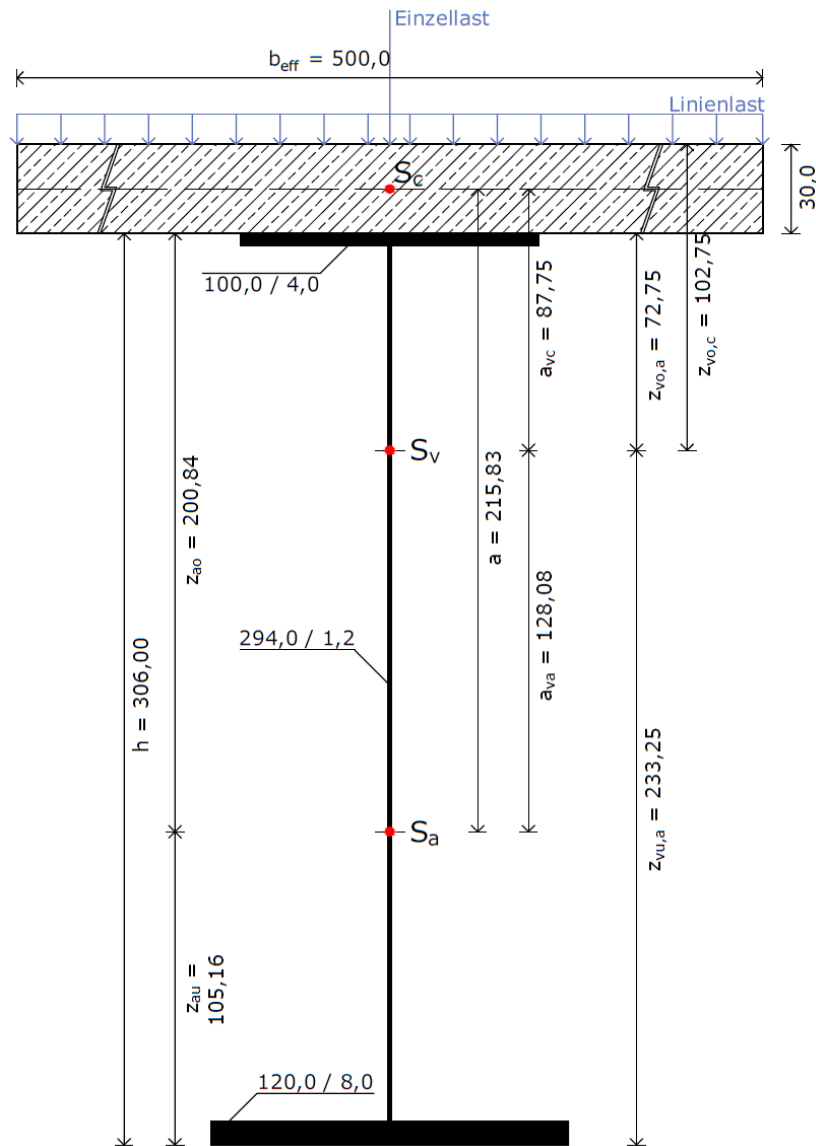


Abbildung 65: Querschnitt Modell 60m, ungerissen

- Querschnittswerte:

Tabelle 11: Querschnittswerte (L=60m, ungerissen)

	Trägheitsmoment I_y	Querschnittsfläche A
Stahlquerschnitt	$2,9062 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$1712,8 \text{ cm}^2$
Betonquerschnitt	$1,125 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	15000 cm^2
Verbundquerschnitt	$7,6600 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$4212,8 \text{ cm}^2$

A 4.2.4. Querschnitt Modell 60m gerissen

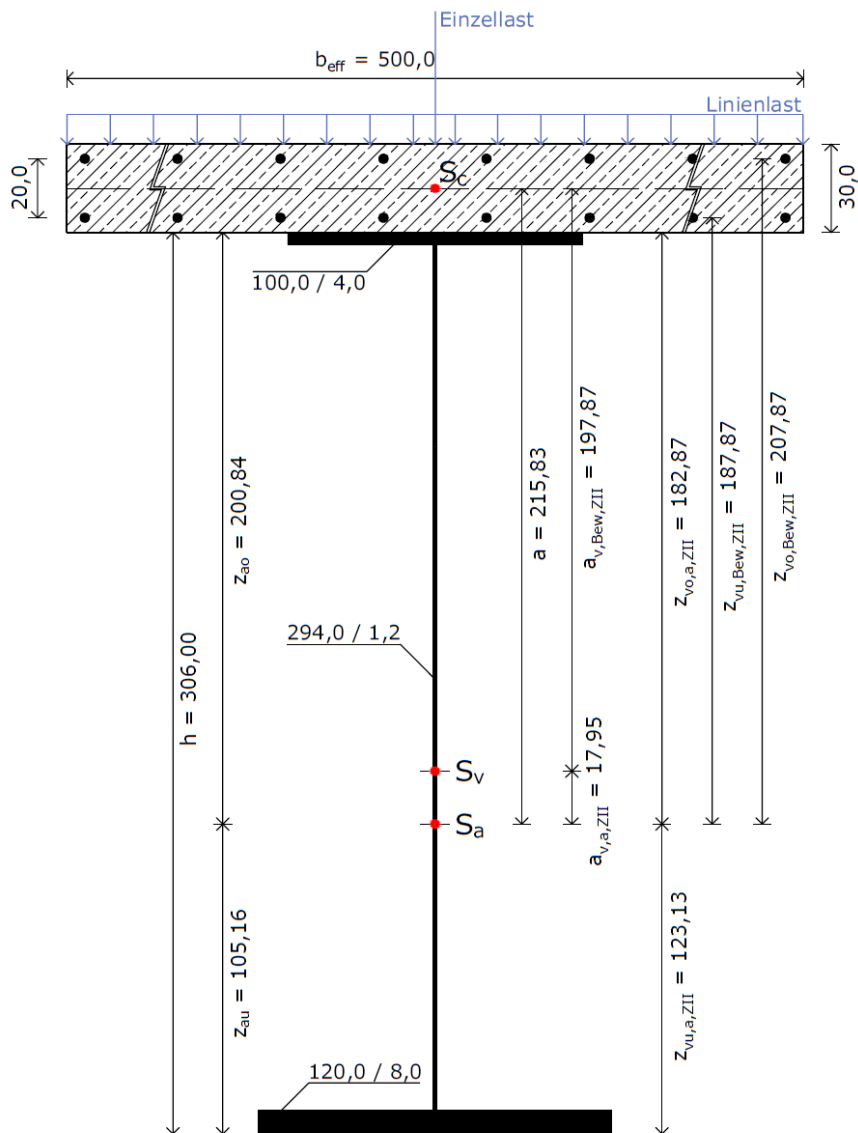


Abbildung 66: Querschnitt Modell 60m, gerissen

- Querschnittswerte:

Tabelle 12: Querschnittswerte (L=60m, gerissen)

	Trägheitsmoment I_y	Querschnittsfläche A
Stahlquerschnitt	$2,9062 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$1712,8 \text{ cm}^2$
Bewehrung	15500 cm^4	$155,5 \text{ cm}^2$
Verbundquerschnitt	$3,5718 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$1868,3 \text{ cm}^2$

A 4.2.5. Querschnitt Modell 90m ungerissen

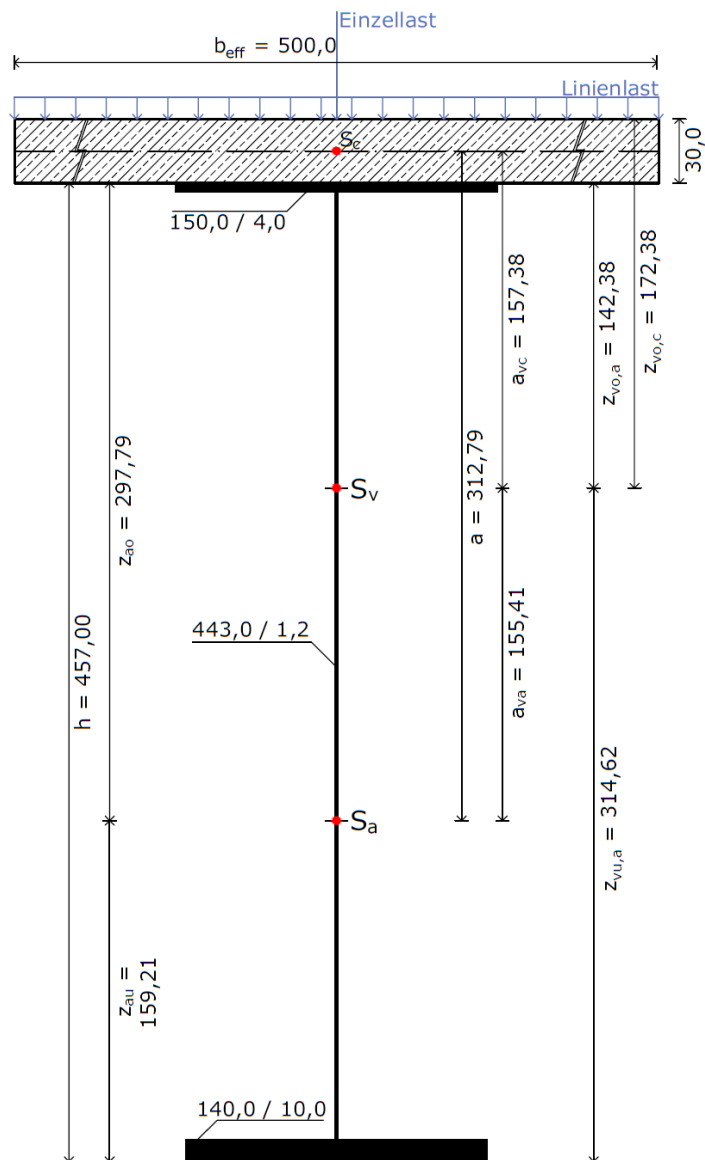


Abbildung 67: Querschnitt Modell 90m, ungerissen

- Querschnittswerte:

Tabelle 13: Querschnittswerte (L=90m, ungerissen)

	Trägheitsmoment I_y	Querschnittsfläche A
Stahlquerschnitt	$9,7272 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$2531,6 \text{ cm}^2$
Betonquerschnitt	$1,125 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	15000 cm^2
Verbundquerschnitt	$2,2052 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$	$5031,6 \text{ cm}^2$

A 4.2.6. Querschnitt Modell 90m gerissen

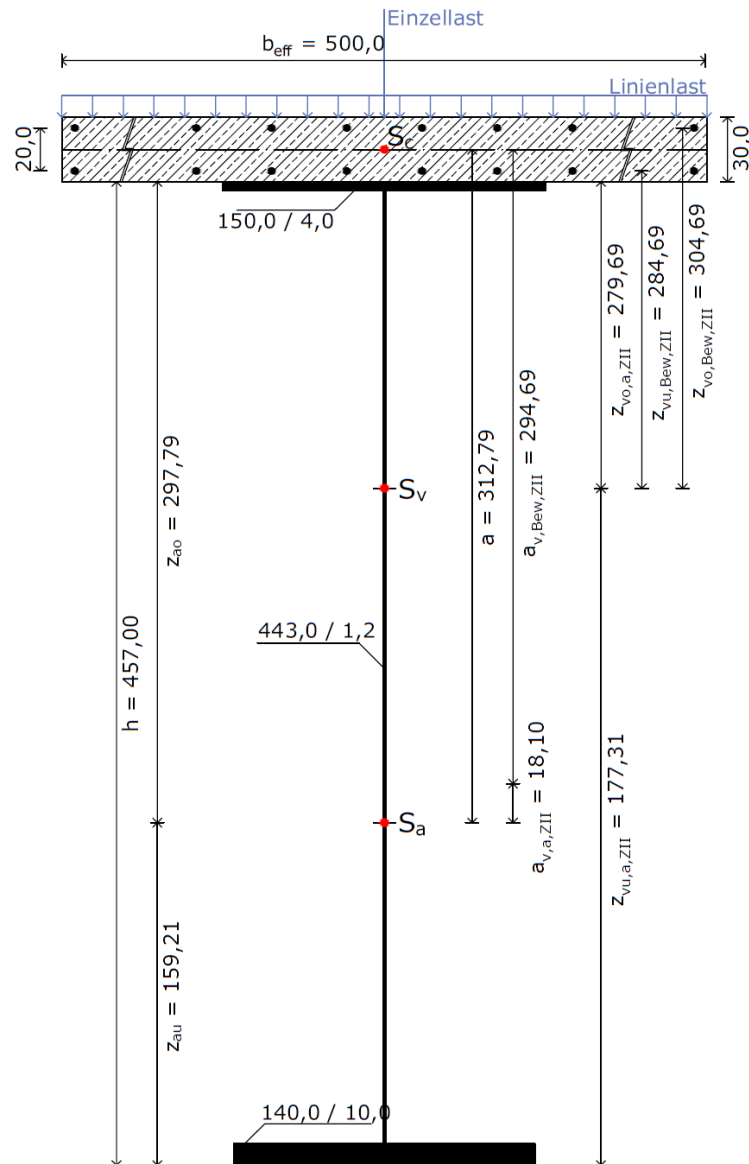


Abbildung 68: Querschnitt Modell 90m, gerissen

- Querschnittswerte:

Tabelle 14: Querschnittswerte (L=90m, gerissen)

	Trägheitsmoment I_y	Querschnittsfläche A
Stahlquerschnitt	$9,7272 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$	$2531,6 \text{ cm}^2$
Bewehrung	15500 cm^4	$155,5 \text{ cm}^2$
Verbundquerschnitt	$1,1162 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$	$2687,1 \text{ cm}^2$

A 5 Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge

In Kapitel 3.3 wurde die theoretische Berechnung der Schubnachgiebigkeit der Verbundfuge bereits erläutert. Die Ergebnisse der Stabendgelenks-Eingabewerte für RSTAB in Bezug auf die unterschiedlichen Spannweiten und Laststellungen werden in diesem Kapitel vorgestellt. Die Einteilung erfolgt dabei nach den verschiedenen Vergleichsberechnungen B bis E (für A sind keine Steifigkeiten erforderlich). Es ist jedoch zu beachten, dass die Verbundfugensteifigkeit unabhängig davon ist, ob die Rissbildung im Stützbereich berücksichtigt wird oder nicht. Die Steifigkeit der Verbundfuge wird lt. Eurocode 1994-2 immer am ungerissenen System berechnet.

A 5.1. Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung B

In der Vergleichsberechnung B wird ausschließlich die Systemspannweite von 60m betrachtet. In diesem Kapitel sind die Steifigkeiten für die verschiedenen Verbindungsstababstände e_v (von $L/10$ bis $L/600$) aufgelistet.

A 5.1.1. Verbindungsstababstand $e_v=L/10$

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/10$			
Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:		Kennwerte:	
$V_{L1,0-Mmax}$	7181.25 kN	L_1	24.0 m
$V_{L2,Mmax-Mst}$	18482.55 kN	L_2	36.0 m
		$d_{Dü}$	25 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	299.2 kN/m	V_{L2}	513.4 kN/m
$n_{erf,25,L1}$	2.1 Stk/lfm	$n_{erf,25,L2}$	3.6 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 25}$	3500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
4001 / 4025	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * (e_v/2)$	2226000 kN/m	
4002 - 4004 / 4022 - 4024	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * e_v$	4452000 kN/m	
4005 / 4021	$S_{\phi 25} * (n_{erf,25,L1} + n_{erf,25,L2}) * (e_v/2)$	6037500 kN/m	
4006 - 4008 / 4018 - 4020	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_v$	7623000 kN/m	
4009 / 4017	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_{vs} * (3/4)$	5717250 kN/m	
4010 - 4016	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * (e_{vs}/2)$	3811500 kN/m	

Abbildung 69: Vergleichsberechnung B, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/10$, Last 100kN/m, KD $\phi 25mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.1.2. Verbindungsstababstand $e_v=L/20$

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/20$			
Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:		Kennwerte:	
$V_{L1,0-Mmax}$	7243.87 kN	L_1	24.0 m
$V_{L2,Mmax-Mst}$	18551.27 kN	L_2	36.0 m
		$d_{Dü}$	25 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	301.8 kN/m	V_{L2}	515.3 kN/m
$n_{erf,25,L1}$	2.1 Stk/lfm	$n_{erf,25,L2}$	3.6 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 25}$	3500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
4001 / 4041	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * (e_v/2)$	1118250 kN/m	
4002 - 4008 / 4034 - 4040	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * e_v$	2236500 kN/m	
4009 / 4033	$S_{\phi 25} * (n_{erf,25,L1} + n_{erf,25,L2}) * (e_v/2)$	3034500 kN/m	
4010 - 4032	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_v$	3832500 kN/m	

Abbildung 70: Vergleichsberechnung B, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/20$, Last 100kN/m, KD $\phi 25mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.1.3. Verbindungsstababstand $e_v=L/60$

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/60$			
Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:		Kennwerte:	
$V_{L1,0-Mmax}$	7249.09 kN	L_1	23.0 m
$V_{L2,Mmax-Mst}$	19603.59 kN	L_2	37.0 m
		$d_{Dü}$	25 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	315.2 kN/m	V_{L2}	529.8 kN/m
$n_{erf,25,L1}$	2.2 Stk/lfm	$n_{erf,25,L2}$	3.7 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 25}$	3500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
4001 / 4121	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * (e_v/2)$	390250 kN/m	
4002 - 4023 / 4099 - 4120	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * e_v$	780500 kN/m	
4024 / 4098	$S_{\phi 25} * (n_{erf,25,L1} + n_{erf,25,L2}) * (e_v/2)$	1046500 kN/m	
4025 - 4097	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_v$	1312500 kN/m	

Abbildung 71: Vergleichsberechnung B, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/60$, Last 100kN/m, KD $\phi 25mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.1.4. Verbindungsstababstand $e_v=L/120$

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/120$			
Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:		Kennwerte:	
$V_{L1,0-Mmax}$	7248.68 kN	L_1	22.5 m
$V_{L2,Mmax-Mst}$	19869.18 kN	L_2	37.5 m
		$d_{Dü}$	25 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	322.2 kN/m	V_{L2}	529.8 kN/m
$n_{erf,25,L1}$	2.3 Stk/lfm	$n_{erf,25,L2}$	3.7 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 25}$	3500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
4001 / 4241	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * (e_v/2)$	199500 kN/m	
4002 - 4045 / 4197 - 4240	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * e_v$	399000 kN/m	
4046 / 4196	$S_{\phi 25} * (n_{erf,25,L1} + n_{erf,25,L2}) * (e_v/2)$	527625 kN/m	
4047 - 4195	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_v$	656250 kN/m	

Abbildung 72: Vergleichsberechnung B, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/120$, Last 100kN/m, KD $\phi 25mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.1.5. Verbindungsstababstand $e_v=L/240$

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/240$			
Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:		Kennwerte:	
$V_{L1,0-Mmax}$	7249.48 kN	L_1	22.5 m
$V_{L2,Mmax-Mst}$	20003.58 kN	L_2	37.5 m
		$d_{Dü}$	25 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	322.2 kN/m	V_{L2}	533.4 kN/m
$n_{erf,25,L1}$	2.3 Stk/lfm	$n_{erf,25,L2}$	3.8 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 25}$	3500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
4001 / 4481	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * (e_v/2)$	99750 kN/m	
4002 - 4090 / 4392 - 4480	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * e_v$	199500 kN/m	
4091 / 4391	$S_{\phi 25} * (n_{erf,25,L1} + n_{erf,25,L2}) * (e_v/2)$	264688 kN/m	
4092 - 4390	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_v$	329875 kN/m	

Abbildung 73: Vergleichsberechnung B, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/240$, Last 100kN/m, KD $\phi 25mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.1.6. Verbindungsstababstand $e_v=L/600$

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/600$ Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:		Kennwerte:	
$V_{L1,0-Mmax}$	7249.70 kN	L_1	22.6 m
$V_{L2,Mmax-Mst}$	20084.20 kN	L_2	37.4 m
		$d_{Dü}$	25 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelausteilung bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	320.8 kN/m	V_{L2}	537.0 kN/m
$n_{erf,25,L1}$	2.3 Stk/lfm	$n_{erf,25,L2}$	3.8 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 25}$	3500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
4001 / 5201	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * (e_v/2)$	39725 kN/m	
4002 - 4226 / 4976 - 5200	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L1} * e_v$	79450 kN/m	
4227 / 4975	$S_{\phi 25} * (n_{erf,25,L1} + n_{erf,25,L2}) * (e_v/2)$	106225 kN/m	
4228 - 4974	$S_{\phi 25} * n_{erf,25,L2} * e_v$	133000 kN/m	

Abbildung 74: Vergleichsberechnung B, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/600$, Last 100kN/m, KD $\phi 25mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.2. Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung C

Federsteifigkeit: Modell 30m - Last 100kN/m - $e_v=L/600$ Dübelausteilung Hochbau			
Normalkraft:			
$V_{L1,0-Mmax}$	3718.29 kN	$V_{L2,Mmax-Mst}$	10300.93 kN
Kennwerte:			
L_1	11.3 m	G_a	8077.0 kN/cm ²
L_2	18.7 m	L_{VS}	112.4 cm
$d_{Dü}$	25 mm		
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,25}$	141.4 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	329.1 kN/m	V_{L2}	550.9 kN/m
$n_{erf,19,L1}$	4.0 Stk/lfm	$n_{erf,19,L2}$	6.7 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines KopfbolzendüBELS:		$S_{\phi 19,init}$	2500 kN/cm
		$S_{\phi 22,init}$	3000 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 22,init}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L1} * (e_v/2)$	25188 kN/m	22575 kN/m
4002 - 4226 / 4976 - 5200	$S_{\phi 25} * n_{erf,19,L1} * e_v$	50375 kN/m	45150 kN/m
4227 / 4975	$S_{\phi 25} * (n_{erf,19,L1} + n_{erf,19,L2}) * (e_v/2)$	67375 kN/m	60300 kN/m
4228 - 4974	$S_{\phi 25} * n_{erf,19,L2} * e_v$	84375 kN/m	75450 kN/m
Schubfläche für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Schubfläche A_V :	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 22,init}$
4001 / 5201	$L_{VS} * C_{VS,i} / G_a$	3.51 cm ²	3.14 cm ²
4002 - 4226 / 4976 - 5200		7.01 cm ²	6.28 cm ²
4227 / 4975		9.38 cm ²	8.39 cm ²
4228 - 4974		11.74 cm ²	10.50 cm ²

Abbildung 75: Vergleichsberechnung C, Federsteifigkeit und Schubfläche Stabendgelenk:
System mit $L=30m$, $e_v=L/600$, Last 100kN/m, KD $\phi 19$ u 22mm (S_{init}), Dübelausteilung Hochbau

A 5.3. Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung D

A 5.3.1. System 30m

Federsteifigkeit: Modell 30m - Last 100kN/m - $e_v=L/600$ Dübelausteilung Brückenbau			
Normalkraft:			
$V_{L1;0-1/5?L}$	3574.80 kN	$V_{L4;3/5?L-4/5?L}$	4045.52 kN
$V_{L2;1/5?L-2/5?L}$	1665.80 kN	$V_{L5;4/5?L-L}$	5914.94 kN
$V_{L3;2/5?L-3/5?L}$	2141.75 kN		
Kennwerte:			
L_1 bis L_5	6.0 m	$d_{Dü}$	19 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,19}$	81.7 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	595.8 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	7.3 Stk/lfm
V_{L2}	277.6 kN/m	$n_{erf,19,L2}$	3.4 Stk/lfm
V_{L3}	357.0 kN/m	$n_{erf,19,L3}$	4.4 Stk/lfm
V_{L4}	674.3 kN/m	$n_{erf,19,L4}$	8.3 Stk/lfm
V_{L5}	985.8 kN/m	$n_{erf,19,L5}$	12.1 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 19}$	2500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
4001 / 5201	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L1} * (e_v/2)$	45625 kN/m	
4002 - 4121 / 5081 - 5200	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L1} * e_v$	91250 kN/m	
4122 - 4241 / 4961 - 5080	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L2} * e_v$	42500 kN/m	
4242 - 4361 / 4841 - 4960	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L3} * e_v$	54625 kN/m	
4362 - 4481 / 4721 - 4840	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L4} * e_v$	103250 kN/m	
4482 - 4720	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L5} * e_v$	150875 kN/m	

Abbildung 76: Vergleichsberechnung D, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=30m$, $e_v=L/600$, Last 100kN/m, KD $\phi 19mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Brückenbau

A 5.3.2. System 60m

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/600$ Dübelausteilung Brückenbau			
Normalkraft:			
$V_{L1;0-1/5?L}$	6967.77 kN	$V_{L4;3/5?L-4/5?L}$	7887.72 kN
$V_{L2;1/5?L-2/5?L}$	3247.88 kN	$V_{L5;4/5?L-L}$	11537.75 kN
$V_{L3;2/5?L-3/5?L}$	4175.85 kN		
Kennwerte:			
L_1 bis L_5	12.0 m	$d_{Dü}$	19 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,19}$	81.7 kN
Dübelaanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	580.6 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	7.1 Stk/lfm
V_{L2}	270.7 kN/m	$n_{erf,19,L2}$	3.3 Stk/lfm
V_{L3}	348.0 kN/m	$n_{erf,19,L3}$	4.3 Stk/lfm
V_{L4}	657.3 kN/m	$n_{erf,19,L4}$	8.0 Stk/lfm
V_{L5}	961.5 kN/m	$n_{erf,19,L5}$	11.8 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$C_{VS,\phi19}$	2500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
4001 / 5201	$S_{\phi19} * n_{erf,19,L1} * (e_v/2)$	88875 kN/m	
4002 - 4121 / 5081 - 5200	$S_{\phi19} * n_{erf,19,L1} * e_v$	177750 kN/m	
4122 - 4241 / 4961 - 5080	$S_{\phi19} * n_{erf,19,L2} * e_v$	82750 kN/m	
4242 - 4361 / 4841 - 4960	$S_{\phi19} * n_{erf,19,L3} * e_v$	106500 kN/m	
4362 - 4481 / 4721 - 4840	$S_{\phi19} * n_{erf,19,L4} * e_v$	201250 kN/m	
4482 - 4720	$S_{\phi19} * n_{erf,19,L5} * e_v$	294250 kN/m	

Abbildung 77: Vergleichsberechnung D, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/600$, Last 100kN/m, KD $\phi19mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Brückenbau

A 5.3.3. System 90m

Federsteifigkeit: Modell 60m - Last 100kN/m - $e_v=L/600$ Dübelausteilung Brückenbau			
Normalkraft:			
$V_{L1;0 - 1/5?L}$	9765.04 kN	$V_{L4;3/5?L - 4/5?L}$	11055.20 kN
$V_{L2;1/5?L - 2/5?L}$	4552.17 kN	$V_{L5;4/5?L - L}$	16172.68 kN
$V_{L3;2/5?L - 3/5?L}$	5852.78 kN		
Kennwerte:			
L_1 bis L_5	18.0 m	$d_{Dü}$	19 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,19}$	81.7 kN
Dübelaanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	542.5 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	6.6 Stk/lfm
V_{L2}	252.9 kN/m	$n_{erf,19,L2}$	3.1 Stk/lfm
V_{L3}	325.2 kN/m	$n_{erf,19,L3}$	4.0 Stk/lfm
V_{L4}	614.2 kN/m	$n_{erf,19,L4}$	7.5 Stk/lfm
V_{L5}	898.5 kN/m	$n_{erf,19,L5}$	11.0 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$C_{VS,\phi 19}$	2500 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
4001 / 5201	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L1} * (e_v/2)$	124500 kN/m	
4002 - 4121 / 5081 - 5200	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L1} * e_v$	249000 kN/m	
4122 - 4241 / 4961 - 5080	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L2} * e_v$	116250 kN/m	
4242 - 4361 / 4841 - 4960	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L3} * e_v$	149250 kN/m	
4362 - 4481 / 4721 - 4840	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L4} * e_v$	282000 kN/m	
4482 - 4720	$S_{\phi 19} * n_{erf,19,L5} * e_v$	412500 kN/m	

Abbildung 78: Vergleichsberechnung D, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=90m$, $e_v=L/600$, Last 100kN/m, KD $\phi 19mm$ (S_{init}), Dübelausteilung Brückenbau

A 5.4. Federsteifigkeiten für Vergleichsberechnung E

A 5.4.1. System 30m

Federsteifigkeit: Modell 30m - Verkehrslast - $e_v=L/600$			
Dübelauerteilung Brückenbau			
Normalkraft:			
$V_{L1;0-1/5?L}$	5477.76 kN	$V_{L4;3/5?L-4/5?L}$	5261.76 kN
$V_{L2;1/5?L-2/5?L}$	3548.88 kN	$V_{L5;4/5?L-L}$	6878.52 kN
$V_{L3;2/5?L-3/5?L}$	3600.72 kN		
Kennwerte:			
L_1 bis L_5	6.0 m	$d_{Dü}$	19 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,19}$	81.7 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	913.0 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	11.2 Stk/lfm
V_{L2}	591.5 kN/m	$n_{erf,19,L2}$	7.2 Stk/lfm
V_{L3}	600.1 kN/m	$n_{erf,19,L3}$	7.3 Stk/lfm
V_{L4}	877.0 kN/m	$n_{erf,19,L4}$	10.7 Stk/lfm
V_{L5}	1146.4 kN/m	$n_{erf,19,L5}$	14.0 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 19,init}$	2500 kN/cm
		$S_{\phi 19,Sek}$	404 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 19,Sek}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot (e_v/2)$	69875 kN/m	11290 kN/m
4002 - 4121 / 5081 - 5200	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot e_v$	139750 kN/m	22581 kN/m
4122 - 4241 / 4961 - 5080	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L2} \cdot e_v$	90500 kN/m	14623 kN/m
4242 - 4361 / 4841 - 4960	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L3} \cdot e_v$	91875 kN/m	14845 kN/m
4362 - 4481 / 4721 - 4840	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L4} \cdot e_v$	134250 kN/m	21692 kN/m
4482 - 4720	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L5} \cdot e_v$	175500 kN/m	28357 kN/m
Dübelauerteilung Hochbau			
Kennwerte:			
L_1	30.0 m	$d_{Dü}$	9 mm
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	825.6 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	10.1 Stk/lfm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS} :	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 19,Sek}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot (e_v/2)$	63188 kN/m	10210 kN/m
4002 - 5200	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot e_v$	126375 kN/m	20420 kN/m

Abbildung 79: Vergleichsberechnung E, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=30m$, $e_v=L/600$, Verkehrslast, KD $\phi 19mm$ ($S_{init}; S_{Sek}$), Dübelauerteilung Hoch- und Brückenbau

A 5.4.2. System 60m

Federsteifigkeit: Modell 60m - Verkehrslast - $e_v=L/600$			
Dübelauerteilung Brückenbau			
Normalkraft:			
$V_{L1;0-1/5?L}$	7933.68 kN	$V_{L4;3/5?L-4/5?L}$	7842.96 kN
$V_{L2;1/5?L-2/5?L}$	4887.00 kN	$V_{L5;4/5?L-L}$	10613.16 kN
$V_{L3;2/5?L-3/5?L}$	5127.84 kN		
Kennwerte:			
L_1 bis L_5	12.0 m	$d_{Dü}$	19 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,19}$	81.7 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	661.1 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	8.1 Stk/lfm
V_{L2}	407.3 kN/m	$n_{erf,19,L2}$	5.0 Stk/lfm
V_{L3}	427.3 kN/m	$n_{erf,19,L3}$	5.2 Stk/lfm
V_{L4}	653.6 kN/m	$n_{erf,19,L4}$	8.0 Stk/lfm
V_{L5}	884.4 kN/m	$n_{erf,19,L5}$	10.8 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendüfels:		$S_{\phi 19,init}$	2500 kN/cm
		$S_{\phi 19,sek}$	404 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 19,sek}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot (e_v/2)$	101250 kN/m	16360 kN/m
4002 - 4121 / 5081 - 5200	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot e_v$	202500 kN/m	32720 kN/m
4122 - 4241 / 4961 - 5080	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L2} \cdot e_v$	124750 kN/m	20157 kN/m
4242 - 4361 / 4841 - 4960	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L3} \cdot e_v$	130750 kN/m	21127 kN/m
4362 - 4481 / 4721 - 4840	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L4} \cdot e_v$	200000 kN/m	32316 kN/m
4482 - 4720	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L5} \cdot e_v$	270750 kN/m	43748 kN/m
Dübelauerteilung Hochbau			
Kennwerte:			
L_1	60.0 m	$d_{Dü}$	12 mm
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	606.7 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	7.4 Stk/lfm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 19,sek}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot (e_v/2)$	92875 kN/m	15007 kN/m
4002 - 5200	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot e_v$	185750 kN/m	30013 kN/m

Abbildung 80: Vergleichsberechnung E, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=60m$, $e_v=L/600$, Verkehrslast, KD $\phi 19mm$ ($S_{init}; S_{Sek}$), Dübelauerteilung Hoch- und Brückenbau

A 5.4.3. System 90m

Federsteifigkeit: Modell 90m - Verkehrslast - $e_v=L/600$			
Dübelausteilung Brückenbau			
Normalkraft:			
$V_{L1;0-1/5?L}$	9836.64 kN	$V_{L4;3/5?L-4/5?L}$	9863.64 kN
$V_{L2;1/5?L-2/5?L}$	5901.12 kN	$V_{L5;4/5?L-L}$	13568.04 kN
$V_{L3;2/5?L-3/5?L}$	6302.88 kN		
Kennwerte:			
L_1 bis L_5	18.0 m	$d_{Dü}$	19 mm
max. Dübeltragfähigkeit:		$P_{Rd,max,19}$	81.7 kN
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	546.5 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	6.7 Stk/lfm
V_{L2}	327.8 kN/m	$n_{erf,19,L2}$	4.0 Stk/lfm
V_{L3}	350.2 kN/m	$n_{erf,19,L3}$	4.3 Stk/lfm
V_{L4}	548.0 kN/m	$n_{erf,19,L4}$	6.7 Stk/lfm
V_{L5}	753.8 kN/m	$n_{erf,19,L5}$	9.2 Stk/lfm
Federsteifigkeit eines Kopfbolzendübels:		$S_{\phi 19,init}$	2500 kN/cm
		$S_{\phi 19,sek}$	404 kN/cm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 19,sek}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot (e_v/2)$	125438 kN/m	20268 kN/m
4002 - 4121 / 5081 - 5200	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot e_v$	250875 kN/m	40536 kN/m
4122 - 4241 / 4961 - 5080	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L2} \cdot e_v$	150375 kN/m	24298 kN/m
4242 - 4361 / 4841 - 4960	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L3} \cdot e_v$	160875 kN/m	25994 kN/m
4362 - 4481 / 4721 - 4840	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L4} \cdot e_v$	251625 kN/m	40658 kN/m
4482 - 4720	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L5} \cdot e_v$	346125 kN/m	55927 kN/m
Dübelausteilung Hochbau			
Kennwerte:			
L_1	90.0 m	$d_{Dü}$	15 mm
Dübelanzahl bei vollständiger Verdübelung:			
V_{L1}	505.2 kN/m	$n_{erf,19,L1}$	6.2 Stk/lfm
Federsteifigkeit für einen Verbindungsstab:			
Stab:	Formel:	Federsteifigkeit C_{VS}:	
		$S_{\phi 19,init}$	$S_{\phi 19,sek}$
4001 / 5201	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot (e_v/2)$	116063 kN/m	18753 kN/m
4002 - 5200	$S_{\phi 19} \cdot n_{erf,19,L1} \cdot e_v$	232125 kN/m	37507 kN/m

Abbildung 81: Vergleichsberechnung E, Federsteifigkeit Stabendgelenk:

System mit $L=90m$, $e_v=L/600$, Verkehrslast, KD $\phi 19mm$ ($S_{init}; S_{Sek}$), Dübelaust. Hoch- und Brückenbau

Anhang B : Ergebnisse

In Kapitel 5 wurden für die Vergleichsberechnungen A, B, D und E bereits alle Ergebnisse und Auswertungen graphisch dargestellt. In diesem Anhang werden für A und B zusätzlich noch die tabellarischen Auswertungen aufgelistet. Für die Vergleichsberechnungen D und E werden zusätzlich, in graphischer (nur E) und tabellarischer Form (D und E), alle Ergebnisse für die Spannweiten $L=30$, 60 und 90m dargestellt (in Kapitel 5 wurde einzig die Spannweite von $L=60\text{m}$ betrachtet). Weiters erfolgt für einen Lastfall eine Berechnung mit den zugehörigen Formeln und Ergebnissen, um die Berechnung auch nachvollziehbarer zu machen.

B 1 Vergleichsberechnung A: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe - Auswirkungen auf die Spannungen bei schubstarrer Verbundfuge

B 1.1. System 30m ungerissen

Momente			Zweistabmodell								Einstabmodell					
			$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$							
			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]						
Stützbereich [s]	M_s	-11249.99	0.00	-11249.88	0.00	-11249.52	0.00	-11248.48	-0.01	-11250.00						
		Feldbereich [m]	M_m	5624.96	0.00	5625.05	0.00	5625.19	0.00	5625.76	0.01	5625.00				
Normalspannungen			Stützbereich [s]		Feldbereich [m]		Stützbereich [s]		Feldbereich [m]		Stützbereich [s]		Feldbereich [m]			
			Betonstab		Betonstab		Betonstab		Betonstab		Betonstab		Betonstab		Betonstab	
			$\sigma_{c,oben}$	0.651	-0.31	0.651	-0.31	0.652	-0.18	0.652	-0.21	0.653				
			$\sigma_{c,unten}$	0.226	-0.73	0.221	-3.22	0.211	-8.10	0.193	-18.20	0.228				
			Stahlstab		Stahlstab		Stahlstab		Stahlstab		Stahlstab		Stahlstab		Stahlstab	
			$\sigma_{a,oben}$	1.468	7.35	1.612	17.82	1.848	35.10	2.321	69.68	1.368				
			$\sigma_{a,unten}$	-11.748	0.11	-11.763	0.24	-11.787	0.44	-11.836	0.86	-11.735				
			$\sigma_{c,oben}$	-0.327	-0.01	-0.327	0.01	-0.327	0.02	-0.327	0.05	-0.327				
$\sigma_{c,unten}$	-0.114	0.04	-0.114	-0.03	-0.114	-0.10	-0.114	-0.37	-0.114							
$\sigma_{a,oben}$	-0.684	0.07	-0.685	0.13	-0.686	0.36	-0.693	1.29	-0.684							
$\sigma_{a,unten}$	5.868	0.01	5.868	0.01	5.868	0.02	5.869	0.04	5.867							
Schubfluss in Verbundfuge			t _A		t _{A+0,5m}		t _{A+1,0m}		t _S		t _{S-0,5m}		t _{S-1,0m}			
			Schubfluss an Auflager A		Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A		Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A		Schubfluss an Auflager S		Schubfluss 0,5m links v. Auflager S		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S			
			-6.620	0.15	-6.594	-0.25	-6.565	-0.69	-6.514	-1.47	-6.610					
			-6.316	0.00	-6.317	0.01	-6.317	0.01	-6.316	-0.01	-6.316					
			-6.022	-0.01	-6.022	0.00	-6.023	0.01	-6.023	0.01	-6.022					
			0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	11.017			
10.724	0.01	10.723	0.00	10.723	0.00	10.720	-0.03	10.723								
10.430	0.01	10.430	0.00	10.430	0.00	10.429	0.00	10.429								
Auflagerkräfte und Durchbiegung			$F_A=F_c$		F_s		w_m		w_{max}							
			Vertikalkraft Auflager A [kN]		Vertikalkraft Auflager S [kN]		Durchbiegung Feldbereich m [mm]		Durchbiegung Feldbereich max [mm]							
			1125.00	0.00	1125.00	0.00	1125.01	0.00	1125.05	0.00	1125.00					
			3750.00	0.00	3749.99	0.00	3749.97	0.00	3749.90	0.00	3750.00					
15.195	0.01	15.196	0.02	15.200	0.05	15.215	0.14	15.193								
15.801	0.01	15.803	0.03	15.805	0.04	15.819	0.13	15.799								

Abbildung 82: Vergleich der Ergebnisse bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Linienlast 100kN/m - System mit L=30m - ungerissen (Zustand I)

B 1.2. System 60m ungerissen

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$			
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-44999.99	0.00	-44999.73	0.00	-44998.77	0.00	-44994.99	-0.01	-45000.00
		Feldbereich [m]	M_m	22500.04	0.00	22500.16	0.00	22500.63	0.00	22502.54	0.01	22500.00
Normalspannungen			[kN/cm ²]		[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	1.003	-0.32	0.999	-0.66	0.993	-1.30	0.980	-2.63	1.006
			$\sigma_{c,unten}$	0.708	-0.56	0.701	-1.60	0.690	-3.30	0.667	-6.80	0.712
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	4.388	2.66	4.554	6.54	4.829	12.98	5.376	25.78	4.274
			$\sigma_{a,unten}$	-13.715	0.09	-13.730	0.20	-13.755	0.38	-13.805	0.75	-13.702
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.503	0.01	-0.503	0.01	-0.503	0.00	-0.503	-0.01	-0.503
			$\sigma_{c,unten}$	-0.356	0.00	-0.356	-0.01	-0.356	-0.03	-0.356	-0.12	-0.356
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-2.138	0.06	-2.139	0.08	-2.141	0.17	-2.148	0.52	-2.137
			$\sigma_{a,unten}$	6.852	0.01	6.852	0.01	6.852	0.02	6.854	0.04	6.851
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]
		t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.452	0.12	-6.427	-0.26	-6.400	-0.69	-6.351	-1.47	-6.444
		$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-6.158	0.01	-6.158	0.01	-6.158	0.00	-6.157	-0.01	-6.158
$t_{A+2,0m}$		Schubfluss 2,0m rechts v. Auflager A	-5.871	0.00	-5.872	0.01	-5.871	0.00	-5.872	0.01	-5.871	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	10.740	
$t_{S-1,0m}$		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	10.454	0.00	10.454	0.00	10.454	0.00	10.451	-0.03	10.454	
$t_{S-2,0m}$	Schubfluss 2,0m links v. Auflager S	10.168	0.01	10.168	0.00	10.167	0.00	10.167	0.00	10.167		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A=F_C$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	2250.00	0.00	2250.01	0.00	2250.02	0.00	2250.08	0.00	2250.00	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	7500.00	0.00	7499.99	0.00	7499.96	0.00	7499.83	0.00	7500.00	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	41.971	0.02	41.973	0.03	41.982	0.05	42.016	0.13	41.962	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	43.645	0.02	43.648	0.03	43.656	0.05	43.685	0.11	43.635	

Abbildung 83: Vergleich der Ergebnisse bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Linienlast 100kN/m - System mit L=60m - ungerissen (Zustand I)

B 1.3. System 90m ungerissen

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$			
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-101249.72	0.00	-101249.41	0.00	-101247.78	0.00	-101241.01	-0.01	-101250.00
		Feldbereich [m]	M_m	50625.03	0.00	50625.27	0.00	50626.11	0.00	50629.48	0.01	50625.00
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	1.314	-0.35	1.308	-0.85	1.297	-1.70	1.275	-3.45	1.319
			$\sigma_{c,unten}$	1.084	-0.50	1.075	-1.30	1.061	-2.64	1.034	-5.40	1.089
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	6.639	1.55	6.790	3.88	7.043	7.74	7.544	15.40	6.537
			$\sigma_{a,unten}$	-14.454	0.06	-14.467	0.15	-14.488	0.30	-14.531	0.59	-14.446
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.660	0.00	-0.660	0.00	-0.659	-0.01	-0.659	-0.04	-0.660
			$\sigma_{c,unten}$	-0.545	0.00	-0.545	-0.01	-0.545	-0.02	-0.544	-0.09	-0.545
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-3.268	-0.01	-3.269	0.01	-3.271	0.06	-3.278	0.28	-3.268
			$\sigma_{a,unten}$	7.223	0.00	7.223	0.00	7.223	0.00	7.224	0.02	7.223
	Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.028	0.11	-6.005	-0.27	-5.980	-0.70	-5.934	-1.48	-6.021
		$t_{A+1,5m}$	Schubfluss 1,5m rechts v. Auflager A	-5.754	0.00	-5.754	0.00	-5.754	0.00	-5.753	-0.01	-5.754
		$t_{A+3,0m}$	Schubfluss 3,0m rechts v. Auflager A	-5.479	-0.12	-5.486	0.00	-5.486	0.00	-5.486	0.00	-5.486
		t_S	Schubfluss an Auflager S	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	10.036
$t_{S-1,5m}$		Schubfluss 1,5m links v. Auflager S	9.768	0.00	9.768	0.00	9.768	0.00	9.765	-0.03	9.768	
$t_{S-3,0m}$		Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	9.501	0.00	9.500	0.00	9.500	0.00	9.500	0.00	9.500	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A=F_C$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	3375.00	0.00	3375.01	0.00	3375.02	0.00	3375.10	0.00	3375.00	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	11250.00	0.00	11250.00	0.00	11250.00	0.00	11249.80	0.00	11250.00	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	73.787	0.00	73.790	0.00	73.802	0.02	73.848	0.08	73.790	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	76.731	0.00	76.734	0.00	76.745	0.02	76.790	0.07	76.733	

Abbildung 84: Vergleich der Ergebnisse bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Linienlast 100kN/m - System mit L=90m - ungerissen (Zustand I)

B 1.4. System 30m gerissen

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$			
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-8697.88	0.00	-8697.85	0.00	-8697.76	-0.01	-8697.45	-0.01	-8698.20
		Feldbereich [m]	M_m	6901.06	0.00	6901.07	0.00	6901.11	0.00	6901.27	0.01	6900.90
Normalspannungen			[kN/cm ²]		[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	15.347	-0.65	15.246	-1.32	15.075	-2.47	14.734	-4.84	15.447
			$\sigma_{c,unten}$	12.493	-0.46	12.379	-1.39	12.192	-2.94	11.823	-6.16	12.551
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	11.870	0.37	11.930	0.88	12.030	1.72	12.227	3.39	11.827
			$\sigma_{a,unten}$	-10.479	0.05	-10.486	0.12	-10.497	0.23	-10.521	0.45	-10.473
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.401	0.01	-0.401	0.01	-0.401	0.02	-0.401	0.04	-0.401
			$\sigma_{c,unten}$	-0.140	-0.01	-0.140	-0.02	-0.140	-0.08	-0.139	-0.31	-0.140
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-0.840	0.07	-0.840	0.12	-0.842	0.31	-0.848	1.05	-0.839
			$\sigma_{a,unten}$	7.199	0.01	7.199	0.01	7.199	0.02	7.200	0.03	7.198
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]
		t_A	Schubfluss an Auflager A	-7.120	0.14	-7.094	-0.22	-7.066	-0.63	-7.014	-1.36	-7.110
		$t_{A+0,5m}$	Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A	-6.816	0.00	-6.817	0.01	-6.816	0.01	-6.815	-0.01	-6.816
$t_{A+1,0m}$		Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-6.522	0.00	-6.522	0.00	-6.523	0.01	-6.523	0.00	-6.522	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	4.479	
$t_{S-0,5m}$		Schubfluss 0,5m links v. Auflager S	4.352	-0.05	4.353	-0.03	4.352	-0.04	4.352	-0.06	4.354	
$t_{S-1,0m}$	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	4.228	-0.03	4.227	-0.05	4.227	-0.05	4.227	-0.04	4.229		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A=F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	1210.07	0.00	1210.07	0.00	1210.07	0.00	1210.09	0.00	1210.06	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	3579.86	0.00	3579.86	0.00	3579.85	0.00	3579.83	0.00	3579.88	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	19.526	0.02	19.527	0.03	19.530	0.04	19.540	0.09	19.522	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	19.918	0.01	19.920	0.02	19.924	0.04	19.927	0.06	19.916	

Abbildung 85: Vergleich der Ergebnisse bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Linienlast 100kN/m - System mit L=30m - gerissen (Zustand II)

B 1.5. System 60m gerissen

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$			
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-35127.24	0.00	-35127.17	0.00	-35126.97	0.00	-35126.08	0.00	-35126.90
		Feldbereich [m]	M_m	27436.38	0.00	27436.40	0.00	27436.50	0.00	27436.94	0.00	27436.50
Normalspannungen			[kN/cm ²]		[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	20.319	-0.61	20.173	-1.34	19.929	-2.58	19.445	-5.13	20.443
			$\sigma_{c,unten}$	18.379	-0.53	18.228	-1.36	17.979	-2.76	17.483	-5.68	18.476
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	18.021	0.20	18.069	0.47	18.148	0.91	18.306	1.79	17.984
			$\sigma_{a,unten}$	-12.113	0.03	-12.117	0.07	-12.125	0.13	-12.139	0.25	-12.109
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.613	0.01	-0.613	0.00	-0.613	0.00	-0.613	-0.02	-0.613
			$\sigma_{c,unten}$	-0.434	0.00	-0.434	-0.01	-0.434	-0.03	-0.434	-0.11	-0.434
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-2.607	0.05	-2.608	0.07	-2.610	0.15	-2.617	0.43	-2.606
			$\sigma_{a,unten}$	8.355	0.01	8.355	0.01	8.356	0.01	8.356	0.02	8.354
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]
		t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.924	0.13	-6.899	-0.23	-6.871	-0.64	-6.822	-1.37	-6.915
		$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-6.629	0.00	-6.629	0.01	-6.629	0.00	-6.628	-0.01	-6.629
$t_{A+2,0m}$		Schubfluss 2,0m rechts v. Auflager A	-6.343	0.01	-6.343	0.01	-6.343	0.00	-6.343	0.00	-6.342	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	3.089	
$t_{S-1,0m}$		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	3.001	-0.05	3.001	-0.06	3.001	-0.06	3.001	-0.07	3.002	
$t_{S-2,0m}$	Schubfluss 2,0m links v. Auflager S	2.915	-0.05	2.915	-0.05	2.915	-0.06	2.915	-0.06	2.916		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A=F_C$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	2414.55	0.00	2414.55	0.00	2414.55	0.00	2414.57	0.00	2414.55	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	7170.90	0.00	7170.90	0.00	7170.90	0.00	7170.87	0.00	7170.90	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	53.529	0.02	53.531	0.02	53.537	0.04	53.560	0.08	53.518	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	54.634	0.02	54.634	0.02	54.644	0.03	54.668	0.08	54.625	

Abbildung 86: Vergleich der Ergebnisse bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Linienlast 100kN/m - System mit L=60m - gerissen (Zustand II)

B 1.6. System 90m gerissen

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$			
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-81413.66	0.00	-81413.58	0.00	-81413.18	0.00	-81391.70	-0.03	-81417.20
		Feldbereich [m]	M_m	60543.12	0.00	60543.18	0.00	60543.38	0.00	60544.12	0.00	60541.40
Normalspannungen			[kN/cm ²]		[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	22.095	-0.58	21.936	-1.31	21.672	-2.55	21.147	-5.10	22.224
			$\sigma_{c,unten}$	20.657	-0.53	20.496	-1.31	20.229	-2.65	19.699	-5.41	20.765
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	20.424	0.12	20.458	0.28	20.514	0.55	20.618	1.07	20.400
			$\sigma_{a,unten}$	-12.935	0.01	-12.938	0.03	-12.943	0.07	-12.949	0.12	-12.933
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.789	0.00	-0.789	0.00	-0.789	-0.01	-0.788	-0.04	-0.789
			$\sigma_{c,unten}$	-0.651	0.00	-0.651	0.00	-0.651	-0.02	-0.651	-0.08	-0.651
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-3.909	0.00	-3.909	0.01	-3.911	0.05	-3.918	0.23	-3.909
			$\sigma_{a,unten}$	8.638	0.00	8.638	0.00	8.638	0.00	8.639	0.01	8.638
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]
		t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.423	0.13	-6.399	-0.24	-6.373	-0.65	-6.327	-1.39	-6.415
		$t_{A+1,5m}$	Schubfluss 1,5m rechts v. Auflager A	-6.147	0.00	-6.147	0.00	-6.147	0.00	-6.146	-0.01	-6.147
$t_{A+3,0m}$		Schubfluss 3,0m rechts v. Auflager A	-5.879	0.00	-5.879	0.00	-5.879	0.00	-5.879	0.00	-5.879	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	0.000	-100.00	2.219	
$t_{S-1,5m}$		Schubfluss 1,5m links v. Auflager S	2.156	-0.05	2.156	-0.05	2.156	-0.04	2.156	-0.05	2.157	
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	2.095	-0.04	2.095	-0.04	2.095	-0.05	2.095	-0.05	2.096		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A=F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	3595.40	0.00	3595.40	0.00	3595.41	0.00	3595.43	0.00	3595.36	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	10809.20	0.00	10809.20	0.00	10809.20	0.00	10809.20	0.00	10809.30	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	91.887	0.00	91.889	0.00	91.897	0.01	91.928	0.04	91.887	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	93.924	-0.06	93.926	-0.06	93.937	-0.05	93.966	-0.02	93.982	

Abbildung 87: Vergleich der Ergebnisse bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Linienlast 100kN/m - System mit L=90m - gerissen (Zustand II)

B 2 Vergleichsberechnung B: Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe – Auswirkungen auf den Schubfluss bei schubstarrer und schubnachgiebiger Verbundfuge

B 2.1. System 60m ungerissen – Verbundfuge schubstarr

Schubfluss in Verbundfuge		Zweistabmodell										
		$e_v = L/600$	$e_v = L/240$	$e_v = L/120$		$e_v = L/60$		$e_v = L/20$		$e_v = L/10$		
		[kN/cm]	[kN/cm]	+/-[%]	[kN/cm]	+/-[%]	[kN/cm]	+/-[%]	[kN/cm]	+/-[%]	[kN/cm]	+/-[%]
t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.452	-6.427	-0.38	-6.400	-0.81	-6.351	-1.57	-6.160	-4.52	-5.875	-8.95
$t_{A+6,0m}$	Schubfluss 6,0m rechts v. Auflager A	-4.726	-4.726	-0.01	-4.726	0.00	-4.726	0.00	-4.728	0.04	-4.729	0.06
$t_{A+12,0m}$	Schubfluss 12,0m rechts v. Auflager A	-3.007	-3.007	0.01	-3.007	0.01	-3.008	0.02	-3.009	0.08	-3.011	0.12
t_S	Schubfluss an Auflager S	0.000	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	9.881	9.881	0.00	9.881	0.00	9.881	0.00	9.878	-0.03	9.877	-0.04
$t_{S-6,0m}$	Schubfluss 6,0m links v. Auflager S	9.022	9.022	0.00	9.022	0.00	9.022	0.00	9.020	-0.03	9.019	-0.04

Abbildung 88: Vergleich des Schubflusses bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe Last 100kN/m, System mit L=60m - ungerissen (Zustand I), schubstarre Verbundfuge

B 2.2. System 60m ungerissen – Verbundfuge schubweich

Schubfluss in Verbundfuge		Zweistabmodell										
		$e_v = L/600$	$e_v = L/240$	$e_v = L/120$		$e_v = L/60$		$e_v = L/20$		$e_v = L/10$		
		[kN/cm]	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%
t_A	Schubfluss an Auflager A	-5.535	-5.537	0.04	-5.536	0.03	-5.523	-0.21	-5.473	-1.11	-5.367	-3.03
$t_{A+6,0m}$	Schubfluss 6,0m rechts v. Auflager A	-4.594	-4.595	0.02	-4.594	0.02	-4.589	-0.11	-4.567	-0.58	-4.524	-1.52
$t_{A+12,0m}$	Schubfluss 12,0m rechts v. Auflager A	-3.000	-3.000	0.01	-3.000	0.01	-2.999	-0.03	-2.995	-0.15	-2.984	-0.51
t_S	Schubfluss an Auflager S	0.000	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	6.678	6.661	-0.25	6.646	-0.48	6.627	-0.77	6.394	-4.25	6.379	-4.48
$t_{S-6,0m}$	Schubfluss 6,0m links v. Auflager S	8.063	8.053	-0.13	8.043	-0.24	8.032	-0.38	7.886	-2.20	7.861	-2.51

Abbildung 89: Vergleich des Schubflusses bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe Last 100kN/m, System mit L=60m - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} , KD $\phi 25$, Dübelausteilung Hochbau

B 2.3. System 60m gerissen – Verbundfuge schubstarr

Schubfluss in Verbundfuge		Zweistabmodell										
		$e_v = L/600$	$e_v = L/240$	$e_v = L/120$		$e_v = L/60$		$e_v = L/20$		$e_v = L/10$		
		[kN/cm]	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%	[kN/cm]	+/-%
t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.924	-6.899	-0.36	-6.871	-0.76	-6.822	-1.48	-6.630	-4.25	-6.343	-8.39
$t_{A+6,0m}$	Schubfluss 6,0m rechts v. Auflager A	-5.197	-5.197	0.00	-5.197	0.00	-5.197	0.00	-5.198	0.01	-5.197	0.01
$t_{A+12,0m}$	Schubfluss 12,0m rechts v. Auflager A	-3.479	-3.478	-0.02	-3.479	-0.01	-3.479	-0.01	-3.479	0.00	-3.479	0.00
t_S	Schubfluss an Auflager S	0.000	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	2.829	2.828	-0.02	2.829	-0.01	2.829	-0.02	2.828	-0.02	2.828	-0.02
$t_{S-6,0m}$	Schubfluss 6,0m links v. Auflager S	2.570	2.570	0.02	2.570	0.01	2.570	0.01	2.570	0.00	2.570	0.00

Abbildung 90: Vergleich des Schubflusses bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe Last 100kN/m, System mit L=60m - gerissen (Zustand II), schubstarre Verbundfuge

B 2.4. System 60m gerissen – Verbundfuge schubweich

		Zweistabmodell												
		$e_v = L/600$		$e_v = L/240$		$e_v = L/120$		$e_v = L/60$		$e_v = L/20$		$e_v = L/10$		
		[kN/cm]	[kN/cm]	+/--%	[kN/cm]	+/--%	[kN/cm]	+/--%	[kN/cm]	+/--%	[kN/cm]	+/--%		
Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A		-5.956	-5.953	-0.04	-5.948	-0.13	-5.936	-0.34	-5.923	-0.55	-5.816	-2.36
	$t_{A+6,0m}$	Schubfluss 6,0m rechts v. Auflager A		-5.032	-5.031	-0.02	-5.028	-0.07	-5.022	-0.19	-5.017	-0.31	-4.972	-1.20
	$t_{A+12,0m}$	Schubfluss 12,0m rechts v. Auflager A		-3.448	-3.447	-0.01	-3.447	-0.02	-3.445	-0.07	-3.442	-0.17	-3.429	-0.55
	t_S	Schubfluss an Auflager S		0.000	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
	$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S		2.503	2.501	-0.07	2.498	-0.20	2.486	-0.68	2.360	-5.74	2.358	-5.79
	$t_{S-6,0m}$	Schubfluss 6,0m links v. Auflager S		2.466	2.466	0.00	2.466	0.01	2.468	0.07	2.490	1.00	2.494	1.16

Abbildung 91: Vergleich des Schubflusses bei Verfeinerung des Abstandes e_v der Verbindungsstäbe
Last 100kN/m, System mit L=60m - gerissen (Zustand II), Steifigkeit S_{init} , KD ϕ 25,
Dübelausteilung Hochbau

B 3 Vergleichsberechnung C: Unterschiede in Ergebnissen bei Modellierung der Dübelnachgiebigkeit mittels Federelementen oder Schubfläche

			Zweistabmodell						
			VF KDφ22 Schubfläche		VF KDφ22 Feder	VF KDφ19 Schubfläche		VF KDφ19 Feder	
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
	Stützbereich [s]	M _S	-11162.44	0.00	-11162.44	-11169.71	0.00	-11169.71	
	Feldbereich [m]	M _m	5668.79	0.00	5668.79	5665.13	0.00	5665.14	
Normalspannungen			[kN/cm ²]		[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
	Stützbereich [s]	Betonstab	σ _{c,oben}	0.639	0.07	0.639	0.640	0.07	0.640
			σ _{c,unten}	-0.004	0.09	-0.004	0.007	-0.05	0.008
		Stahlstab	σ _{a,oben}	7.622	-0.01	7.623	7.318	-0.01	7.319
			σ _{a,unten}	-12.311	0.00	-12.311	-12.286	0.00	-12.286
	Feldbereich [m]	Betonstab	σ _{c,oben}	-0.328	0.00	-0.328	-0.328	0.00	-0.328
			σ _{c,unten}	-0.089	0.00	-0.089	-0.092	0.00	-0.092
		Stahlstab	σ _{a,oben}	-1.388	0.00	-1.388	-1.311	0.00	-1.312
			σ _{a,unten}	5.988	0.00	5.988	5.976	0.00	5.976
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]	[kN/cm]		[kN/cm]
t _A		Schubfluss an Auflager A	-5.260	0.00	-5.260	-5.328	0.00	-5.328	
t _{A+0,5m}		Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A	-5.230	0.00	-5.230	-5.298	0.00	-5.298	
t _{A+1,0m}		Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-5.150	0.00	-5.150	-5.214	0.00	-5.214	
t _S		Schubfluss an Auflager S	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	
t _{S-0,5m}		Schubfluss 0,5m links v. Auflager S	2.364	0.00	2.364	2.496	0.00	2.496	
t _{S-1,0m}		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	4.088	0.00	4.088	4.286	0.00	4.286	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	F _A =F _C	Vertikalkraft Auflager A [kN]	1127.92	0.00	1127.92	1127.68	0.00	1127.68	
	F _S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	3744.16	0.00	3744.16	3744.65	0.00	3744.65	
	w _m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	17.973	0.00	17.973	17.712	0.00	17.712	
	w _{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	18.620	0.00	18.620	18.353	0.00	18.353	

Abbildung 92: Vergleich der Ergebnisse zwischen Modellierung mittels Federelementen oder Schubfläche Last 100kN/m, System mit L=30m, ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init}, e_v=L/600, Dübelausteilung Hochbau

B 4 Vergleichsberechnung D: Dübelausteilung Brückenbau – Vergleich der Auswirkungen von Einzel- und Linienlast

B 4.1. System 30m ungerissen

			Zweistabmodell								
			VF KDφ19		VF schubstarr	VF KDφ19		VF schubstarr			
			Einzellast 1000kN			Linienlast 100kN/m					
			Momente		[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
Stützbereich [s]		M _S	-2792.42	-0.57	-2808.36	-11154.79	-0.85	-11249.99			
Feldbereich [m]		M _m	6101.72	0.13	6093.75	5672.60	0.85	5624.96			
Normalspannungen			[kN/cm ²]		+/- [%]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]		
			Stützbereich [s]	Betonstab	σ _{c,oben}	0.161	-1.23	0.163	0.640	-1.69	0.651
					σ _{c,unten}	0.024	-58.35	0.057	0.058	-74.17	0.226
				Stahlstab	σ _{a,oben}	1.247	242.26	0.364	5.938	304.41	1.468
					σ _{a,unten}	-3.010	2.64	-2.932	-12.125	3.21	-11.748
			Feldbereich [m]	Betonstab	σ _{c,oben}	-0.351	-0.56	-0.353	-0.329	0.62	-0.327
					σ _{c,unten}	-0.048	-61.18	-0.123	-0.090	-21.48	-0.114
				Stahlstab	σ _{a,oben}	-2.805	265.27	-0.768	-1.375	100.94	-0.684
σ _{a,unten}	6.585	3.53			6.360	5.990	2.09	5.868			
Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]			[kN/cm]	[kN/cm]		[kN/cm]		
			t _A	Schubfluss an Auflager A	-2.440	1.84	-2.396	-5.704	-13.84	-6.620	
			t _{A+0,5m}	Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A	-2.444	2.35	-2.388	-5.666	-10.29	-6.316	
			t _{A+1,0m}	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-2.450	2.60	-2.388	-5.566	-7.57	-6.022	
			t _S	Schubfluss an Auflager S	1.474	0.00	1.468	0.000	0.00	0.000	
			t _{S-0,5m}	Schubfluss 0,5m links v. Auflager S	2.132	-38.88	3.488	3.278	-69.43	10.724	
			t _{S-1,0m}	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	2.578	-26.09	3.488	5.404	-48.19	10.430	
Auflagerkräfte und Durchbiegung			F _A	Vertikalkraft Auflager A [kN]	406.78	0.13	406.25	1128.17	0.28	1125.00	
			F _S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	686.44	-0.15	687.50	3743.65	-0.17	3750.00	
			w _m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	15.902	9.20	14.562	17.050	12.21	15.195	
			w _{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	15.941	9.19	14.599	17.725	12.18	15.801	

Abbildung 93: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=30m - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init}, KDφ19, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

B 4.2. System 60m ungerissen

			Zweistabmodell						
			VF KDφ19		VF schubstarr	VF KDφ19		VF schubstarr	
			Einzellast 1000kN			Linienlast 100kN/m			
			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
Momente	Stützbereich [s]	M_S	-5605.85	-0.20	-5617.26	-44853.33	-0.33	-44999.99	
	Feldbereich [m]	M_m	12193.21	0.05	12187.50	22573.37	0.33	22500.04	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	0.118	-6.33	0.125	0.920	-8.30	1.003
			$\sigma_{c,unten}$	0.075	-15.44	0.089	0.565	-20.18	0.708
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	0.874	59.85	0.547	7.791	77.57	4.388
			$\sigma_{a,unten}$	-1.739	1.58	-1.712	-13.988	1.99	-13.715
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.254	-6.69	-0.272	-0.496	-1.42	-0.503
			$\sigma_{c,unten}$	-0.160	-16.75	-0.192	-0.342	-4.04	-0.356
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-1.958	66.94	-1.173	-2.522	17.96	-2.138
			$\sigma_{a,unten}$	3.788	2.01	3.713	6.909	0.84	6.852
Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A	-1.168	0.17	-1.166	-5.844	-9.42	-6.452	
	$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-1.168	0.34	-1.164	-5.788	-6.01	-6.158	
	$t_{A+2,0m}$	Schubfluss 2,0m rechts v. Auflager A	-1.170	0.52	-1.164	-5.648	-3.80	-5.871	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	0.716	0.00	0.716	0.000	0.00	0.000	
	$t_{S-1,0m}$	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	1.161	-31.75	1.701	4.562	-56.36	10.454	
	$t_{S-2,0m}$	Schubfluss 2,0m links v. Auflager S	1.405	-17.40	1.701	6.935	-31.80	10.168	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	F_A	Vertikalkraft Auflager A [kN]	406.44	0.05	406.25	2252.45	0.11	2250.00	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	687.12	-0.06	687.50	7495.11	-0.07	7500.00	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	20.825	3.55	20.111	43.886	4.56	41.971	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	20.877	3.55	20.162	45.634	4.56	43.645	

Abbildung 94: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=60m - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} KDφ19, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

B 4.3. System 90m ungerissen

			Zweistabmodell								
			VF KDφ19		VF schubstarr		VF KDφ19		VF schubstarr		
			Einzellast 1000kN			Linienlast 100kN/m					
					[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
Momente	Stützbereich [s]		M_S	-8417.79	-0.11	-8427.04	-101069.83	-0.18	-101249.72		
	Feldbereich [m]		M_m	18285.89	0.03	18281.24	50715.17	0.18	50625.03		
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	0.102	-6.63	0.110	1.200	-8.74	1.314		
			$\sigma_{c,unten}$	0.081	-10.16	0.090	0.939	-13.38	1.084		
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	0.716	29.68	0.552	9.216	38.83	6.639		
			$\sigma_{a,unten}$	-1.216	1.06	-1.203	-14.651	1.36	-14.454		
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.221	-7.24	-0.238	-0.650	-1.45	-0.660		
			$\sigma_{c,unten}$	-0.174	-11.17	-0.196	-0.532	-2.33	-0.545		
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-1.587	33.47	-1.189	-3.521	7.75	-3.268		
			$\sigma_{a,unten}$	2.644	1.33	2.609	7.257	0.47	7.223		
	Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A		-0.725	-0.18	-0.727	-5.553	-7.87	-6.028	
		$t_{A+1,5m}$	Schubfluss 1,5m rechts v. Auflager A		-0.726	0.18	-0.725	-5.491	-4.56	-5.754	
		$t_{A+3,0m}$	Schubfluss 3,0m rechts v. Auflager A		-0.726	0.18	-0.725	-5.341	-2.53	-5.479	
		t_S	Schubfluss an Auflager S		0.446	0.00	0.446	0.000	0.00	0.000	
$t_{S-1,5m}$		Schubfluss 1,5m links v. Auflager S		0.763	-27.94	1.059	4.920	-49.63	9.768		
$t_{S-3,0m}$		Schubfluss 3,0m links v. Auflager S		0.916	-13.53	1.059	7.158	-24.66	9.501		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	F_A	Vertikalkraft Auflager A [kN]		406.35	0.02	406.25	3377.00	0.06	3375.00		
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]		687.29	-0.03	687.50	11246.00	-0.04	11250.00		
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]		24.029	1.94	23.571	75.608	2.47	73.787		
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]		24.089	1.94	23.630	78.623	2.47	76.731		

Abbildung 95: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=90m - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} , KDφ19, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

B 4.4. System 30m gerissen

				Zweistabmodell							
				VF KDφ19		VF schubstarr	VF KDφ19		VF schubstarr		
				Einzellast 1000kN				Linienlast 100kN/m			
				[kNm]		+/- [%]	[kNm]		[kNm]	+/- [%]	[kNm]
Momente	Stützbereich [s]		M_S	-2123.35	0.78	-2106.87	-8764.35	0.76	-8697.88		
	Feldbereich [m]		M_m	6437.41	-0.13	6445.69	6867.82	-0.48	6901.06		
					[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Bewehrungsstab	$\sigma_{Bew,oben}$	3.362	-9.74	3.725	13.371	-12.88	15.347		
			$\sigma_{Bew,unten}$	2.633	-13.18	3.033	10.325	-17.36	12.493		
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	3.127	8.69	2.877	13.175	10.99	11.870		
			$\sigma_{a,unten}$	-2.585	1.85	-2.538	-10.703	2.14	-10.479		
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.371	-0.78	-0.374	-0.398	-0.69	-0.401		
			$\sigma_{c,unten}$	-0.054	-58.33	-0.130	-0.113	-19.43	-0.140		
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-2.855	252.12	-0.811	-1.550	84.59	-0.840		
			$\sigma_{a,unten}$	6.936	3.10	6.727	7.240	0.57	7.199		
	Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A		-2.576	1.74	-2.532	-6.184	-13.15	-7.120	
		$t_{A+0,5m}$	Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A		-2.578	2.14	-2.524	-6.146	-9.83	-6.816	
		$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A		-2.586	2.46	-2.524	-6.046	-7.30	-6.522	
		t_S	Schubfluss an Auflager S		0.646	0.00	0.626	0.000	0.00	0.000	
$t_{S-0,5m}$		Schubfluss 0,5m links v. Auflager S		1.014	-28.89	1.426	1.926	-55.74	4.352		
$t_{S-1,0m}$		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S		1.224	-14.17	1.426	2.914	-31.08	4.228		
Auflagerkräfte und Durchbiegung		F_A	Vertikalkraft Auflager A [kN]		429.16	-0.13	429.71	1207.85	-0.18	1210.07	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]		641.68	0.17	640.57	3584.29	0.12	3579.86		
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]		17.187	8.09	15.901	20.913	7.10	19.527		
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]		17.213	8.10	15.923	21.402	7.44	19.920		

Abbildung 96: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=30m gerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} , KDφ19, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

B 4.5. System 60m gerissen

			Zweistabmodell						
			VF KDφ19		VF schubstarr	VF KDφ19		VF schubstarr	
			Einzellast 1000kN			Linienlast 100kN/m			
			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
Momente	Stützbereich [s]	M_S	-4257.29	-0.09	-4261.23	-35153.12	0.07	-35127.24	
	Feldbereich [m]	M_m	12870.20	0.02	12868.23	27423.46	-0.05	27436.38	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Bewehrungsstab	$\sigma_{Bew,oben}$	2.316	-6.22	2.469	18.689	-8.02	20.319
			$\sigma_{Bew,unten}$	2.077	-7.02	2.234	16.710	-9.08	18.379
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	2.234	2.16	2.187	18.571	3.05	18.021
			$\sigma_{a,unten}$	-1.473	0.23	-1.469	-12.173	0.49	-12.113
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.269	-6.39	-0.287	-0.604	-1.53	-0.613
			$\sigma_{c,unten}$	-0.171	-15.92	-0.203	-0.418	-3.74	-0.434
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-2.024	63.55	-1.238	-2.995	14.87	-2.607
			$\sigma_{a,unten}$	3.994	1.88	3.920	8.388	0.39	8.355
	Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A	-1.232	0.00	-1.232	-6.310	-8.87	-6.924
		$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-1.233	0.33	-1.229	-6.253	-5.67	-6.629
$t_{A+2,0m}$		Schubfluss 2,0m rechts v. Auflager A	-1.235	0.49	-1.229	-6.113	-3.63	-6.343	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.215	0.00	0.215	0.000	0.00	0.000	
$t_{S-1,0m}$		Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	0.400	-18.70	0.492	1.972	-34.29	3.001	
$t_{S-2,0m}$		Schubfluss 2,0m links v. Auflager S	0.462	-6.10	0.492	2.571	-11.80	2.915	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	F_A	Vertikalkraft Auflager A [kN]	429.01	0.02	428.94	2414.12	-0.02	2414.55	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	641.99	-0.02	642.12	7171.77	0.01	7170.90	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	22.617	3.30	21.895	54.937	2.63	53.529	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	22.649	3.30	21.926	56.155	2.78	54.634	

Abbildung 97: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=60m - gerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} , KDφ19, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

B 4.6. System 90m gerissen

			Zweistabmodell						
			VF KDφ19		VF schubstarr	VF KDφ19		VF schubstarr	
			Einzellast 1000kN			Linienlast 100kN/m			
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
	Stützbereich [s]	M_S	-6590.91	-0.31	-6611.49	-81311.27	-0.13	-81413.66	
	Feldbereich [m]	M_m	19203.34	0.05	19193.05	60594.43	0.08	60543.12	
Normalspannungen			[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	[kN/cm ²]	+/- [%]	[kN/cm ²]	
	Stützbereich [s]	Bewehrungsstab	$\sigma_{Bew,oben}$	1.714	-4.64	1.798	20.795	-5.89	22.095
			$\sigma_{Bew,unten}$	1.597	-4.97	1.680	19.346	-6.35	20.657
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	1.670	0.68	1.659	20.668	1.19	20.424
			$\sigma_{a,unten}$	-1.049	-0.18	-1.050	-12.942	0.05	-12.935
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.232	-6.88	-0.250	-0.778	-1.30	-0.789
			$\sigma_{c,unten}$	-0.184	-10.63	-0.206	-0.638	-2.06	-0.651
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-1.647	31.96	-1.248	-4.164	6.55	-3.909
			$\sigma_{a,unten}$	2.775	1.30	2.739	8.667	0.34	8.638
	Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]	[kN/cm]		[kN/cm]
		t_A	Schubfluss an Auflager A	-0.763	0.00	-0.763	-5.947	-7.41	-6.423
		$t_{A+1,5m}$	Schubfluss 1,5m rechts v. Auflager A	-0.762	0.18	-0.761	-5.883	-4.28	-6.147
$t_{A+3,0m}$		Schubfluss 3,0m rechts v. Auflager A	-0.763	0.26	-0.761	-5.733	-2.48	-5.879	
t_S		Schubfluss an Auflager S	0.103	0.00	0.103	0.000	0.00	0.000	
$t_{S-1,5m}$		Schubfluss 1,5m links v. Auflager S	0.206	-12.46	0.235	1.670	-22.54	2.156	
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	0.229	-2.83	0.235	1.987	-5.12	2.095		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	F_A	Vertikalkraft Auflager A [kN]	426.74	0.05	426.51	3596.54	48.95	2414.55	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	646.52	-0.07	646.98	10806.90	50.70	7170.90	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	25.911	1.91	25.425	93.250	74.20	53.529	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	25.951	1.91	25.464	95.406	74.63	54.634	

Abbildung 98: Vergleich der Ergebnisse zwischen Einzellast in Feldmitte 1000kN und Linienlast 100kN/m System mit L=90m gerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} , KDφ19, Dübelausteilung Brückenbau infolge Linienlast

B 5 Vergleichsberechnung E: Einfluss der Dübelnachgiebigkeit auf die praktische Bemessung

B 5.1. System 30m ungerissen – Zustand I

B 5.1.1. Ergebnisse

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			VF KDφ19		VF KDφ19 ($S_{sek} = 404\text{kN/cm}$)		VF KDφ19 ($S_{init} = 2500\text{kN/cm}$)		VF schubstarr		VF schubstarr	
			Dübelausteilung Hochbau		Dübelausteilung Brückenbau							
			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
Momente	Stützbereich [s]	M_s	-10157.35	-1.20	-9899.72	-3.70	-10198.80	-0.79	-10280.46	0.00	-10280.50	
	Feldbereich [m]	M_m	10616.54	0.37	10718.39	1.34	10609.38	0.31	10577.00	0.00	10577.00	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	0.583	-2.35	0.563	-5.69	0.586	-1.84	0.595	-0.29	0.597
			$\sigma_{c,unten}$	0.048	-76.73	-0.115	-155.25	0.071	-66.13	0.207	-0.44	0.208
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	5.689	355.17	10.025	702.03	5.062	304.98	1.350	8.02	1.250
			$\sigma_{a,unten}$	-11.055	3.09	-11.265	5.05	-11.036	2.92	-10.736	0.12	-10.723
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.614	0.03	-0.616	0.29	-0.614	-0.12	-0.614	-0.07	-0.614
			$\sigma_{c,unten}$	-0.157	-26.79	-0.029	-86.46	-0.148	-31.11	-0.214	-0.20	-0.214
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-2.884	124.22	-6.394	397.18	-3.121	142.72	-1.311	1.98	-1.286
			$\sigma_{a,unten}$	11.244	1.92	11.722	6.25	11.262	2.08	11.037	0.04	11.033
Normalkräfte	Normalkraft Stützbereich [s]	$N_{c,s} = -N_{a,s}$	4736.280	-21.33	3359.840	-44.19	4924.800	-18.20	6020.570			
	Normalkraft Feldbereich [m]	$N_{c,m} = -N_{a,m}$	-5785.530	-6.81	-4838.065	-22.07	-5708.990	-8.04	-6208.020			
Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A	-8.596	-16.93	-8.144	-21.30	-8.672	-16.19	-10.144	-1.97	-10.348	
	$t_{A+0,5m}$	Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A	-8.542	-13.92	-8.108	-18.29	-8.618	-13.15	-9.924	0.01	-9.923	
	$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-8.398	-13.68	-8.004	-17.73	-8.474	-12.90	-9.502	-2.33	-9.729	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	3.820	-70.13	3.718	-70.93	3.908	-69.44	8.820	-31.03	12.789	
	$t_{S-0,5m}$	Schubfluss 0,5m links v. Auflager S	5.978	-52.52	5.546	-55.95	6.416	-49.04	12.590	0.00	12.590	
	$t_{S-1,0m}$	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	7.412	-39.69	6.830	-44.42	7.962	-35.21	12.288	-0.01	12.290	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	1762.89	0.10	1767.49	0.36	1762.64	0.08	1761.15	0.00	1761.15	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	3457.16	-0.14	3444.01	-0.52	3457.89	-0.12	3462.13	0.00	3462.15	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	30.294	6.77	37.269	31.35	30.187	6.39	28.379	0.02	28.374	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	30.549	6.75	37.634	31.50	30.466	6.46	28.624	0.02	28.618	

Abbildung 99: Vergleich der Ergebnisse infolge der Verkehrslast:
Modell mit $L=30\text{m}$ - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} und S_{Sek}
Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau

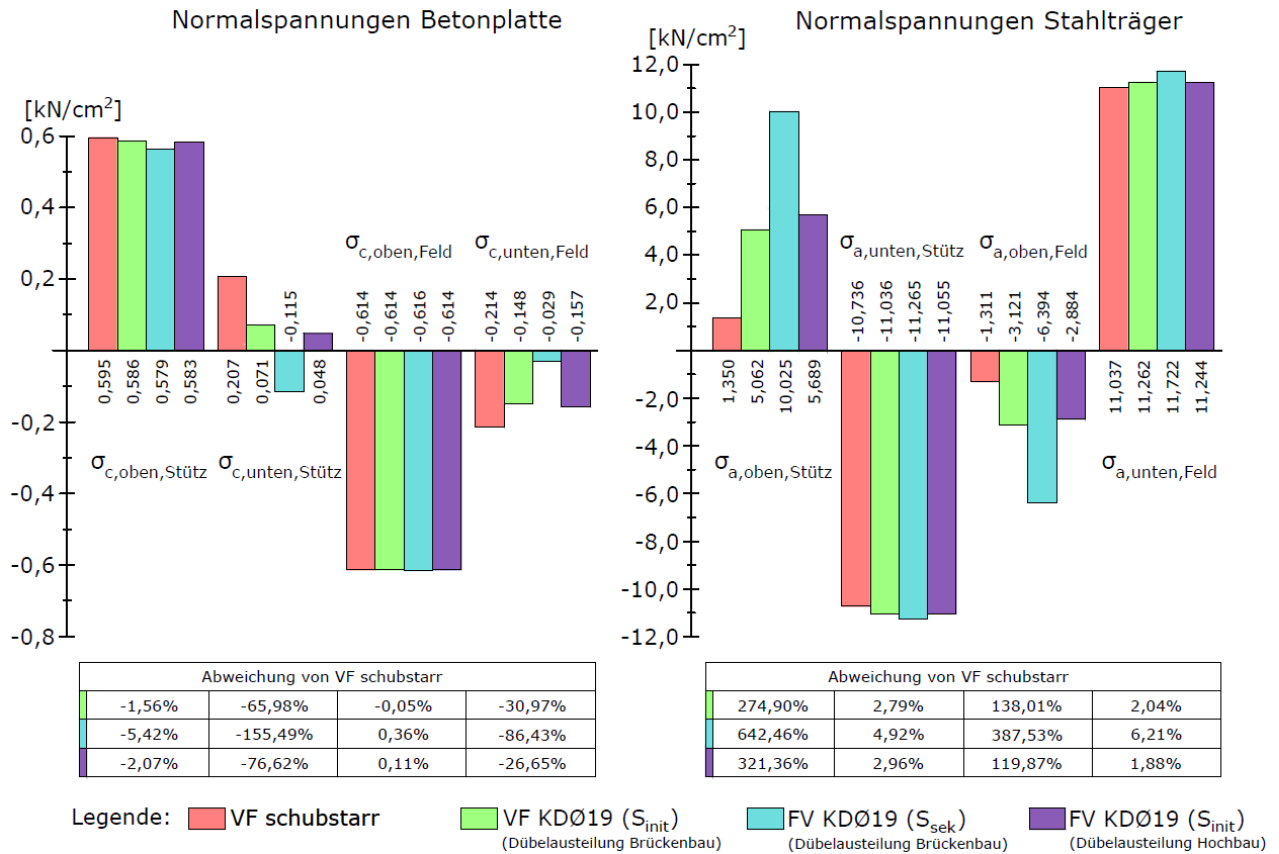


Abbildung 100: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m infolge der Verkehrslast: Modell mit L=30m - ungerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{Sek}

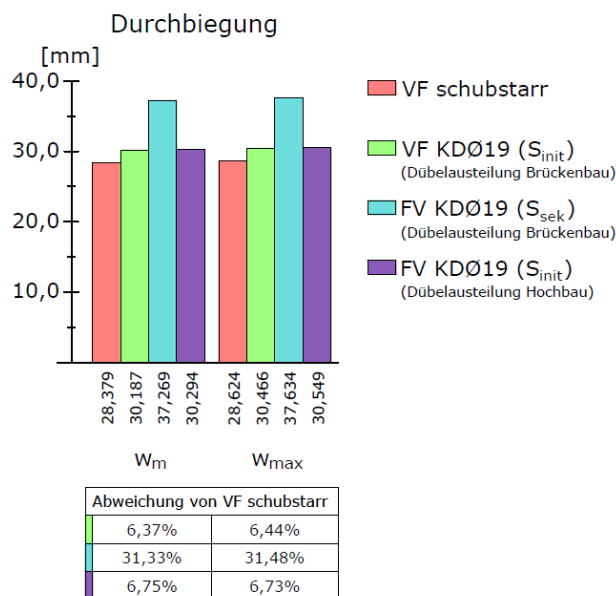


Abbildung 101: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der max. Stelle infolge der Verkehrslast: Modell mit L=30m - ungerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{Sek}

B 5.1.2. Beanspruchungen in der Verbundfuge

a) Lastfall $M_{max, Feld}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

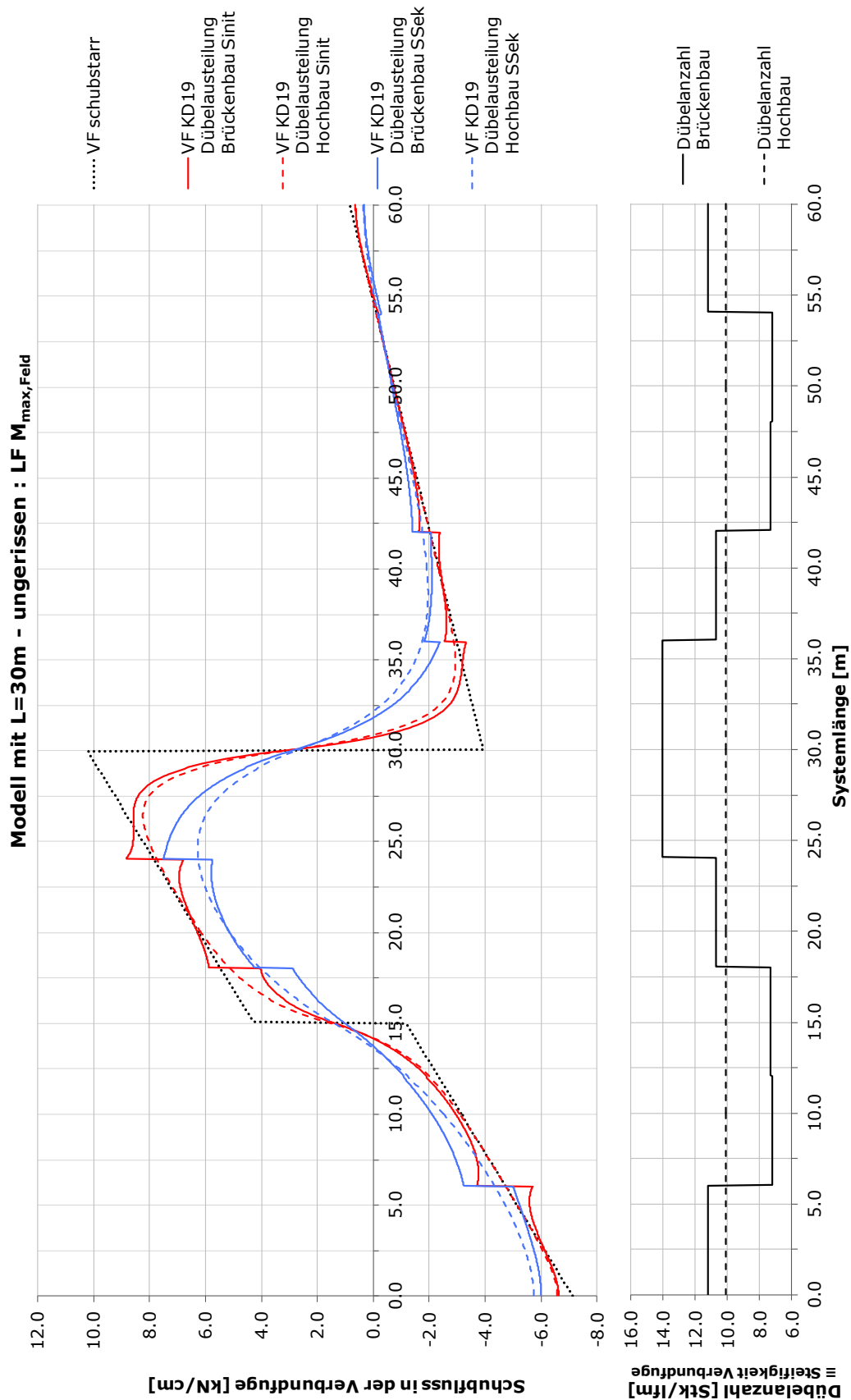


Abbildung 102: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=30m$ - ungerissen,
 $LF M_{max, Feld}$, Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 15: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
 (Modell mit L=30m, Zustand I, Dübelausteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Feld}}$)

System 30m ungerissen Dübelausteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-7,14	-6,59	-7,7	-5,74	-19,6
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	10,19	8,23	-19,2	6,28	-38,4
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-3,93	-2,94	-25,2	-1,96	-50,1
t_C	Schubfl. Auflager C	0,84	0,63	-25,0	0,35	-58,3

b) Lastfall $M_{max,Stütz}$ (Dübelaussteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

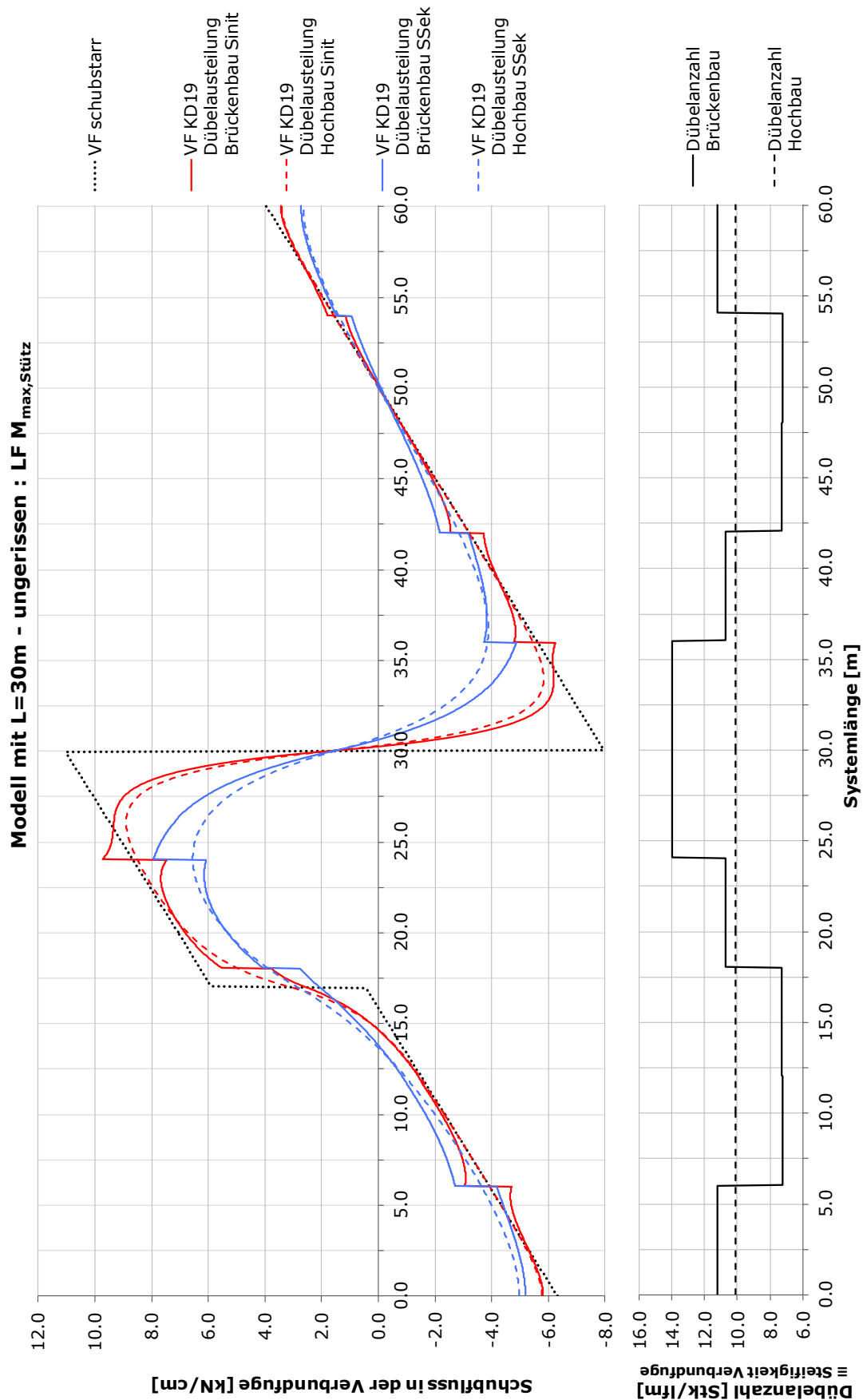


Abbildung 103: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L = 30\text{m}$ - ungerissen, $LF M_{max,Stütz}$ Dübelaussteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 16: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
 (Modell mit L=30m, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Stütz}}$)

System 30m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-6,32	-5,77	-8,7	-4,96	-21,5
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	11,02	8,90	-19,2	6,55	-40,6
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-7,94	-5,83	-26,6	-3,88	-51,1
t_C	Schubfl. Auflager C	3,96	3,42	-13,6	2,65	-33,1

B 5.2. System 30m gerissen – Zustand II

B 5.2.1. Ergebnisse

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			VF KD ϕ 19		VF KD ϕ 19 ($S_{sek} = 404\text{kN/cm}$)		VF KD ϕ 19 ($S_{init} = 2500\text{kN/cm}$)		VF Schubstarr		VF Schubstarr	
			Dübelausteilung Hochbau		Dübelausteilung Brückenbau							
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-7963.10	0.63	-8247.27	4.22	-7951.45	0.49	-7912.66	0.00	-7912.99
	Feldbereich [m]	M_m	11491.63	-0.13	11386.47	-1.04	11495.99	-0.09	11506.78	0.00	11506.70	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Bewehrungsstab	$\sigma_{Bew,oben}$	12.057	-14.20	10.235	-27.16	12.337	-12.21	13.975	-0.55	14.052
			$\sigma_{Bew,unten}$	9.287	-18.66	7.180	-37.12	9.595	-15.97	11.380	-0.33	11.418
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	12.037	11.88	13.822	28.47	11.845	10.10	10.803	0.41	10.759
			$\sigma_{a,unten}$	-9.733	2.15	-10.241	7.49	-9.698	1.79	-9.533	0.06	-9.528
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.665	-0.48	-0.655	-2.01	-0.665	-0.49	-0.668	-0.07	-0.668
			$\sigma_{c,unten}$	-0.174	-25.21	-0.042	-81.84	-0.165	-29.06	-0.233	-0.18	-0.233
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-2.990	113.70	-6.481	363.21	-3.235	131.20	-1.424	1.82	-1.399
			$\sigma_{a,unten}$	12.157	1.29	12.419	3.47	12.188	1.54	12.007	0.04	12.002
Normalkräfte			[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]			
	Normalkraft Stützbereich [s]	$N_{c,s} = -N_{a,s}$	1659.470	-15.82	1354.030	-31.31	1705.150	-13.50	1971.350			
	Normalkraft Feldbereich [m]	$N_{c,m} = -N_{a,m}$	-6295.925	-6.79	-5229.050	-22.58	-6228.390	-7.79	-6754.370			
Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]	
	t_A	Schubfluss an Auflager A	-8.864	-16.26	-8.416	-20.49	-8.944	-15.50	-10.396	-1.78	-10.585	
	$t_{A+0,5m}$	Schubfluss 0,5m rechts v. Auflager A	-8.810	-13.39	-8.378	-17.64	-8.890	-12.60	-10.172	0.00	-10.172	
	$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-8.666	-13.15	-8.276	-17.05	-8.746	-12.34	-9.762	-2.16	-9.978	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	1.764	-66.73	1.788	-66.28	1.764	-66.73	3.756	-29.16	5.302	
	$t_{S-0,5m}$	Schubfluss 0,5m links v. Auflager S	3.082	-40.93	2.936	-43.73	3.254	-37.63	5.216	-0.03	5.217	
$t_{S-1,0m}$	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	3.818	-24.94	3.656	-28.12	3.990	-21.56	5.084	-0.05	5.087		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	1800.63	-0.05	1796.13	-0.30	1800.89	-0.03	1801.47	0.00	1801.47	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	3349.35	0.07	3362.21	0.46	3348.61	0.05	3346.95	0.00	3346.98	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	33.467	5.17	39.593	24.42	33.440	5.08	31.828	0.02	31.822	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	33.628	5.17	39.880	24.72	33.620	5.14	31.981	0.02	31.975	

Abbildung 104: Vergleich der Ergebnisse infolge der Verkehrslast:
Modell mit L=30m - gerissen (Zustand II), Steifigkeit S_{init} und S_{Sek} ,
Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau

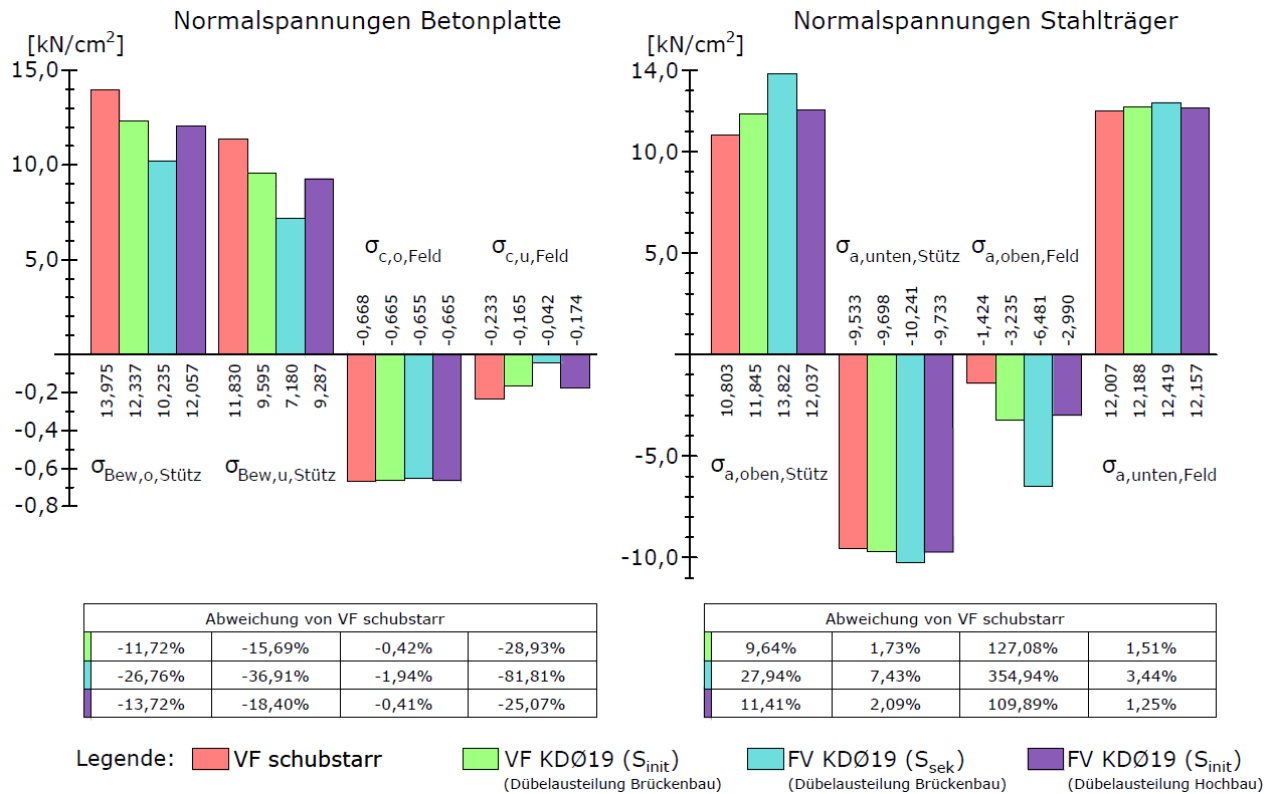


Abbildung 105: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m infolge der Verkehrslast: Modell mit L=30m - gerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{Sek}

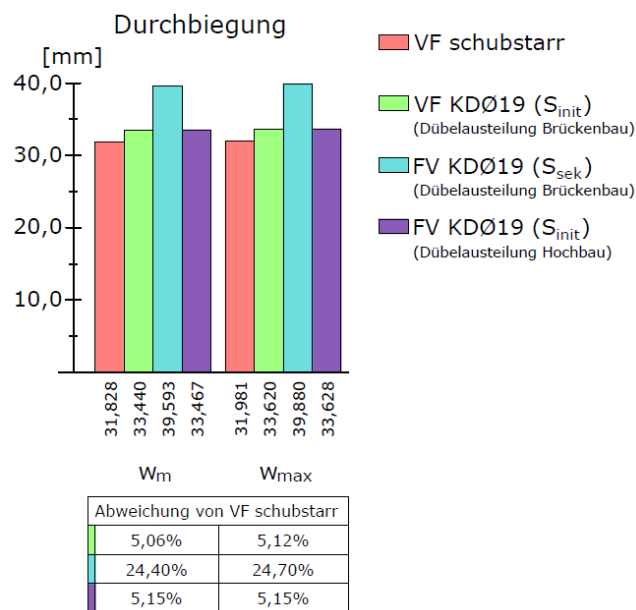


Abbildung 106: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle infolge der Verkehrslast: Modell mit L=30m - gerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{Sek}

B 5.2.2. Beanspruchungen in der Verbundfuge

a) Lastfall $M_{max, Feld}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

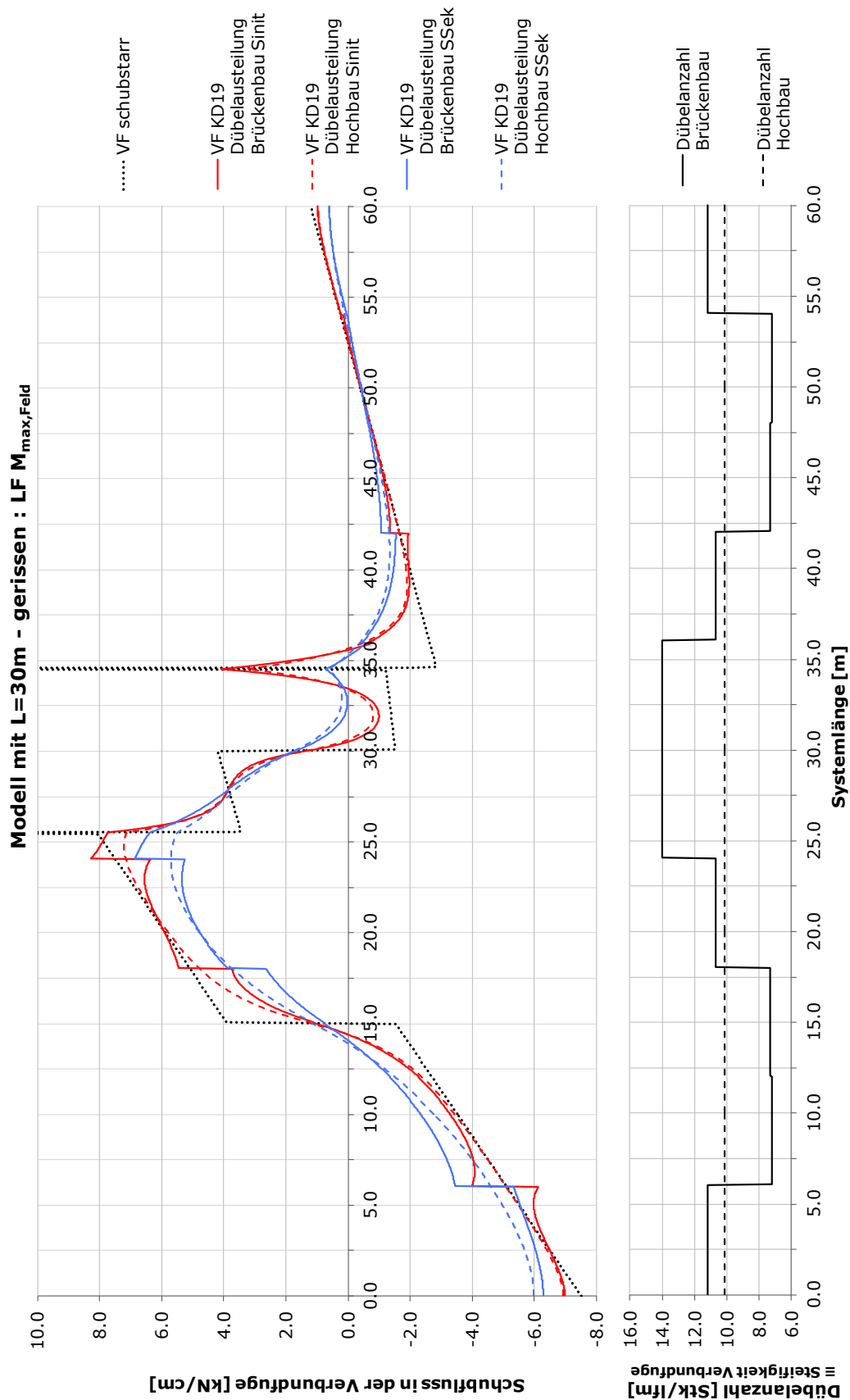


Abbildung 107: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=30m$ - gerissen, $LF M_{max, Feld}$, Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 17: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
 (Modell mit L=30m, Zustand II, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Feld}}$)

System 30m gerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-7,51	-6,93	-7,7	-5,99	-20,2
$T_{25,5m}$	Schubfl. bei $x=25,5m$	59,67	7,12	-88,0	5,50	-90,8
$T_{34,5m}$	Schubfl. bei $x=34,5m$	240,10	3,25	-98,6	0,61	-99,7
t_C	Schubfl. Auflager C	1,20	0,97	-19,2	0,60	-50,0

b) Lastfall $M_{max,Stütz}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

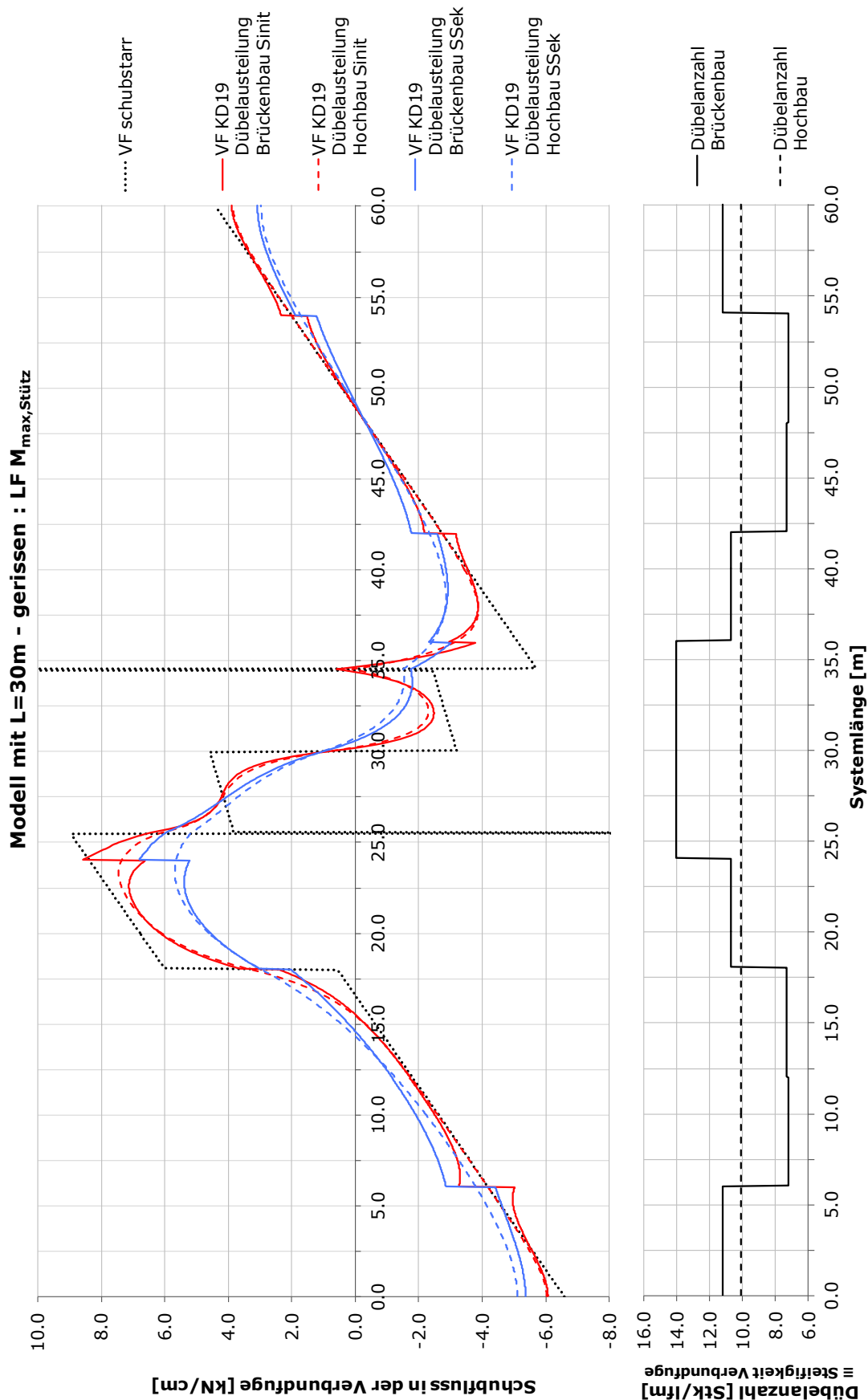


Abbildung 108: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=30m - gerissen,
LF $M_{max,Stütz}$ Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 18: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
 (Modell mit L=30m, Zustand II, Dübelausteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Stütz}}$)

System 30m gerissen Dübelausteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-7,51	-6,93	-7,7	-5,99	-20,2
$T_{34,5m}$	Schubfl. bei $x=34,5m$	240,10	3,25	-98,6	0,61	-99,7
t_C	Schubfl. Auflager C	1,20	0,97	-19,2	0,60	-50,0

B 5.3. System 60m ungerissen – Zustand I

B 5.3.1. Ergebnisse

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			VF KD ϕ 19		VF KD ϕ 19 ($S_{sek} = 404\text{kN/cm}$)		VF KD ϕ 19 ($S_{init} = 2500\text{kN/cm}$)		VF schubstarr		VF schubstarr	
			Dübelausteilung Hochbau		Dübelausteilung Brückenbau							
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-35616.53	-0.49	-35084.99	-1.98	-35658.29	-0.38	-35793.27	0.00	-35793.50
	Feldbereich [m]	M_m	31119.65	0.21	31302.91	0.80	31104.79	0.16	31053.89	0.00	31053.90	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	0.716	-10.48	0.629	-21.44	0.730	-8.74	0.798	-0.28	0.800
			$\sigma_{c,unten}$	0.425	-25.05	0.282	-50.16	0.448	-20.88	0.564	-0.48	0.567
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	6.813	100.42	10.101	197.13	6.257	84.04	3.495	2.81	3.400
			$\sigma_{a,unten}$	-11.163	2.42	-11.309	3.76	-11.123	2.06	-10.909	0.09	-10.899
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.678	-2.31	-0.636	-8.41	-0.674	-2.86	-0.694	-0.05	-0.694
			$\sigma_{c,unten}$	-0.462	-6.04	-0.383	-22.12	-0.455	-7.34	-0.491	-0.10	-0.492
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-3.705	25.63	-5.711	93.64	-3.853	30.65	-2.965	0.52	-2.949
			$\sigma_{a,unten}$	9.547	0.96	9.787	3.50	9.556	1.06	9.458	0.03	9.456
Normalkräfte			[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]			
	Normalkraft Stützbereich [s]	$N_{c,s} = -N_{a,s}$	8557.520	-16.22	6833.010	-33.10	8839.350	-13.46	10213.700			
	Normalkraft Feldbereich [m]	$N_{c,m} = -N_{a,m}$	-8550.730	-3.79	-7640.650	-14.03	-8474.145	-4.65	-8887.455			
Schubfluss in Verbundfuge	t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.562	-11.84	-6.316	-15.14	-6.598	-11.36	-7.346	-1.31	-7.443	
	$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-6.505	-8.88	-6.277	-12.08	-6.540	-8.39	-7.139	0.00	-7.139	
	$t_{A+2,0m}$	Schubfluss 2,0m rechts v. Auflager A	-6.379	-8.22	-6.169	-11.24	-6.405	-7.84	-6.838	-1.61	-6.950	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	2.739	-72.25	2.699	-72.65	2.792	-71.71	6.042	-38.78	9.869	
	$t_{S-1,0m}$	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	4.993	-48.39	4.663	-51.81	5.409	-44.10	9.676	0.01	9.675	
	$t_{S-2,0m}$	Schubfluss 2,0m links v. Auflager S	6.300	-33.21	5.895	-37.51	6.794	-27.98	9.431	-0.02	9.433	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	2600.65	0.07	2605.64	0.26	2600.29	0.05	2598.90	0.00	2598.90	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	5995.88	-0.08	5981.60	-0.32	5996.89	-0.07	6000.87	0.00	6000.90	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	61.768	3.33	69.536	16.33	61.626	3.09	59.789	0.02	59.777	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	62.327	3.30	70.236	16.41	62.219	3.13	60.345	0.02	60.333	

Abbildung 109: Vergleich der Ergebnisse infolge der Verkehrslast:
Modell mit L=60m - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} und S_{Sekr}
Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau

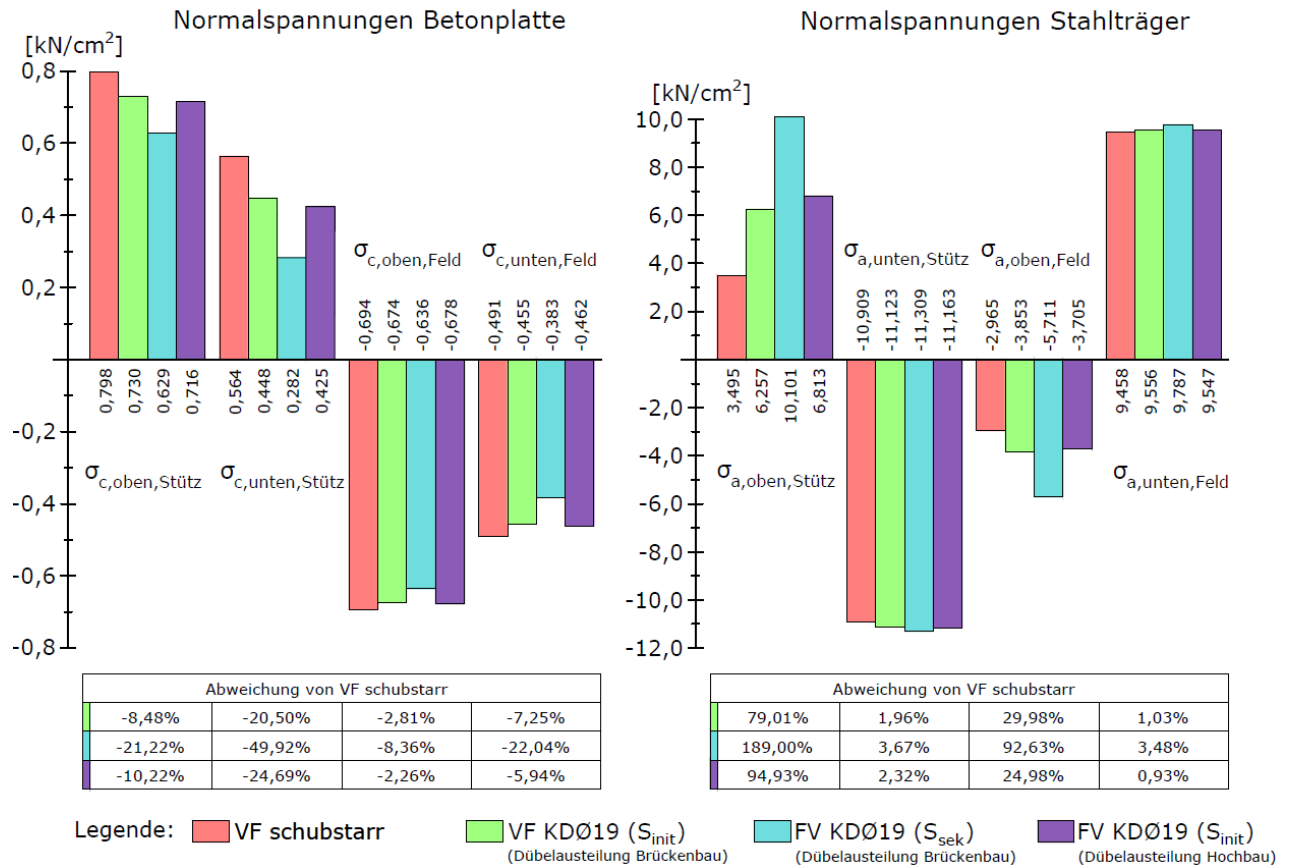


Abbildung 110: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m infolge der Verkehrslast: Modell mit L=60m - ungerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

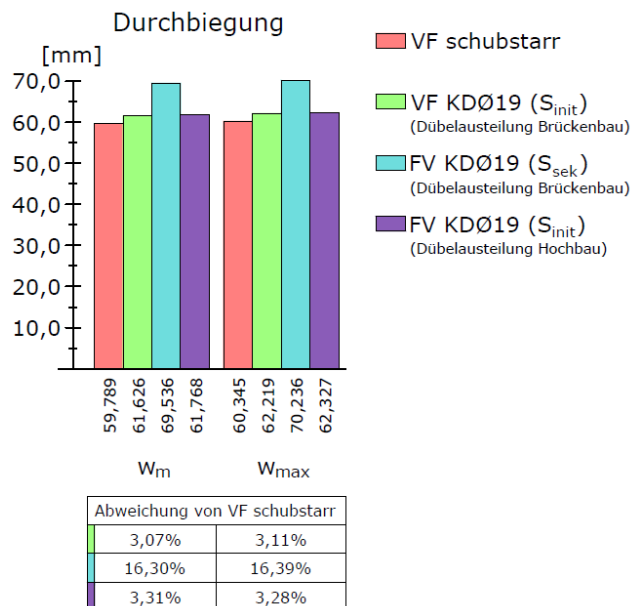


Abbildung 111: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle infolge der Verkehrslast: Modell mit L=60m - ungerissen, Dübelausteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

B 5.3.2. Beanspruchungen in der Verbundfuge

a) Lastfall $M_{max, Feld}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

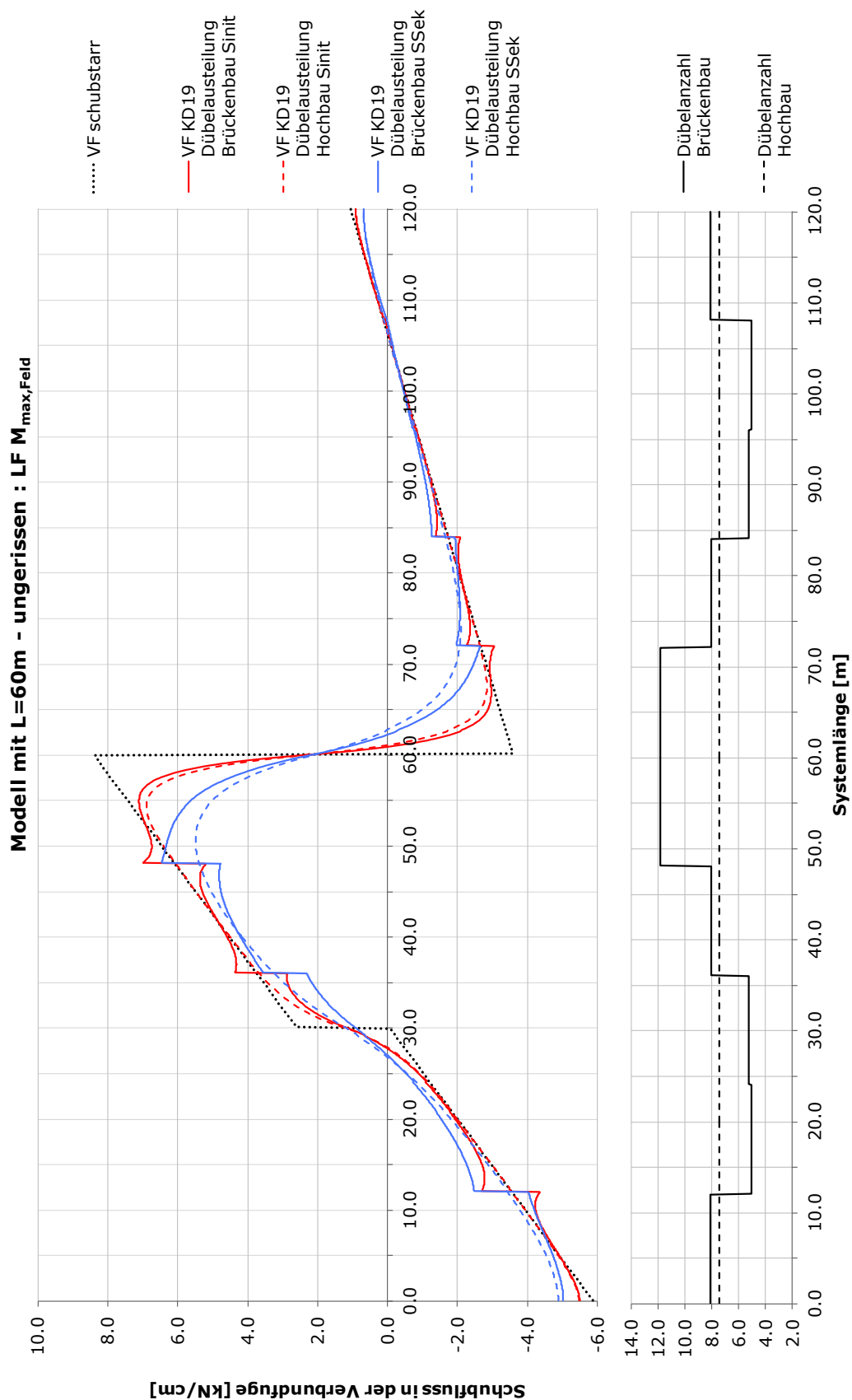


Abbildung 112: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=60m$ - ungerissen,
 $LF M_{max, Feld}$, Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 19: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
(Modell mit L=60m, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Feld}}$)

System 60m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,88	-5,47	-7,0	-4,88	-17,0
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	8,37	6,89	-17,7	5,50	-34,3
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-3,58	-2,84	-20,7	-2,09	-41,6
t_C	Schubfl. Auflager C	1,06	0,91	-14,2	0,69	-34,9

b) Lastfall $M_{max,Stütz}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

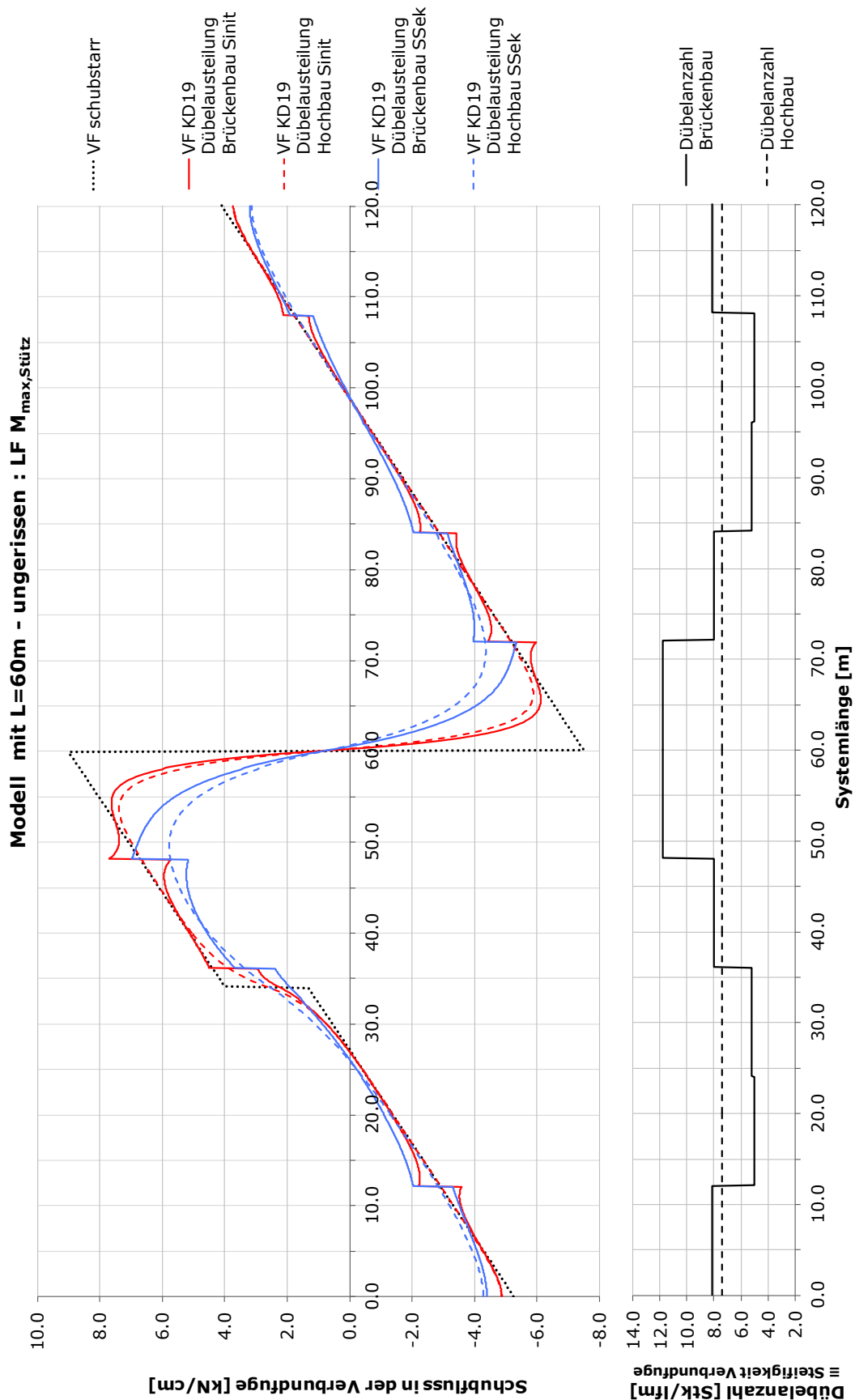


Abbildung 113: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit L=60m - ungerissen, LF $M_{max,Stütz}$ Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 20: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
 (Modell mit L=60m, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{max,Stütz}$)

System 60m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{max,Stütz}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,26	-4,86	-7,6	-4,28	-18,6
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	8,98	7,39	-17,7	5,78	-35,6
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-7,48	-5,89	-21,3	-4,36	-41,7
t_C	Schubfl. Auflager C	4,11	3,71	-9,7	3,14	-23,6

B 5.4. System 60m gerissen – Zustand II

B 5.4.1. Ergebnisse

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			VF KD ϕ 19		VF KD ϕ 19 ($S_{sek} = 404\text{kN/cm}$)		VF KD ϕ 19 ($S_{init} = 2500\text{kN/cm}$)		VF Schubstarr		VF Schubstarr	
			Dübelausteilung Hochbau		Dübelausteilung Brückenbau							
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-27902.61	0.11	-28434.14	2.02	-27882.20	0.04	-27871.27	0.00	-27871.10
	Feldbereich [m]	M_m	34017.92	-0.01	33827.86	-0.57	34024.66	0.01	34022.30	0.00	34022.50	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Bewehrungsstab	$\sigma_{Bew,oben}$	14.535	-10.39	13.101	-19.23	14.806	-8.72	16.131	-0.55	16.220
			$\sigma_{Bew,unten}$	12.957	-11.62	11.455	-21.86	13.235	-9.72	14.592	-0.46	14.660
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	14.843	4.02	15.696	10.00	14.741	3.30	14.300	0.22	14.269
			$\sigma_{a,unten}$	-9.672	0.67	-9.910	3.15	-9.656	0.50	-9.611	0.03	-9.608
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.743	-2.32	-0.692	-9.02	-0.740	-2.76	-0.760	-0.05	-0.761
			$\sigma_{c,unten}$	-0.508	-5.72	-0.422	-21.59	-0.502	-6.86	-0.538	-0.09	-0.539
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-3.981	23.19	-5.965	84.59	-4.134	27.92	-3.247	0.48	-3.231
			$\sigma_{a,unten}$	10.429	0.67	10.558	1.91	10.445	0.83	10.362	0.02	10.360
	Normalkräfte			[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]		
		Normalkraft Stützbereich [s]	$N_{c,s} = -N_{a,s}$	2137.480	-10.52	1909.240	-20.07	2180.180	-8.73	2388.760		
Normalkraft Feldbereich [m]		$N_{c,m} = -N_{a,m}$	-9380.820	-3.66	-8357.135	-14.18	-9309.110	-4.40	-9737.635			
Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]			
	t_A	Schubfluss an Auflager A	-6.796	-11.36	-6.554	-14.51	-6.834	-10.86	-7.576	-1.18	-7.667	
	$t_{A+1,0m}$	Schubfluss 1,0m rechts v. Auflager A	-6.739	-8.54	-6.514	-11.59	-6.777	-8.02	-7.368	0.00	-7.368	
	$t_{A+2,0m}$	Schubfluss 2,0m rechts v. Auflager A	-6.619	-7.80	-6.407	-10.75	-6.647	-7.41	-7.073	-1.48	-7.179	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	0.866	-69.85	0.864	-69.92	0.874	-69.57	1.816	-36.77	2.872	
	$t_{S-1,0m}$	Schubfluss 1,0m links v. Auflager S	1.894	-32.69	1.790	-36.39	2.025	-28.04	2.812	-0.07	2.814	
	$t_{S-2,0m}$	Schubfluss 2,0m links v. Auflager S	2.300	-16.06	2.201	-19.67	2.421	-11.64	2.738	-0.07	2.740	
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	2676.58	-0.01	2671.57	-0.20	2676.82	0.00	2676.89	0.00	2676.90	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	5778.98	0.02	5793.28	0.26	5778.28	0.00	5778.08	0.00	5778.10	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	69.080	2.58	75.737	12.46	69.049	2.53	67.358	0.02	67.344	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	69.440	2.57	76.253	12.63	69.433	2.56	67.715	0.02	67.700	

Abbildung 114: Vergleich der Ergebnisse infolge der Verkehrslast:
Modell mit L= 60m - gerissen (Zustand II), Steifigkeit S_{init} und S_{Sek} ,
Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau

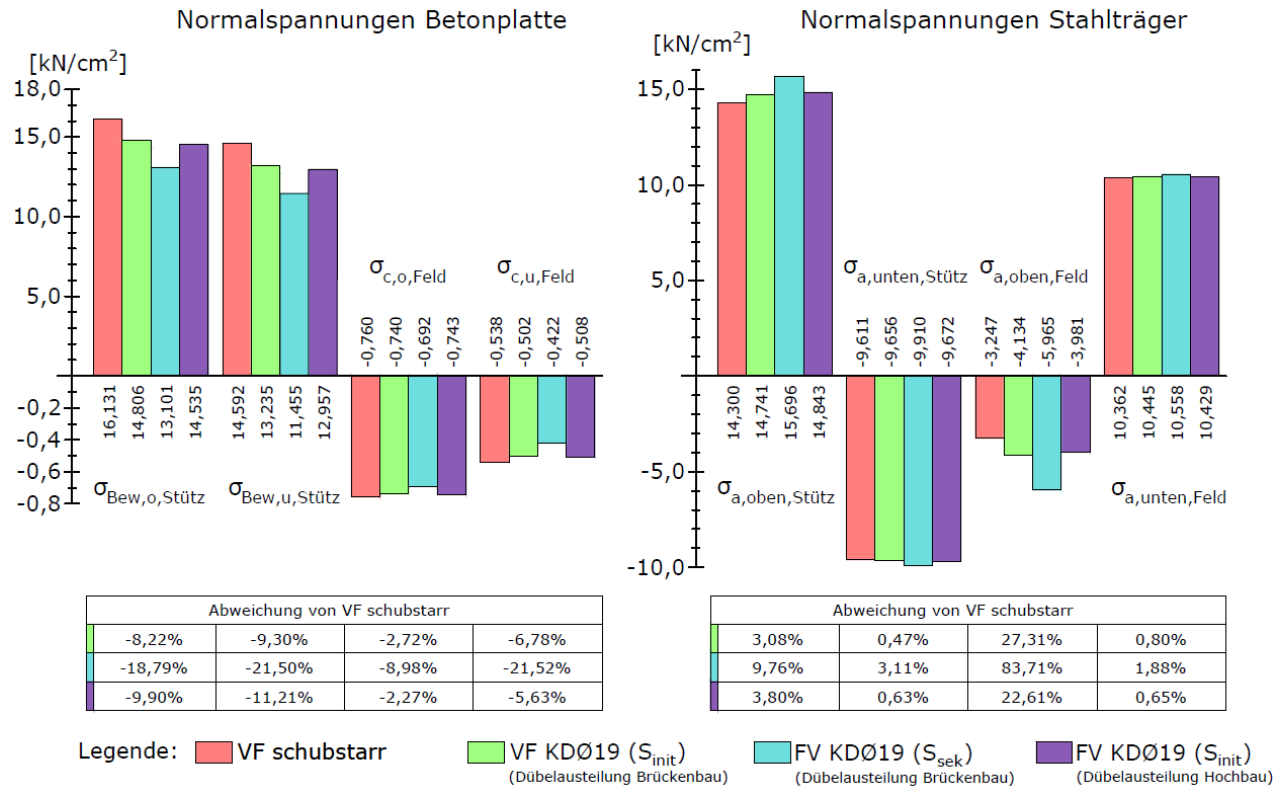


Abbildung 115: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m infolge der Verkehrslast: Modell mit L=60m - gerissen, Dübelasteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

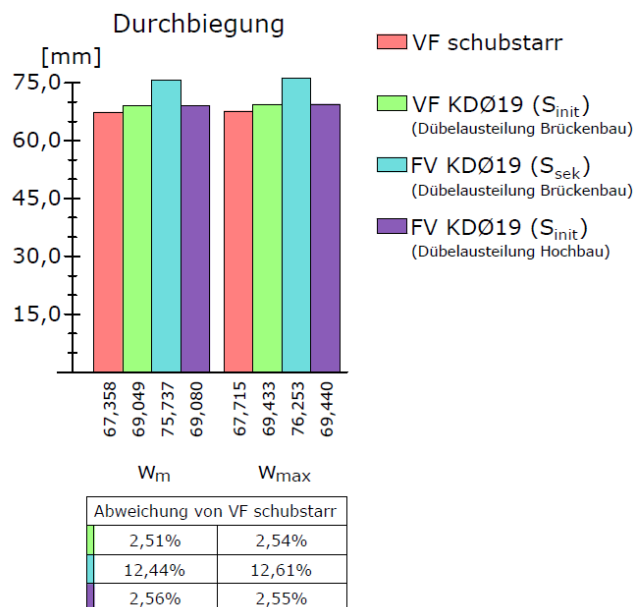


Abbildung 116: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle infolge der Verkehrslast: Modell mit L=60m - gerissen, Dübelasteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

B 5.4.2. Beanspruchungen in der Verbundfuge

a) Lastfall $M_{max, Feld}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

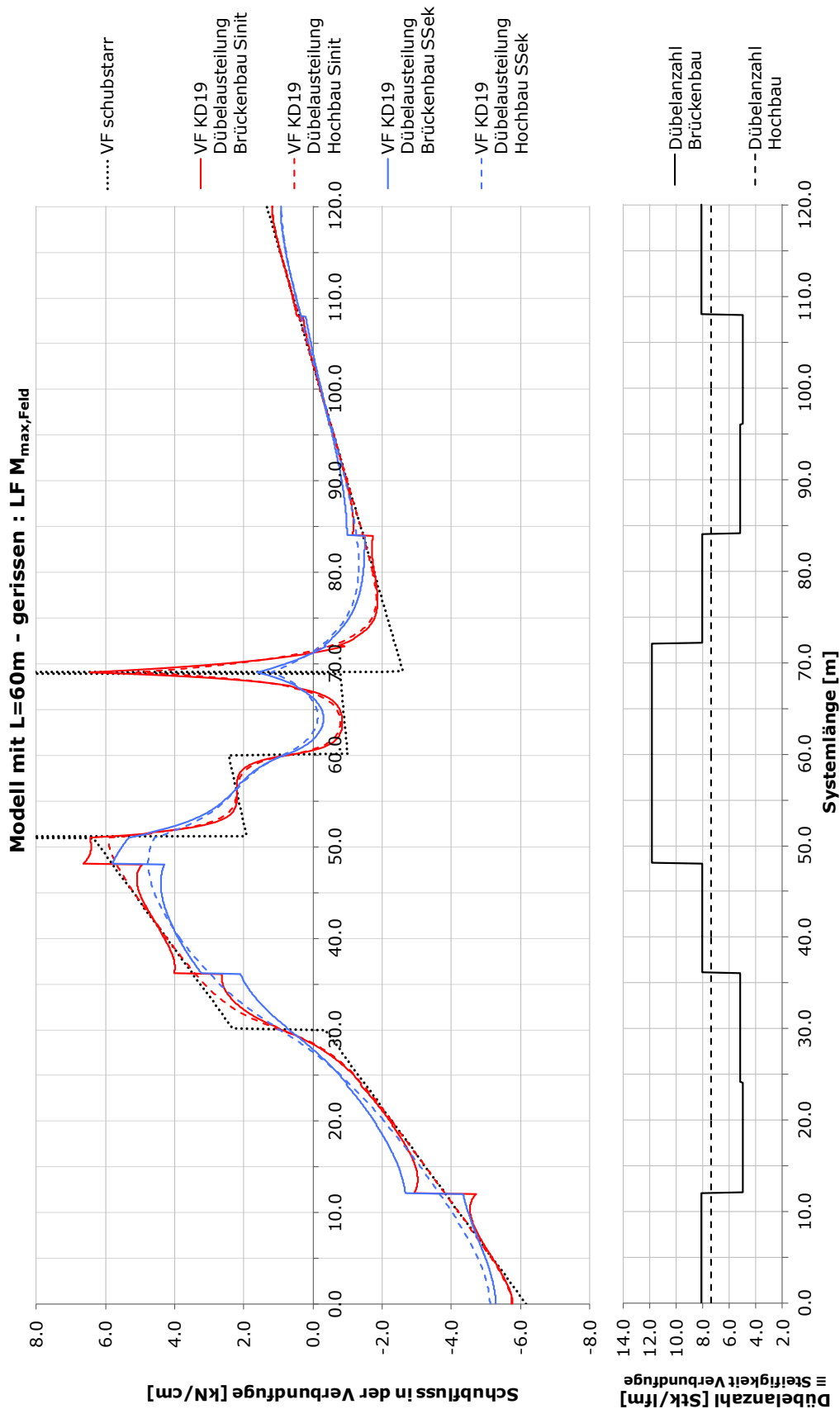


Abbildung 117: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=60m$ - gerissen, $LF M_{max, Feld}$ Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 21: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
 (Modell mit L=60m, Zustand II, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Feld}}$)

System 60m gerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-6,17	-5,75	-6,8	-5,12	-17,0
$t_{51\text{m}}$	Schubfl. bei x=51m	47,93	5,91	-87,7	4,59	-90,4
$t_{69\text{m}}$	Schubfl. bei x=69m	223,46	5,10	-97,7	1,21	-99,5
t_C	Schubfl. Auflager C	1,35	1,18	-12,6	0,92	-31,9

b) Lastfall $M_{max,Stütz}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

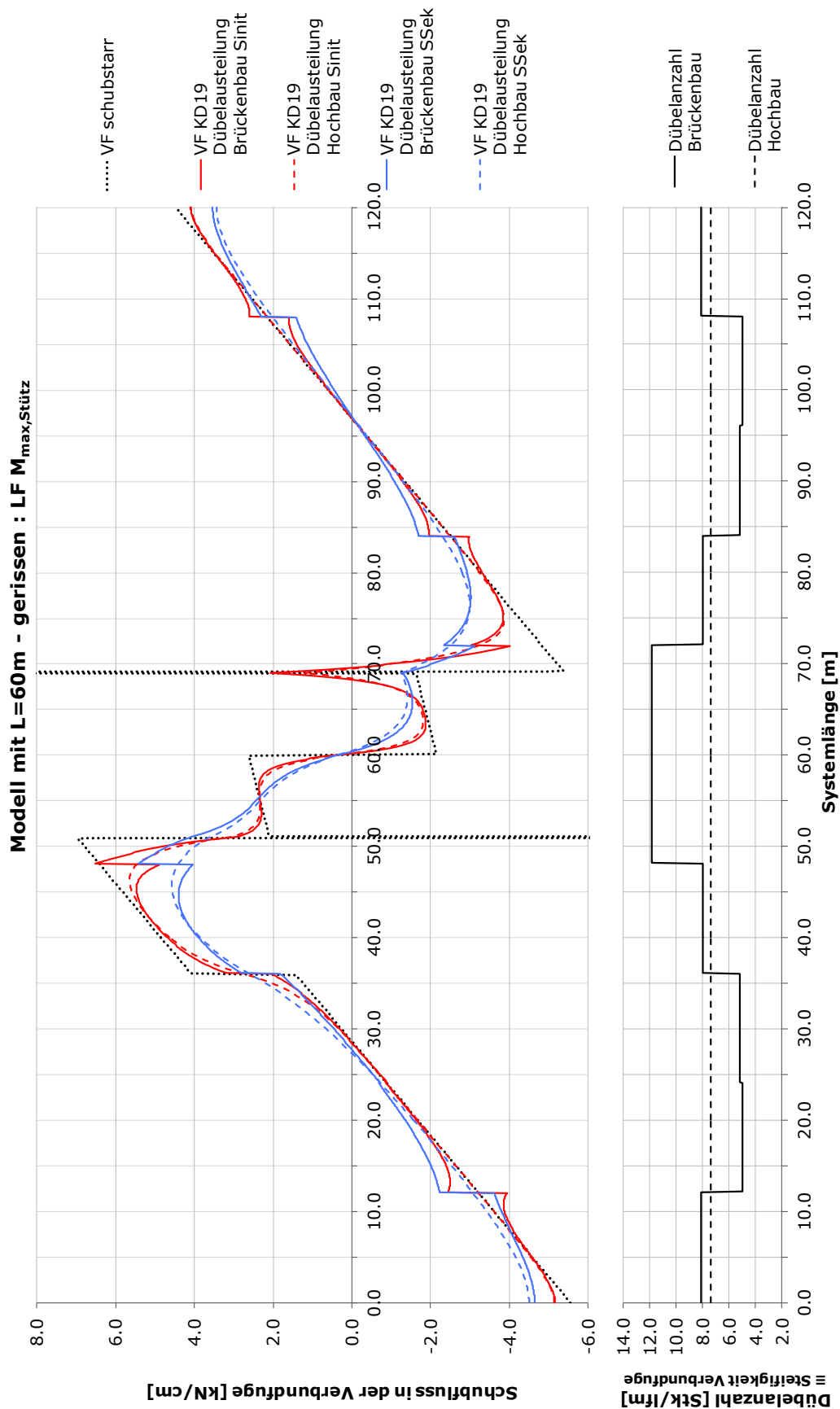


Abbildung 118: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=60m$ - gerissen, $LF M_{max,Stütz}$ Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 22: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
(Modell mit L=60m, Zustand II, Dübelausteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Stütz}}$)

System 60m gerissen Dübelausteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,55	-5,14	-7,4	-4,50	-18,9
t_{69m}	Schubfl. bei x=69m	159,24	1,23	-99,2	-1,25	-100,8
t_C	Schubfl. Auflager C	4,49	4,08	-9,1	3,44	-23,4

B 5.5. System 90m ungerissen – Zustand I

B 5.5.1. Ergebnisse

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			VF KD ϕ 19		VF KD ϕ 19 ($S_{sek} = 404\text{kN/cm}$)		VF KD ϕ 19 ($S_{init} = 2500\text{kN/cm}$)		VF Schubstarr		VF Schubstarr	
			Dübelausteilung Hochbau		Dübelausteilung Brückenbau							
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-76307.82	-0.30	-75592.98	-1.24	-76366.37	-0.23	-76538.66	0.00	-76539.00
	Feldbereich [m]	M_m	61515.06	0.14	61753.96	0.53	61494.30	0.10	61430.83	0.00	61430.90	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	0.880	-11.76	0.763	-23.49	0.901	-9.69	0.994	-0.32	0.997
			$\sigma_{c,unten}$	0.676	-17.89	0.531	-35.47	0.702	-14.74	0.820	-0.46	0.824
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	7.569	53.17	10.052	103.42	7.114	43.97	5.021	1.61	4.942
			$\sigma_{a,unten}$	-11.112	1.76	-11.224	2.79	-11.081	1.48	-10.927	0.06	-10.920
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.783	-2.19	-0.730	-8.74	-0.778	-2.76	-0.800	-0.05	-0.800
			$\sigma_{c,unten}$	-0.638	-3.45	-0.570	-13.75	-0.633	-4.30	-0.661	-0.07	-0.661
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-4.400	10.94	-5.693	43.55	-4.497	13.38	-3.974	0.20	-3.966
			$\sigma_{a,unten}$	8.813	0.55	8.957	2.20	8.819	0.62	8.765	0.01	8.765
Normalkräfte			[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]			
	Normalkraft Stützbereich [s]	$N_{c,s} = -N_{a,s}$	11671.600	-14.20	9707.730	-28.64	12020.200	-11.64	13603.000			
	Normalkraft Feldbereich [m]	$N_{c,m} = -N_{a,m}$	-10657.500	-2.70	-9754.180	-10.95	-10581.150	-3.40	-10953.700			
Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]			
	t_A	Schubfluss an Auflager A	-5.535	-9.73	-5.352	-12.71	-5.556	-9.38	-6.072	-0.97	-6.131	
	$t_{A+1,5m}$	Schubfluss 1,5m rechts v. Auflager A	-5.484	-6.76	-5.315	-9.64	-5.504	-6.42	-5.881	0.00	-5.882	
	$t_{A+3,0m}$	Schubfluss 3,0m rechts v. Auflager A	-5.353	-6.17	-5.219	-8.52	-5.371	-5.85	-5.635	-1.23	-5.705	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	2.241	-73.37	2.211	-73.72	2.275	-72.96	4.848	-42.37	8.413	
	$t_{S-1,5m}$	Schubfluss 1,5m links v. Auflager S	4.425	-46.25	4.151	-49.57	4.828	-41.35	8.231	0.00	8.232	
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	5.609	-30.07	5.285	-34.11	6.062	-24.42	8.019	-0.03	8.021		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	3438.25	0.05	3442.90	0.18	3437.88	0.04	3436.65	0.00	3436.65	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	8535.02	-0.05	8521.75	-0.21	8536.07	-0.04	8539.60	0.00	8539.65	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	96.109	2.00	103.712	10.07	95.956	1.84	94.216	0.00	94.220	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	97.015	1.98	104.766	10.13	96.898	1.86	95.123	-0.01	95.128	

Abbildung 119: Vergleich der Ergebnisse infolge der Verkehrslast:
Modell mit L=90m - ungerissen (Zustand I), Steifigkeit S_{init} und S_{Sekr}
Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau

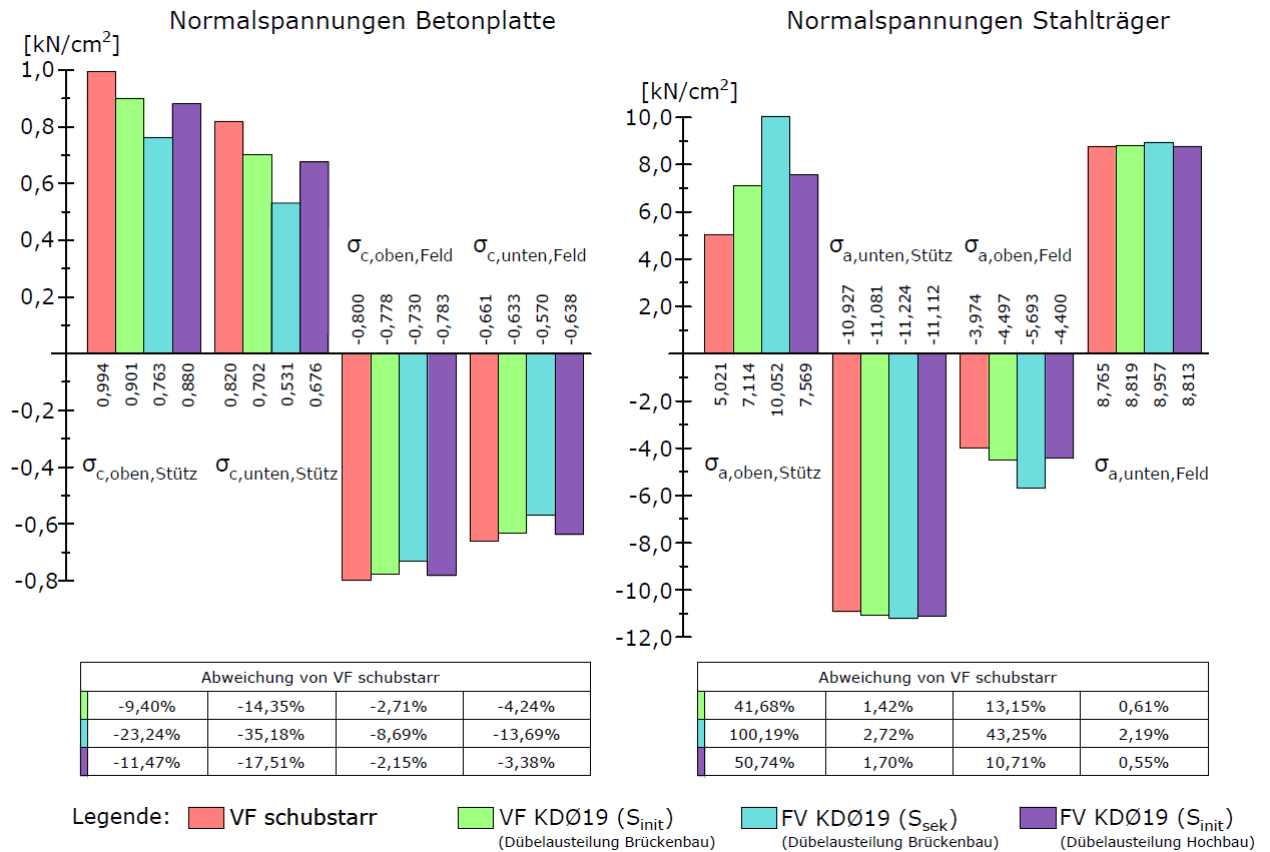


Abbildung 120: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m infolge der Verkehrslast: Modell mit L=90m - ungerissen, Dübelaussteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{Sek}

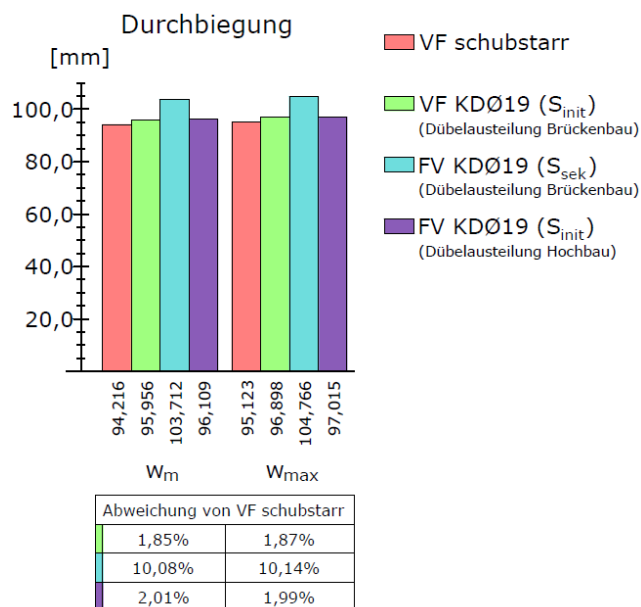


Abbildung 121: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle infolge der Verkehrslast: Modell mit L=90m - ungerissen, Dübelaussteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{Sek}

B 5.5.2. Beanspruchungen in der Verbundfuge

a) Lastfall $M_{max,Feld}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

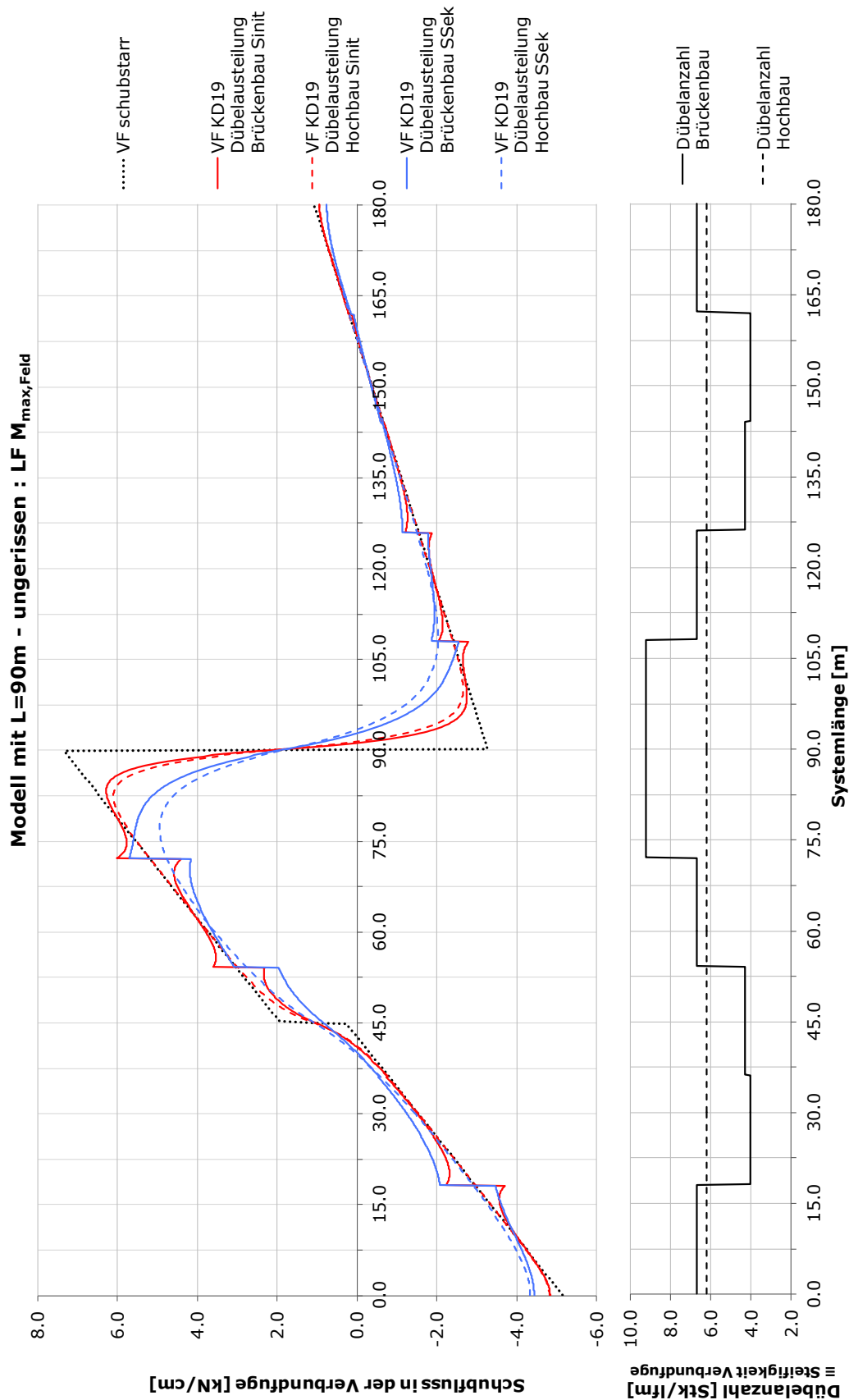


Abbildung 122: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=90m$ - ungerissen,
 $LF M_{max,Feld}$, Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 23: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
(Modell mit L=90m, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Feld}}$)

System 90m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,16	-4,83	-6,4	-4,34	15,9
$t_{S, \text{li}}$	Schubfl. links von S	7,33	6,10	-16,8	4,94	-32,6
$t_{S, \text{re}}$	Schubfl. rechts von S	-3,27	-2,66	-18,7	-2,03	-37,9
t_C	Schubfl. Auflager C	1,07	0,94	-12,1	0,76	-29,0

b) Lastfall $M_{max,Stütz}$ (Dübelaussteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

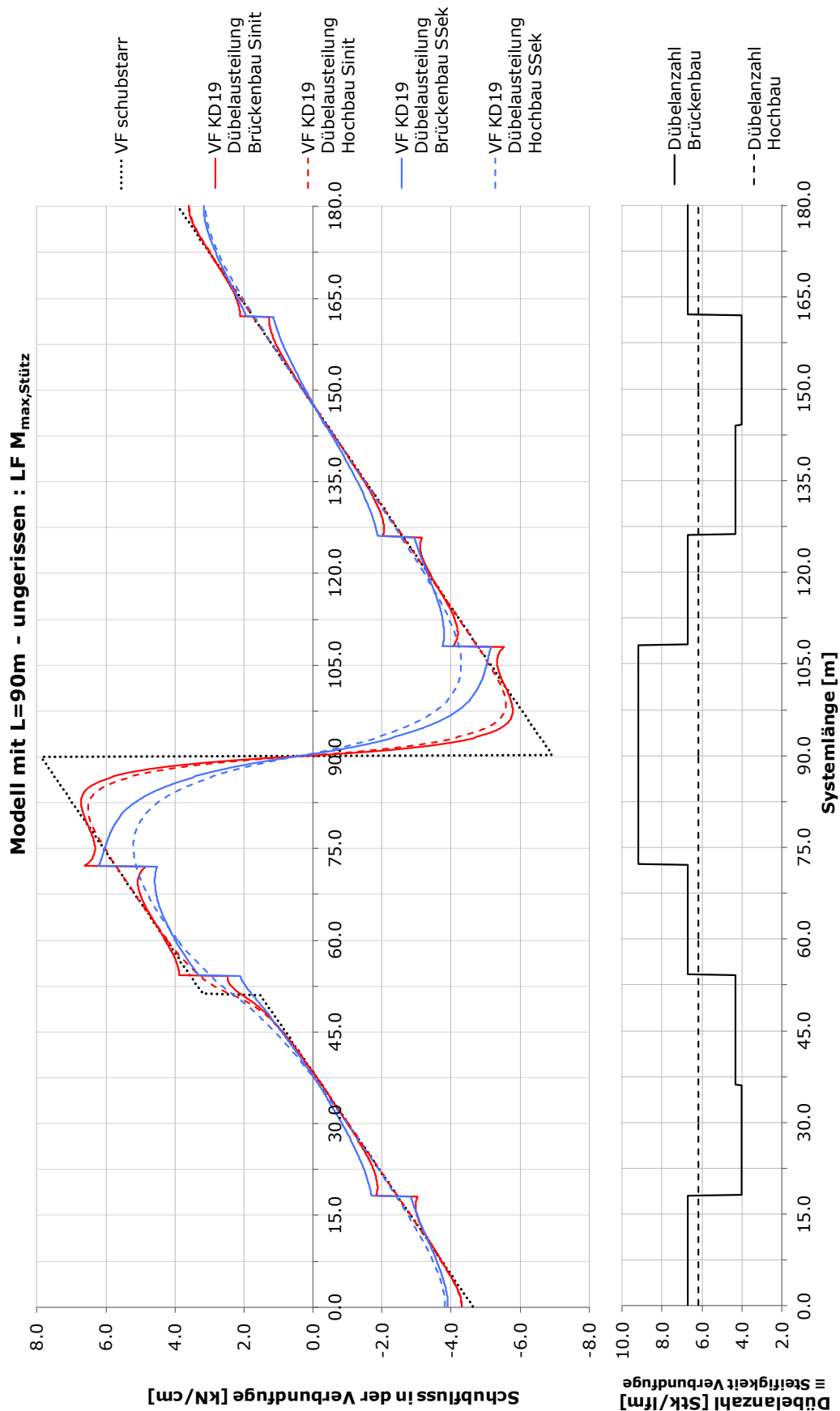


Abbildung 123: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=90m$ - ungerissen,
 $LF M_{max,Stütz}$ Dübelaussteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 24: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
(L=90m, Zustand I, Dübelaussteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Stütz}}$)

System 90m ungerissen Dübelaussteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Stütz}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-4,64	-4,31	-7,1	-3,83	-17,5
$t_{S,li}$	Schubfl. links von S	7,85	6,52	-16,9	5,20	-33,8
$t_{S,re}$	Schubfl. rechts von S	-6,92	-5,58	-19,4	-4,30	-37,9
t_C	Schubfl. Auflager C	3,92	3,59	-8,4	3,11	-20,7

B 5.6. System 90m gerissen – Zustand II

B 5.6.1. Ergebnisse

			Zweistabmodell								Einstabmodell	
			VF KD ϕ 19		VF KD ϕ 19 ($S_{sek} = 404\text{kN/cm}$)		VF KD ϕ 19 ($S_{init} = 2500\text{kN/cm}$)		VF schubstarr		VF schubstarr	
			Dübelausteilung Hochbau		Dübelausteilung Brückenbau							
Momente			[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	+/- [%]	[kNm]	
		Stützbereich [s]	M_s	-61379.74	-0.12	-62057.45	0.98	-61363.75	-0.14	-61449.31	0.00	-61452.30
	Feldbereich [m]	M_m	67008.52	0.05	66774.28	-0.30	67013.20	0.06	66973.92	0.00	66973.10	
Normalspannungen	Stützbereich [s]	Bewehrungsstab	$\sigma_{Bew,oben}$	15.388	-8.26	14.222	-15.21	15.624	-6.86	16.684	-0.54	16.774
			$\sigma_{Bew,unten}$	14.292	-8.82	13.100	-16.42	14.530	-7.30	15.598	-0.48	15.673
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	15.669	1.76	16.125	4.72	15.614	1.40	15.417	0.12	15.398
			$\sigma_{a,unten}$	-9.775	0.14	-9.908	1.49	-9.768	0.07	-9.763	0.01	-9.762
	Feldbereich [m]	Betonstab	$\sigma_{c,oben}$	-0.854	-2.09	-0.795	-8.85	-0.850	-2.57	-0.872	-0.04	-0.873
			$\sigma_{c,unten}$	-0.697	-3.23	-0.624	-13.47	-0.692	-3.99	-0.720	-0.06	-0.721
		Stahlstab	$\sigma_{a,oben}$	-4.755	9.96	-6.028	39.42	-4.855	12.27	-4.332	0.19	-4.324
			$\sigma_{a,unten}$	9.597	0.44	9.674	1.24	9.606	0.53	9.556	0.01	9.555
	Normalkräfte			[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]	+/- [%]	[kN]		
		Normalkraft Stützbereich [s]	$N_{c,s} = -N_{a,s}$	2307.620	-8.06	2124.280	-15.37	2344.460	-6.59	2509.940		
Normalkraft Feldbereich [m]		$N_{c,m} = -N_{a,m}$	-11637.600	-2.55	-10641.600	-10.89	-11564.700	-3.16	-11942.650			
Schubfluss in Verbundfuge			[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]		[kN/cm]			
	t_A	Schubfluss an Auflager A	-5.729	-9.31	-5.547	-12.21	-5.751	-8.98	-6.263	-0.87	-6.318	
	$t_{A+1,5m}$	Schubfluss 1,5m rechts v. Auflager A	-5.677	-6.49	-5.511	-9.23	-5.699	-6.13	-6.071	0.00	-6.071	
	$t_{A+3,0m}$	Schubfluss 3,0m rechts v. Auflager A	-5.549	-5.85	-5.414	-8.15	-5.566	-5.57	-5.827	-1.14	-5.894	
	t_S	Schubfluss an Auflager S	0.539	-71.23	0.537	-71.37	0.542	-71.08	1.115	-40.53	1.874	
	$t_{S-1,5m}$	Schubfluss 1,5m links v. Auflager S	1.343	-26.74	1.274	-30.49	1.436	-21.65	1.832	-0.04	1.833	
$t_{S-3,0m}$	Schubfluss 3,0m links v. Auflager S	1.603	-10.16	1.543	-13.48	1.669	-6.42	1.783	-0.07	1.784		
Auflagerkräfte und Durchbiegung	$F_A = F_c$	Vertikalkraft Auflager A [kN]	3541.59	0.01	3537.13	-0.11	3541.73	0.02	3541.12	0.00	3541.10	
	F_S	Vertikalkraft Auflager S [kN]	8239.84	-0.02	8252.58	0.14	8239.43	-0.02	8241.18	0.00	8241.28	
	w_m	Durchbiegung Feldbereich m [mm]	106.898	1.63	113.372	7.79	106.855	1.59	105.178	0.00	105.181	
	w_{max}	Durchbiegung Feldbereich max [mm]	107.518	1.63	114.157	7.90	107.502	1.61	105.799	0.00	105.798	

Abbildung 124: Vergleich der Ergebnisse infolge der Verkehrslast:
Modell mit L= 90m - gerissen (Zustand II), Steifigkeit S_{init} und S_{Sek} ,
Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau

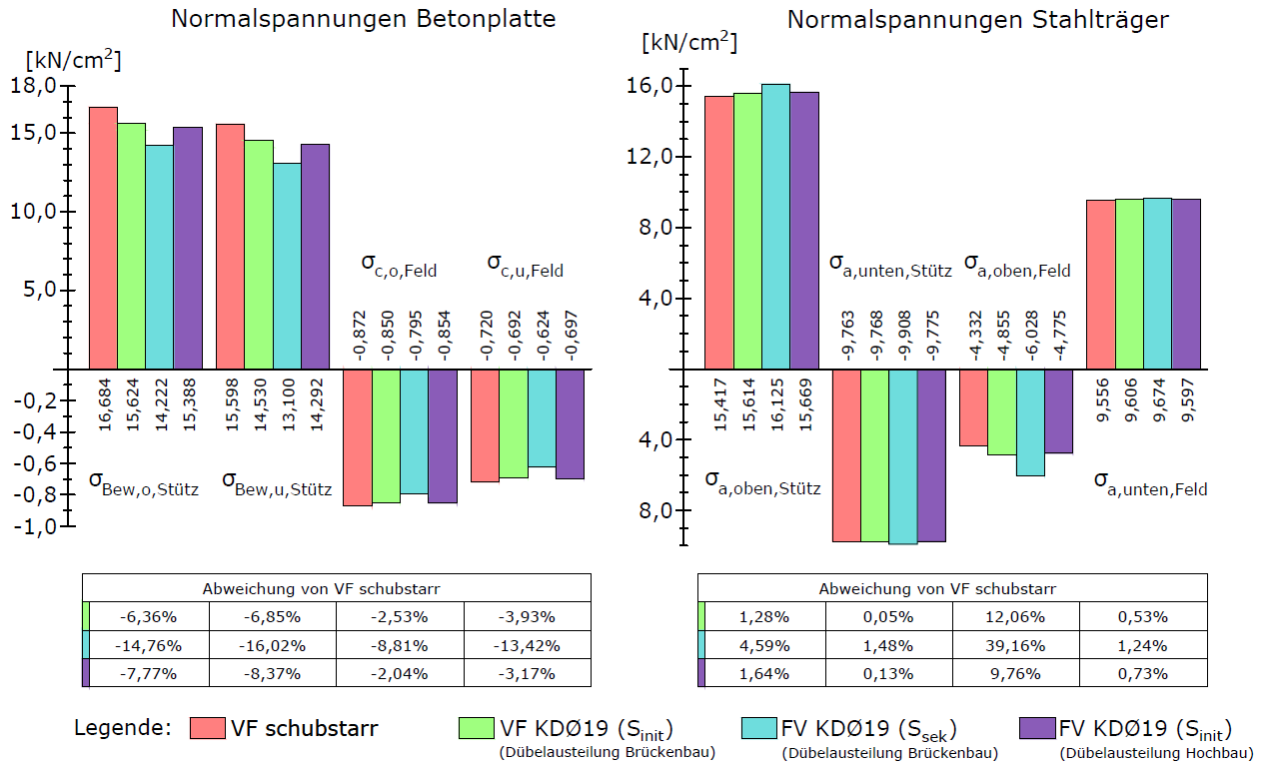


Abbildung 125: Normalspannungen im Innenstützbereich S sowie Feldmitte m infolge der Verkehrslast: Modell mit L=90m - gerissen, Dübelasteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

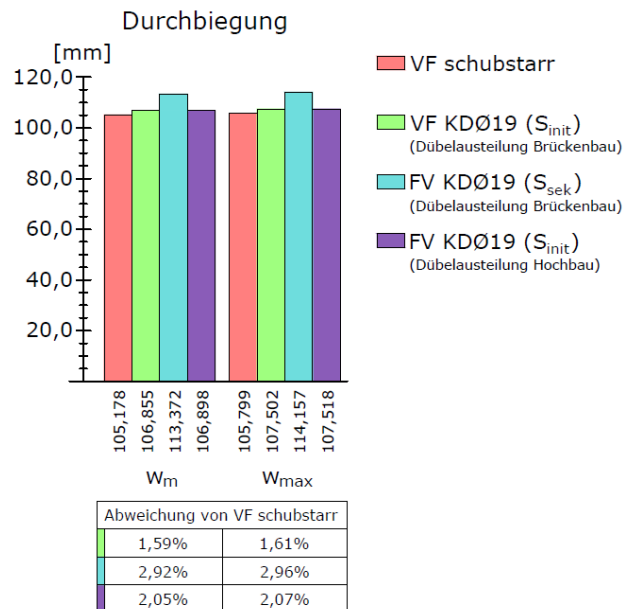


Abbildung 126: Durchbiegung in Feldmitte (m) und an der maximalen Stelle infolge der Verkehrslast: Modell mit L=90m - gerissen, Dübelasteilung Brückenbau und Hochbau, S_{init} und S_{sek}

B 5.6.2. Beanspruchungen in der Verbundfuge

a) Lastfall $M_{max,Feld}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

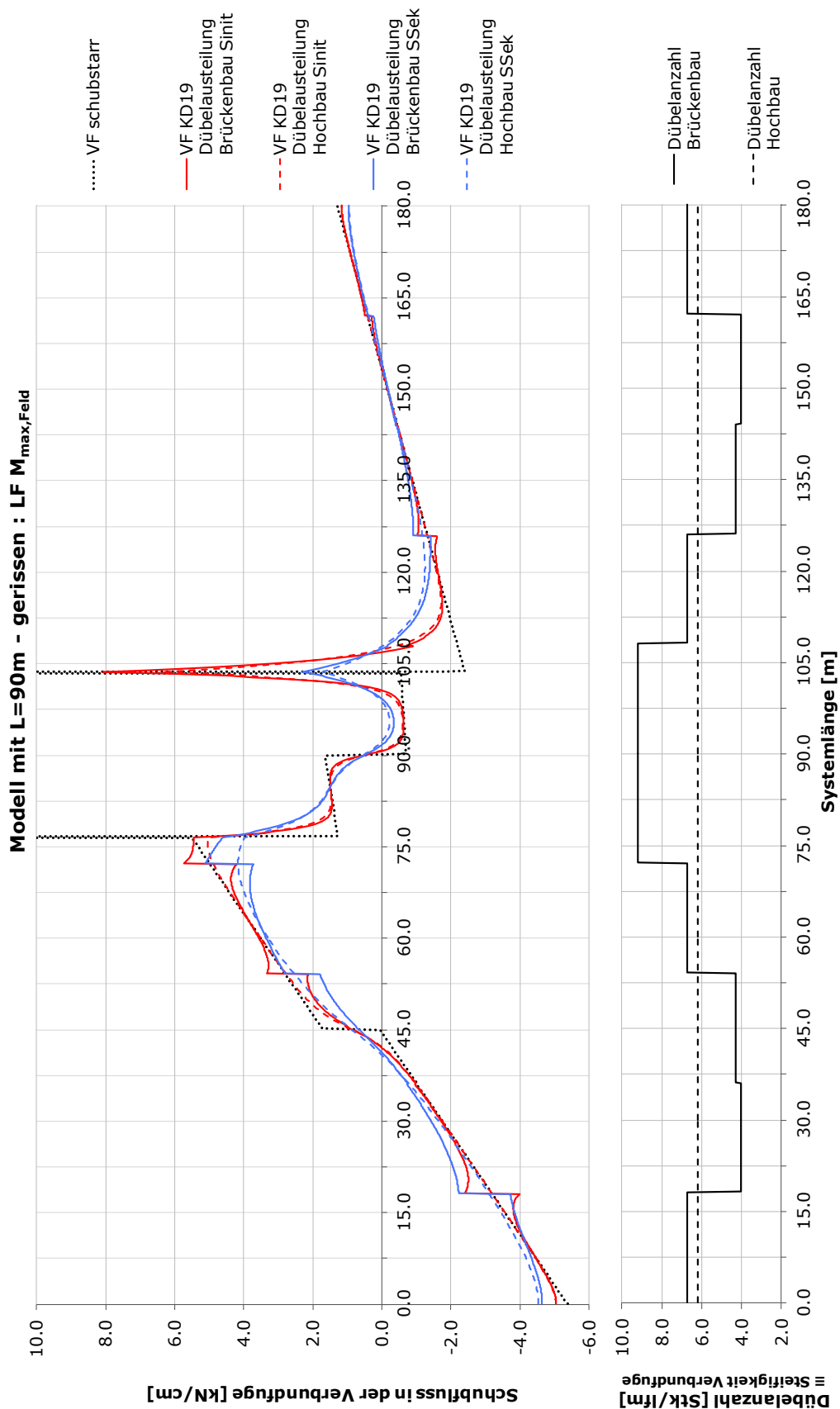


Abbildung 127: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=90m$ - gerissen, $LF M_{max,Feld}$, Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 25: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarrten Lösung
(Modell mit L=90m, Zustand II, Dübelausteilung Hochbau, LF $M_{\max, \text{Feld}}$)

System 90m gerissen Dübelausteilung Hochbau Lastfall $M_{\max, \text{Feld}}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-5,38	-5,04	-6,3	-4,53	-15,8
$T_{76,5m}$	Schubfl. bei $x=76,5m$	32,60	5,03	-84,6	3,97	-87,8
$T_{103,5m}$	Schubfl. bei $x=103,5m$	217,62	6,37	-97,1	1,73	-99,2
t_C	Schubfl. Auflager C	1,29	1,16	-10,1	0,95	-26,4

b) Lastfall $M_{max,Stütz}$ (Dübelausteilung Hochbau und Brückenbau, S_{init} und S_{Sek}):

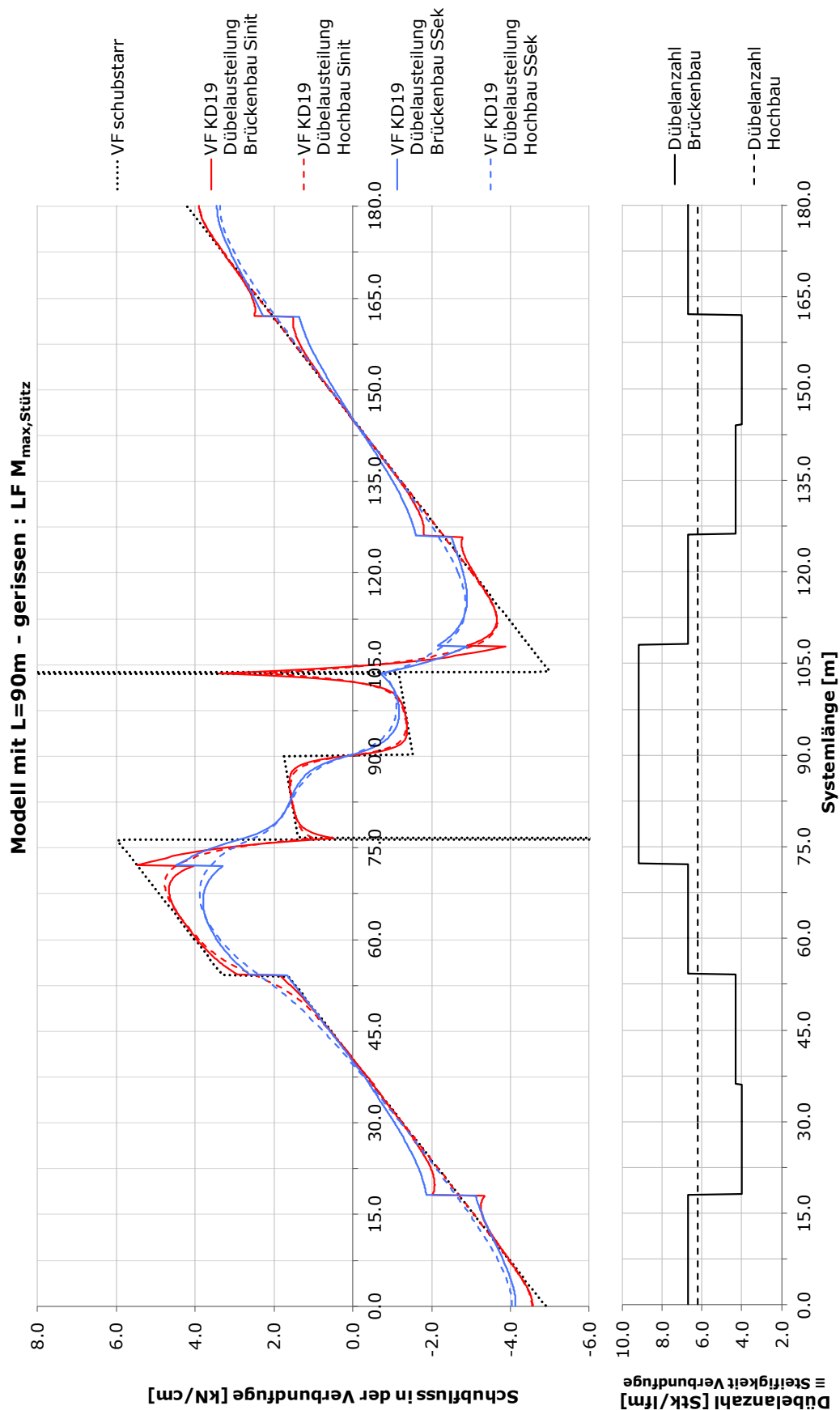


Abbildung 128: Schubfluss in der Verbundfuge über die Trägerlänge: Modell mit $L=90m$ - gerissen,
LF $M_{max,Stütz}$ Dübelausteilung Hochbau mit S_{init} und S_{Sek}

Tabelle 26: Schubfluss und Abweichungen von der schubstarken Lösung
 (L=90m, Zustand II, Dübelausteilung Hochbau, LF $M_{max,Stütz}$)

System 90m gerissen Dübelausteilung Hochbau Lastfall $M_{max,Feld}$		$S=\infty$	S_{init}		S_{Sek}	
		[kN/cm]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]	[kN/cm]	Abw. von $S=\infty$ [%]
t_A	Schubfl. Auflager A	-4,88	-4,55	-6,8	-4,03	-17,4
$T_{103,5m}$	Schubfl. bei $x=103,5m$	154,61	2,26	-98,5	-0,80	-100,5
t_C	Schubfl. Auflager C	4,22	3,89	-7,8	3,38	-19,9

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl