Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

DIPLOMARBEIT

Master´s Thesis

# Ausgewählte Untersuchungen zu einer dreizelligen Verbundhohlkastenbrücke

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

**Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink**

und als verantwortlich mitwirkender Assistent

**Univ.Ass. Dipl.-Ing. Paul Herrmann**

**E 212**
**Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbau**

**eingereicht an der Technischen Universität Wien**
**Fakultät für Bauingenieurwesen**

von

**Marlene Ehrmann**
**Matr. Nr. 0226114**

**Dr. Karl-Renner-Allee 9-17/3/6**
**3423 St. Andrä-Wördern**

St. Andrä-Wördern, im Juni 2010

Marlene Ehrmann

## Danksagung

Meine Dankbarkeit richtet sich an Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Josef Fink. Mit großer Neugierde folgte ich dem „roten Faden“ durch die Lehrinhalte des Bauens mit Stahl. Ich bin stolz darauf mein Studium als Stahlbauingenieurin abschließen zu können.

Bei meinem Betreuer Univ.Ass. Dipl. Ing. Paul Herrmann möchte ich mich für den unermüdlichen Einsatz und die zahlreichen konstruktiven Ratschläge bedanken. Dein Engagement und Deine Begeisterung waren mir stets eine große Hilfe.

Dank gebührt ebenfalls den Mitarbeitern des Instituts für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbau, allen voran Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Francesco Aigner, die mich in Ihrer Gemeinschaft aufgenommen haben und mir sowohl fachlich als auch freundschaftlich zur Seite standen.

Meiner Familie danke ich besonders für eure Unterstützung in allen Belangen während meiner schulischen Ausbildung und meines Studiums des Bauingenieurwesens. Ihr habt maßgeblich für das Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen. Vielen Dank!

Bedanken möchte ich mich bei meinem Lebensgefährten Armin Steurer und unseren Söhnen Clemens und Florian. Ihr habt mir stets die nötige Kraft und den Freiraum gegeben - für mein Studium, für diese Arbeit und für mich. Ich liebe Euch!

Nicht zuletzt denke ich an meine Freunde, die mich unentwegt in meinem Tun bekräftigt haben. Danke.

## Kurzfassung

Anhand eines beispielhaften Brückentragwerkes für eingleisigen Eisenbahnverkehr mit einer Spannweite von 20,0 m wird das Tragverhalten sowohl in Haupt- als auch Quertragrichtung mit Hilfe einer Finiten Elemente Analyse untersucht. Die grafische System- und Lasteingabe, die Vergleichsrechnung und das Postprocessing wurden mit dem FE/A-Paket der Firma SOFiSTiK durchgeführt. Die Untersuchung der Tragwirkung in Richtung der Stabachse dient dem Abgleich der berechneten Zustandsgrößen mit jenen aus Trägerrostberechnungen mittels Stabwerkmodellen.

Kapitel 2 bietet eine Übersicht der allgemeinenen theoretischen Grundlagen dieser Diplomarbeit. Sie umfasst die Methode der Finiten Elemente, einen Überblick über das Verhalten von Tragwerken in Verbundbauweise sowie eine Einführung in die Problematik von Torsionseinwirkung auf Konstruktionen mit unterschiedlichen Querschnittsgeometrien.

Eine detaillierte Lastaufstellung in Verbindung mit Einwirkungskombinationen für Nachweise der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdungssicherheit sind in den Kapiteln 3 und 4 angeführt.

Die Quertragwirkung, insbesondere die Biegemomente der Stahlbetonplatte und der Stahlstege, werden in Teil 3 ausführlich behandelt. Durch die Erstellung von Modellen für die beschriebenen Zustandsgrößen wird der Übergang von einer räumlichen Finiten Elemente Berechnung zu ebenen Stabwerkmodellen hergestellt. Die Rechengänge und Überlegungen zu den Modellen 1 und 2 sind in Kapitel 6 ausführlich dargelegt.
Für die Biegemomente der Stahlbetonplatte in Querrichtung konnte mit Modell 1 eine gute Näherung zu den errechneten Kraftgrößen aus der Berechnung der Gesamtkonstruktion erreicht werden.
Modell 2 – für die Biegemomente der Stahlstege respektive die zugehörigen Spannungen – kann bei antimetrischen Einwirkungen nicht angewendet werden. Es wurden in diesem Zusammenhang in Kapitel 7 Empfehlungen für eine weiterreichende Untersuchung des Tragverhaltens angegeben.

## Abstract

In this thesis the structural behaviour is analysed in the main as well as in the lateral supporting direction by the use of the finite element analysis of an exemplary bridge structure for single-way rail traffic with a span of 20.00 metres. The graphic system and load input, the comparative calculation as well as the postprocessing was carried out with SOFiSTiK's FE/A software package. The analysis of the structural behavior in the direction of the joist axis helps matching the hereby calculated state variables with those from beam grillage calculations using truss sturctures.

Chapter two outlines the general theoretical foundations of this thesis which comprises the finite element analysis, an overview of the behaviour of composite structures and finally an introduction to torsion problems of structures with diverse cross section geometries.

Chapters three and four contain a detailed load chart in connection with stress combinations to verify the ultimate limit state, the serviceability limit state and the fatigue limit state.

Part three examines structural behaviour orthogonal to the beam-axis, particularily the bending moment of the reinforced concrete bridge deck slab and the longitudinal steel girder. Through establishing models for the above-mentioned state varibales, the transition from a spacial finite element analysis to two-dimensional frame analysis can be established. The calculation methods and further thoughts on the models one and two are to be found in chapter six.

Concerning the crosswise directed bending moments of the reinforced concrete slab, model one constitutes a suitable approximation towards the internal force variables from the analysis of the entire structure.

Yet, model two, which refers to the bending moments of the longitudinal steel girders as well as the corresponding stresses, cannot be applied to asymmetrical loads. Therefore, chapter seven states recommendations for further research of the behaviour of bearing structures.

# Inhaltsverzeichnis

*Danksagung*

*Kurzfassung* .....

*Abstract* .....

*TEIL 1* ..... *11*

*1 Einführung* ..... *12*

**1.1 Beschreibung der Tragstruktur** ..... **12**

**1.2 Motivation und Aufgabenstellung** ..... **12**

**1.3 Grundlagen** ..... **13**

1.3.1 Beschreibung der angewendeten Software-Programme ..... 13

1.3.2 Bauwerksdaten, Tragwerksbeschreibung ..... 13

1.3.3 Baustoffe ..... 13

1.3.4 Lagersituation ..... 13

1.3.5 Regelquerschnitt und Querträger ..... 14

*2 Theoretische Grundlagen* ..... *16*

**2.1 Überblick über die Finite Elemente Methode (FEM)** ..... **16**

2.1.1 Einleitung ..... 16

2.1.2 Grundlagen der FEM ..... 17

2.1.3 Das Verfahren der Finiten Elemente ..... 18

2.1.4 Durchführung einer FE - Berechnung ..... 19

2.1.5 Typen von finiten Elementen ..... 19

**2.2 Verbundbau** ..... **23**

2.2.1 Zeitabhängiges Materialverhalten ..... 24

2.2.1.1 Kriechen von Beton ..... 24

2.2.1.2 Schwinden von Beton ..... 24

2.2.1.3 Materialnichtlinearität von Beton ..... 25

2.2.1.4 Auswirkungen des zeitabhängigen Materialverhaltens im Verbundbauteil ..... 25

2.2.2 Querschnittsklassifizierung ..... 26

2.2.3 Herstellungsverfahren, Belastungsgeschichte ..... 26

2.2.4 Spezielle Einflüsse auf Verbundtragwerke ..... 28

2.2.4.1 Einfluss der Belastungsgeschichte ..... 28

2.2.4.2 Einfluss von Kriechen und Schwinden ..... 28

2.2.4.3 Einfluss von Eigenspannungen und Zwängungen ..... 29

**2.3 Torsionswirkung auf dünnwandige Stahlquerschnitte** ..... **30**

2.3.1 Allgemeines ..... 30

2.3.2 St. Venant´sche Torsion ... 31
2.3.2.1 St. Venant´sche Torsion für offene dünnwandige Querschnitte ... 31
2.3.2.2 St. Venant´sche Torsion für geschlossene dünnwandige Querschnitte ... 32
2.3.3 Wölbkrafttorsion ... 33
2.3.3.1 Torsionsabtragung von geschlossenen dünnwandigen Querschnitten ... 34
2.3.4 Berechnungsmethoden für Tragwerke unter Torsionsbeanspruchung ... 34

***TEIL 2 ... 35***

***3 Einwirkungen auf das Tragwerk ... 36***

**3.1 Ständige Einwirkungen ... 37**
3.1.1 Bauzustand ... 37
3.1.2 Endzustand ... 37

**3.2 Veränderliche Einwirkungen ... 44**
3.2.1 Vertikale Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr auf ein Gleis ... 44
3.2.1.1 Vertikallasten zufolge Lastmodell 71 (Regelverkehr auf Hauptstrecken) ... 44
3.2.1.2 Vertikallasten zufolge Lastmodell SW/0 (Regelverkehr auf Hauptstrecken für Durchlaufträgerbrücken) ... 44
3.2.1.3 Vertikallasten, charakteristische Werte - SW/2 (Schwerverkehr) ... 44
3.2.1.4 Vertikallasten zufolge Lastmodell HSLM ... 44
3.2.1.5 Vertikallasten zufolge Lastmodell “unbeladener Zug” ... 45
3.2.1.6 Exzentrizität der Vertikallasten $e_1$ (LM 71) ... 45
3.2.1.7 Exzentrische Gleislage $e_2$ ... 45
3.2.2 Weitere veränderliche vertikale Einwirkungen ... 45
3.2.2.1 Allgemeine Belastung aus Instandhaltung für Dienstgehwege ... 45
3.2.2.2 Schneelasten ... 46
3.2.2.3 Bauausführungslasten ... 46
3.2.3 Horizontale Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr ... 46
3.2.3.1 Zentrifugallasten (Fliehkräfte) ... 46
3.2.3.2 Seitenstoß (Schlingerkraft) ... 47
3.2.3.3 Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen ... 47
3.2.4 Weitere veränderliche horizontale Einwirkungen ... 48
3.2.4.1 Allgemeine Belastung aus Instandhaltung für Dienstgehwege ... 48
3.2.5 Dynamische Einwirkungen (einschließlich Resonanz) ... 48
3.2.5.1 Auswahl des Berechnungsverfahrens ... 48
3.2.5.2 Quasi statisches Verfahren – Dynamischer Beiwert $\Phi$ ($\Phi_2$, $\Phi_3$) ... 50
3.2.6 Wind ... 52
3.2.6.1 Kraftbeiwerte in x-Richtung (allgemeine Methode) ... 53
3.2.6.2 Kräfte in x-Richtung - Vereinfachtes Verfahren ... 53
3.2.6.3 Resultierende Einwirkungen auf das Tragwerk zufolge Wind ... 56
3.2.7 Temperatur ... 59

3.2.7.1 Konstanter Temperaturanteil ... 59
3.2.7.2 Veränderliche Temperaturanteile ... 59
*Vertikal linear veränderliche Anteile (Verfahren 1)* ... 60
3.2.7.3 Gleichzeitige Berücksichtigung von konstanten und veränderlichen Temperaturanteilen ... 60
3.2.8 Aerodynamische Einwirkungen aus Zugbetrieb ... 61

**3.3 Außergewöhnliche Einwirkungen ... 62**
3.3.1 Entgleisungseinwirkungen aus Zugverkehr ... 62
3.3.2 Einwirkungen zufolge Erdbeben ... 63
3.3.3 Andere Einwirkungen ... 64

**3.4 Lastverteilung der Achslasten in Längs- und Querrichtung durch Schienen, Schwellen und Schotter ... 65**
3.4.1 Verteilung der Einwirkungen des Lastmodell 71 ... 67
3.4.2 Verteilung der Einwirkung Seitenstoß (Schlingerkraft) ... 71
3.4.3 Verteilung der Einwirkungen von Anfahr- und Bremskräften ... 72

**3.5 Kriechen und Schwinden von Beton ... 73**
3.5.1 Kriechen des Betons ... 73
3.5.2 Schwinden des Betons ... 75

**3.6 Ermüdungslastmodell ... 77**
3.6.1 Schadensäquivalenzfaktoren ... 77
3.6.1.1 Schadensäquivalenzfaktor $\lambda_H$ in Haupttragrichtung ... 77
3.6.1.2 Schadensäquivalenzfaktor $\lambda_Q$ in Quertragrichtung ... 78

**3.7 Zusammenfassung der anzuwendenden Beiwerte ... 79**

***4 Lastkombinationen ... 80***

**4.1 Grundlagen ... 80**
4.1.1 Charakteristische Werte für mehrteilige Einwirkungen - Lastgruppen ... 80
4.1.2 Andere repräsentative Werte der mehrteiligen Einwirkungen - Lastgruppen ... 81
4.1.2.1 Häufige Werte der mehrteiligen Einwirkungen ... 81
4.1.2.2 Quasi ständige Werte der mehrteiligen Einwirkungen ... 81
4.1.2.3 Verkehrslasten für vorübergehende Bemessungssituationen ... 81
4.1.3 Zahlenwerte für $\psi$-Faktoren ... 82
4.1.4 Kombinationsregeln für Eisenbahnbrücken ... 83
4.1.5 Kombinationen der Einwirkungen in außergewöhnlichen Bemessungssituationen (ohne Erdbeben) ... 84

**4.2 Kombinationen bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit ... 85**
4.2.1 Nachweis der Lagesicherheit und der Tragfähigkeit ... 85

4.2.1.1 Kombinationen der Einwirkungen bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen) ... 85
4.2.1.2 Kombinationen der Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen ... 86
4.2.1.3 Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben ... 86
4.2.2 Bemessungswerte der Einwirkungen für Kombinationen ... 87
4.2.2.1 Bemessungswerte der Einwirkungen für den Nachweis der Lagesicherheit und der Tragfähigkeit ... 87
4.2.2.2 Bemessungswerte für Einwirkungen für die Nachweise der Tragfähigkeit ... 88
4.2.2.3 Bemessungswerte der Einwirkungen in Nachweisen für außergewöhnliche Einwirkungskombinationen und Kombinationen für Erdbeben ... 89

**4.3 Kombinationen bei Nachweisen für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit ... 90**
4.3.1 Gebrauchstauglichkeitskriterien ... 90
4.3.1.1 Verformungs- und Schwingungsnachweise ... 90
4.3.2 Kombination der Einwirkungen ... 91
4.3.2.1 Charakteristische Kombination ... 91
4.3.2.2 Häufige Kombination ... 91
4.3.2.3 Quasi-ständige Kombination ... 92
4.3.3 Bemessungswerte der Einwirkungen für Kombinationen ... 92

**4.4 Kombinationen bei Nachweisen für Ermüdungssicherheit ... 93**
4.4.1 Verkehrslasten für Ermüdung ... 93
4.4.2 Maßgebende Spannungen ... 93
4.4.3 Spannungsschwingbreite für die Ermüdung ... 94

***5 Tragwerksuntersuchung mittels Finiter Elemente ... 95***

**5.1 Vorüberlegungen zur Tragwerksanalyse ... 95**

**5.2 Materialnichtlinearität von Beton ... 97**

**5.3 Ausgewählte Einwirkungskombinationen - Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) ... 98**

**5.4 Modellierung der Tragstruktur ... 99**

**5.5 Tragstruktur unter ständigen Einwirkungen und Bauablauflasten ... 101**
5.5.1 Allgemeines ... 101
5.5.2 Ständige Einwirkungen ... 102
5.5.2.1 Schalung und Frischbeton ... 102
5.5.2.2 Ausbaulasten ... 103
5.5.3 Zustandsgrößen von Primärlastfällen ... 106

**5.6 Tragstruktur unter veränderlichen Einwirkungen sowie Kombinationen ... 114**

5.6.1 Allgemeines ... 114
5.6.2 Veränderliche Einwirkungen ... 114
5.6.2.1 Einwirkungen und Lasten ... 114
5.6.2.2 Lastangriffsflächen auf den Stahlbetonkörper ... 118
5.6.2.3 Veränderliche vertikale Einwirkungen aus Verkehr – LM 71 ... 119
5.6.2.4 Veränderliche horizontale Einwirkungen aus Verkehr - Seitenstoß ... 122
5.6.2.5 Veränderliche horizontale Einwirkungen aus Verkehr - Anfahren ... 125
5.6.2.6 Veränderliche Einwirkung Wind ... 128
5.6.2.7 Lastfälle für die Ermittlung von Zustandsgrößen der veränderlichen Lasten ... 130
5.6.3 Zustandsgrößen und Spannungen in Haupttragrichtung ... 131
5.6.3.1 Schnittgrößen zum Zeitpunkt t = ∞ ... 132
5.6.3.1 Spannungen zum Zeitpunkt t = ∞ ... 134
5.6.4 Zustandsgrößen in Quertragrichtung ... 138

***TEIL 3 ... 144***

***6 Tragverhalten der Verbundkonstruktion in Querrichtung ... 145***

**6.1 Allgemeines ... 145**

**6.2 Theorie der Differentialgleichungen nach Stabtheorie I. Ordnung ... 146**

**6.3 Ingenieurmodell der Quertragrichtung ... 148**

6.3.1 Geometrie der Konstruktion ... 148
6.3.2 Verformungsverhalten des Brückentragwerkes ... 148
6.3.3 Modell 1 – Biegemomente der Stahlbetonplatte in Querrichtung ... 149
6.3.4 Modell 2 – Biegemomente der Stahlstege in Querrichtung ... 150
6.3.5 Vorgehensweise ... 150
6.3.5.1 Biegemomente der Stahlbetonplatte in Quertragrichtung der Verbundbrückenkonstruktion – Modell 1 ... 150
6.3.5.2 Biegemomente der Stahlstege in Quertragrichtung der Verbundbrückenkonstruktion – Modell 2 ... 151

**6.4 Vereinfachte Laststellungen ... 152**

**6.5 Vergleich FE-Analyse – Ingenieurmodell ... 153**

6.5.1 Laststellung Eigengewicht STB-Platte - Volllast, LF 170 ... 153
6.5.1.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der FE-Berechnung für Volllast ... 153
6.5.1.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für Volllast ... 154
6.5.1.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für Volllast ... 158
6.5.2 Laststellung Ausbaulast Randbalken, LF 171 ... 160
6.5.2.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für die Ausbaulast im Bereich der Randbalken ... 160
6.5.2.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 171 ... 161
6.5.2.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 171 ... 163

6.5.3 Laststellung Ausbaulast Verkehrsfläche, LF 172 ..... 165
6.5.3.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für die Ausbaulast im Bereich der Verkehrsfläche ..... 165
6.5.3.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für die Ausbaulast im Bereich der Verkehrsfläche ..... 166
6.5.3.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 172 ..... 168
6.5.4 Laststellung Lastmodell 71 ohne Exzentrizitäten, LF 173 ..... 170
6.5.4.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für das Lastmodell 71 ohne Exzentrizitäten ..... 170
6.5.4.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 173 ..... 172
6.5.4.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 173 ..... 174
6.5.5 Laststellung Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für ULS, LF 174 ..... 176
6.5.5.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für das Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für ULS ..... 176
6.5.5.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 174 ..... 178
6.5.5.3 Modell 3: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 174 ..... 180
6.5.6 Laststellung Lastmodell 71 mit Exzentrizität für SLS, LF 175 ..... 183
6.5.6.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für das Lastmodell 71 mit Exzentrizität für SLS ..... 183
6.5.6.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 175 ..... 185
6.5.6.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 175 ..... 186

**6.6 Kombinationen für Tragfähigkeitsnachweise - ULS ..... 189**

**6.7 Kombinationen für die Ermüdungssicherheit - FLS ..... 192**

***7 Zusammenfassung und Empfehlungen ..... 194***

***Abbildungsverzeichnis ..... 198***

***Tabellenverzeichnis ..... 205***

***Verwendete Normen und Regelwerke ..... 207***

***Literaturverzeichnis ..... 209***

# TEIL 1

## Beschreibung der Aufgabenstellung

## Theoretische Grundlagen

# 1 Einführung

## 1.1 Beschreibung der Tragstruktur

Am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbau an der Technischen Universität Wien wird die Tragfunktion einer kurzgespannten eingleisigen Eisenbahnbrücke (Einfeldträgerbrücke) in Verbundbauweise untersucht.

Der Querschnitt des Tragwerks gliedert sich in einen zweizelligen Stahlhohlkasten und eine Fahrbahnplatte aus Ortbeton. Im ausgehärteten Zustand bildet der Stahlbetongurt in Verbindung mit dem Stahlträger einen zusätzlichen Hohlkasten aus. Die schubsteife Verbundwirkung zwischen den beiden Verbundmaterialien Stahl und Stahlbeton wird über Kopfbolzendübel gewährleistet.

An den beiden Auflagerlinien werden Endquerträger ausgebildet. Das Tragwerk enthält keine weiteren Aussteifungsebenen.

## 1.2 Motivation und Aufgabenstellung

Auf das äußerlich statisch bestimmte Verbundtragwerk wirken unter Zugrundelegung des aktuellen Normenstands das Eigengewicht, die Verkehrslasten, Nutzlasten und Einwirkungen aus Schwinden, Kriechen sowie Temperatur ein.

Durch exzentrisch angreifende Lasten aus dem Zugverkehr sowie asymmetrische Laststellungen der Windkräfte wird Torsion in den Brückenträger eingebracht. Herkömmliche Brückentragwerke mit Stahlkastenquerschnitten werden mit Querrahmen, Querverbänden oder Querschotten ausgesteift, um die Formtreue des Querschnitts bei der Abtragung dieser Torsionsmomente zu gewährleisten. Durch das Fehlen jeglicher Aussteifung im Feldbereich des in dieser Diplomarbeit untersuchten Brückentyps kann der Querschnitt jedoch nicht mehr als formtreu angesehen und somit die einfache Theorie der Torsion nicht mehr angewendet werden.

Die Berechnung der Brücke erfolgt mittels der Finiten Elemente Methode. Zustandsgrößen der maßgebenden Einwirkungskombinationen ausgewählter Lastfälle werden im Rahmen einer Vergleichsrechnung für die Haupt- und Quertragrichtung bestimmt.

Im Zusammenhang mit der Quertragwirkung der Fahrbahnplatte aus Beton sowie der Querbiegebeanspruchung der Stahlstege werden Berechnungsmodelle für torsionsbeanspruchte stabförmige Verbundbauwerke untersucht. Ziel dieser Auswertung ist die Erstellung eines Ingenieurmodells, auf dessen Grundlage Brückentragwerke des beschriebenen Querschnitt-Typs anschaulich abgebildet und – in weiterer Folge – bemessen werden können.

## 1.3 Grundlagen

Die vorliegende Diplomarbeit basiert auf den aktuellen Eurocodes. Eine genaue Auflistung der verwendeten Normen ist dem Literaturverzeichnis zu entnehmen.

### 1.3.1 Beschreibung der angewendeten Software-Programme

Die Finite Elemente Berechnung erfolgte mit den Statik/FEA - Anwendungen der Firma SOFiSTiK AG. Im Besonderen wurde das Softwarepaket für Finite Elemente auf Basis des Structural Desktop SSD 2010 17.3, Sofiplus(-X) 2010 17.3 mit AutoCAD 2009-Kern und die Anwendungsprogramme CSM, ASE, SIR und MAXIMA verwendet. Informationen zu diesem Produkt sind der Website der Firma SOFiSTiK www.sofistik.de zu entnehmen.
Die vorliegende Arbeit wurde mit Microsoft Word 2007 verfasst. Sämtliche Abbildungen sind – sofern sie keinen Verweis auf Literatur enthalten – mit AutoCAD 2009 erstellt.
Tabellarische Berechnungen wurden mit Microsoft Excel 2007 durchgeführt.
Angeführte Querschnittskennwerte sind mit DUENQ 6 der Firma Dlubal ermittelt worden.

### 1.3.2 Bauwerksdaten, Tragwerksbeschreibung

| | |
|---|---|
| Brückenart | Eingleisige Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise |
| Statisches System | Einfeldträger mit einer Stützweite von 20,0 m |
| Gleisachse | Gleisachse mit R = ∞ |
| Gleisüberhöhung | $ü = 0$ mm |
| Maximalgeschwindigkeit | $V_{max} = 160$ km/h |

### 1.3.3 Baustoffe

Zur Anwendung kommt Baustahl der Sorte S 355, Betonstahl S 500 sowie Beton der Festigkeitsklasse C 30/37. Die Materialkennwerte können den einschlägigen aktuellen Normen (siehe Literaturverzeichnis) entnommen werden.

### 1.3.4 Lagersituation

Die Abmessungen der gelagerten Strukturelemente im Finite Elemente Modell des Brückentragwerks wurden auf Basis von verankerten Verformungslagern (Typ 2) der Firma Maurer (Produktkatalog 2009) gewählt.

- **quer fest, längs fest:** Typ V, Breite 700 mm, Länge 440 mm
- **quer fest, längs beweglich:** Typ V1, Breite 440 mm, Länge 610 mm
- **quer beweglich, längs beweglich:** Typ V2, Breite 440 mm, Länge 390 mm

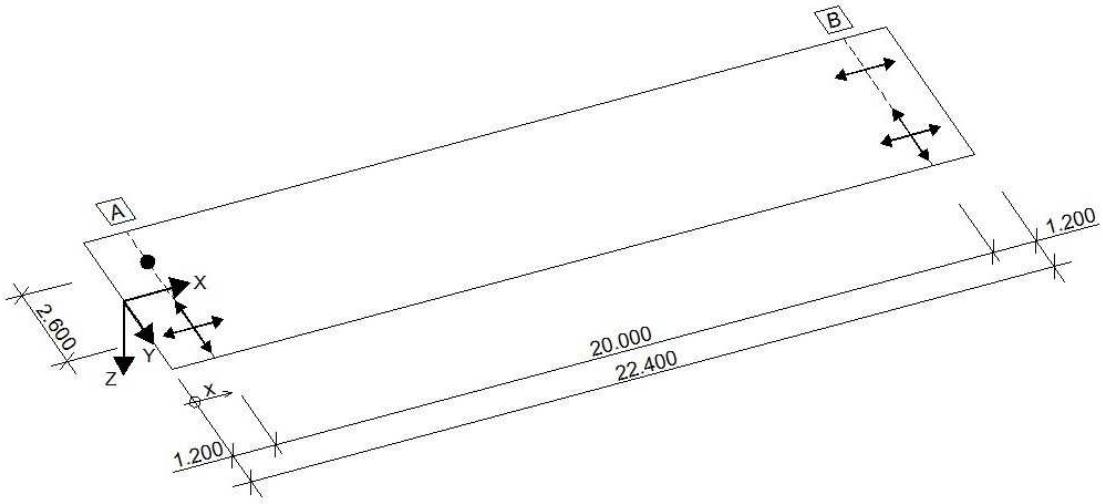



***Abbildung 1-1:*** *Lagerschema und Definition der positiven globalen Achsrichtungen des Brückentragwerks in Verbundbauweise. Abmessungen in [mm]*

### 1.3.5 Regelquerschnitt und Querträger

Die tragenden Bauteile der Verbundbrücke werden für die Berechnung mit der Finiten Elemente Methode in ein Modell überführt.

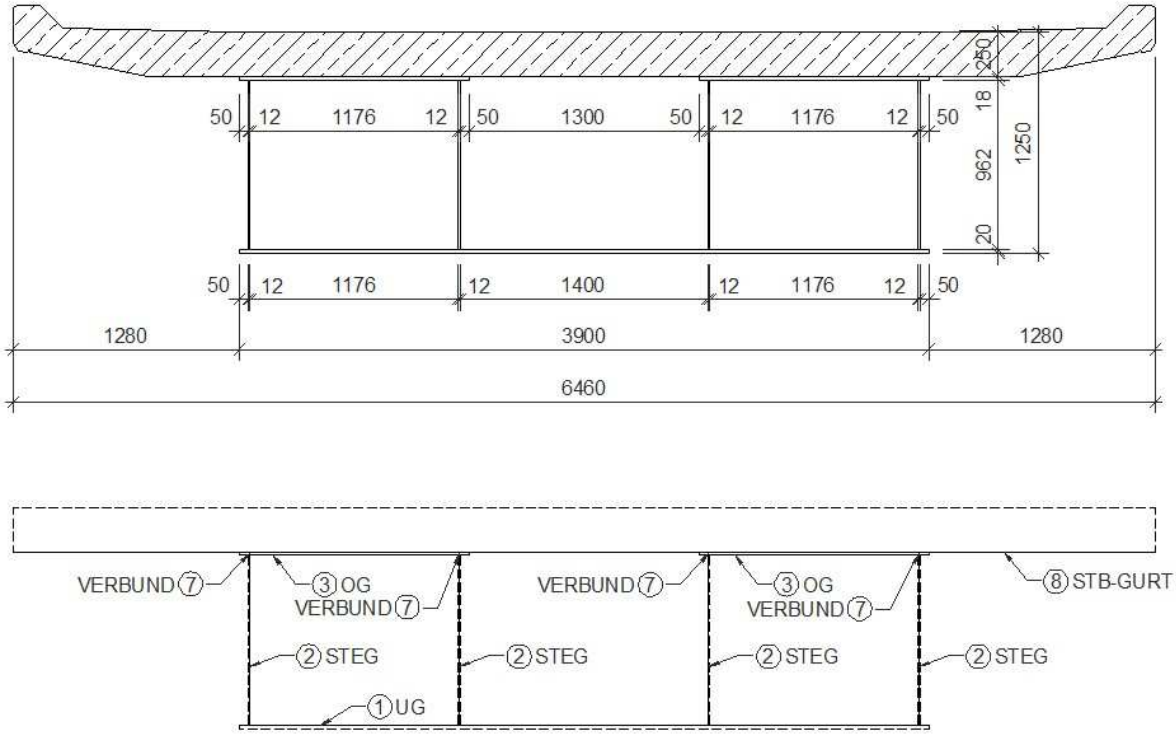



***Abbildung 1-2:*** *Tragende Bauteile der Brückenkonstruktion und Modell für die Finite Elemente Berechnung inklusive Bezeichnungen der Strukturelemente mit den zugewiesenen Gruppen. Abmessungen in [mm]*

***Tabelle 1-1:*** *Strukturelemente, Gruppen und Lage der Bezugsebene des FE-Modells*

| Bezeichnung Strukturelement | Material für FE-Modell | Gruppen-Nummer | Lage der Bezugsebene | Bauteildicke [mm] |
|---|---|---|---|---|
| Untergurt | S 355 | 1 | oben | 20 |
| Steg | S 355 | 2 | mitte | 12 |
| Obergurt | S 355 | 3 | unten | 18 |
| Endquerträger | S 355 | 4 | mitte | 18 |
| Querträger-Obergurt | S 355 | 5 | unten | 18 |
| Auflagersteife | S 355 | 6 | mitte | 20 |
| Verbundmittel | (S 355) | 7 | mitte | 10 |
| Stahlbetonplatte | C 30/37, B 500 | 8 | unten | 250 |

Die beiden Endquerträger sind bei den Auflagerlinien A und B angeordnet. Zwischen den Stahl-Obergurten wird ein Querträger-Obergurt mit *18* mm Dicke eingepasst. Über den Lagern kommen Auflagersteifen quer zu den Endquerträgern zur Anwendung, deren Länge am Anschluss zu den Stahl-Untergurten jeweils der Länge der Lager entspricht.

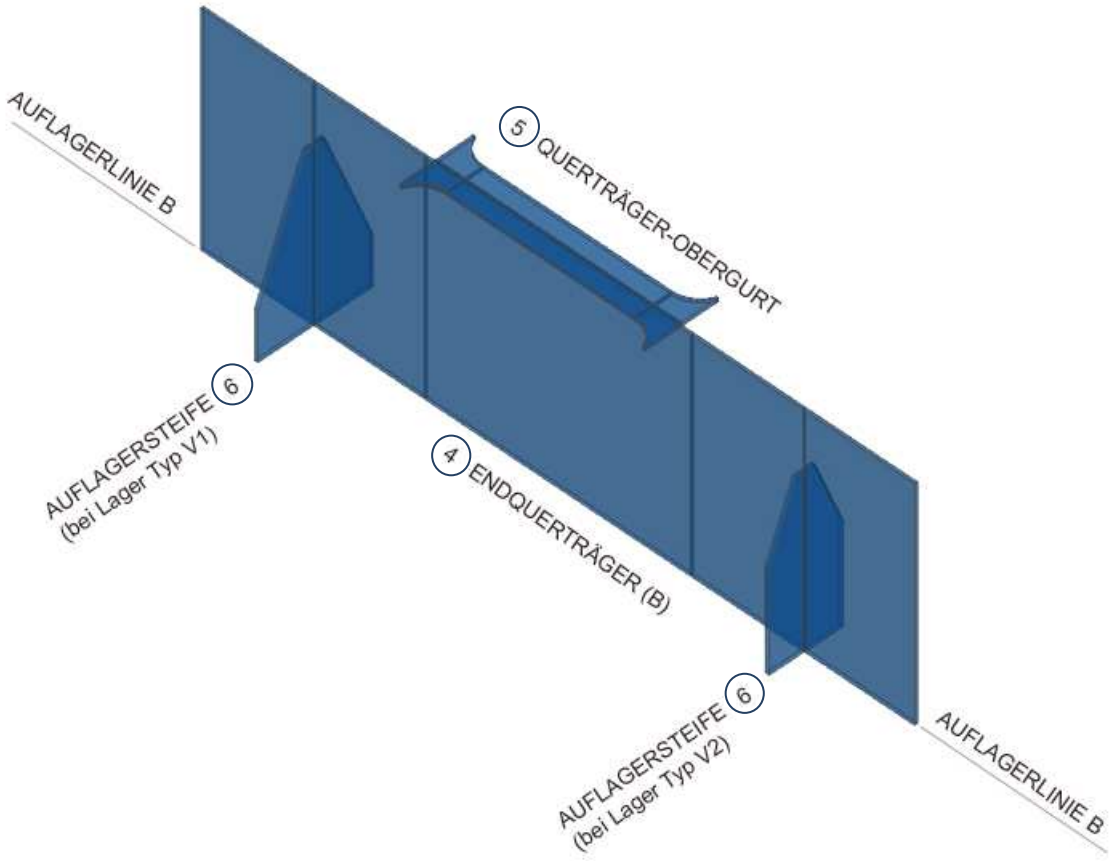



***Abbildung 1-3:*** *Endquerträger an Lagerlinie B mit aufgesetztem Obergurt und Auflagersteifen, Darstellung ohne weitere Konstruktionsteile wie Stahl-Untergurt oder Stahl-Obergurt*

# 2 Theoretische Grundlagen

## 2.1 Überblick über die Finite Elemente Methode (FEM) [2] [5] [11]

### 2.1.1 Einleitung

Das Verfahren der finiten Elemente wird zur Berechnung komplexer Strukturen im Maschinen- und Apparatebau, im Bauwesen sowie der Fahrzeug-, Luft- und Raumfahrttechnik angewendet. Es dient der Ermittlung von Näherungslösungen von Aufgabenstellungen, bei denen physikalische Erscheinungen durch partielle, orts- bzw. zeitabhängige Differentialgleichungen beschrieben werden können.

Bezogen auf das Gebiet der Festigkeitslehre und der Baustatik stellt die Finite Elemente Methode ein Werkzeug dar, mit welchem Probleme bearbeitet werden können, deren strenge oder analytische Lösung - bei Beschränkung auf kleine Verschiebungen und kleine Verzerrungen sowie linear-elastisches Materialverhalten - keine oder nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand eine ausreichend genaue Lösung liefert.

Anwendungsgebiete der FEM in der Baustatik und Festigkeitslehre

- komplizierte Geometrie einer Struktur (z.B. Wandscheiben oder Deckenplatten mit komplizierter Form der Berandung und/oder Durchbrüche)
- Geometrien, welche außerhalb der Anwendungsgrenzen der Stabstatik liegen
- komplizierte statische oder kinematische Randbedingungen (z.B. der auf ein Schalentragwerk einwirkende Winddruck, punktgestützte Decke mit unregelmäßigem Stützenraster)
- der Aufbau einer Struktur aus Werkstoffen mit unterschiedlichen Eigenschaften (Verbundkonstruktionen)
- Berücksichtigung von geometrisch nichtlinearem Verhalten
- Berücksichtigung von werkstofflich nichtlinearem Verhalten (mit Einschränkungen)
- Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens von Werkstoffen

[2] Wittel, Falk K. (2009). *FEM for 4*

[5] Mang & Hofstetter. (2000). *Festigkeitslehre*

[11] *Kurze Einführung in die Methode der finiten Elemente.* Universität Innsbruck - Institut der Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften.

### 2.1.2 Grundlagen der FEM

Als Basis für das Verfahren der finiten Elemente dient das Prinzip der virtuellen Verschiebungen (PvV). Es besagt, dass die Summe der, bei einer virtuellen Verschiebung eines Körpers aus der Gleichgewichtslage heraus, inneren und äußeren Kräften geleisteten virtuellen Arbeit gleich Null ist. Die Gleichgewichtsbedingungen und statischen Randbedingungen werden für die strenge (analytische) Lösung in jedem Punkt innerhalb des Volumens sowie auf der Oberfläche des betrachteten Körpers erfüllt. Im Falle von Näherungslösungen sind die oben genannten Gleichgewichtsbedingungen und statischen Randbedingungen nicht in jedem Punkt erfüllt – man erhält Fehler, so genannte Residuen. In weiterer Folge wird gefordert, dass die mit einer Testfunktion gewichteten Residuen in der Summe der Integrale über das Volumen und über die Oberfläche gleich Null sind. Man spricht in dem Fall von der Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen und der statischen Randbedingungen im gewogenen Integralmittel mit einer schwachen Lösung.

*Grundlegende Schritte der Verschiebungsformulierung der FEM*

Ein vorhandenes Gebiet (oder eine Konstruktion) wird in eine Vielzahl von analytisch lösbaren Elementen von endlicher Größe, sogenannte finite Elemente, unterteilt. Die Geometrie ist durch Knoten (End- und Eckpunkte) definiert. Während die Verschiebungen in jedem Punkt des Kontinuums unbekannt sind, sind bei den mit finiten Elementen diskretisierten Objekten nur die Verschiebungen in den Knotenpunkten der finiten Elemente unbekannt. Der Verlauf der Verschiebungen innerhalb eines einzelnen finiten Elementes wird durch Interpolation der Verschiebungen der Knotenpunkte (sogenannte Knotenverschiebungen) des betreffenden Elementes näherungsweise durch Verlaufsfunktionen beschrieben. Auf diese Weise wird die unendlich große Anzahl von Verschiebungsfreiheitsgraden des betrachteten Gebietes durch eine endliche Anzahl von Freiheitsgraden ersetzt.

Einsetzen der elementweisen Approximation des Verschiebungszustandes in das Prinzip der virtuellen Verschiebungen und das Verknüpfen der Elementsteifigkeiten führt auf ein lineares Gleichungssystem zur Bestimmung der unbekannten Knotenverschiebungen. Nach der Lösung dieses Gleichungssystems können mit den bekannten Knotenverschiebungen und -verdrehungen der finiten Elemente Verschiebungs-, Verzerrungs- und Spannungszustände im jeweiligen Element berechnet werden.

Stellt sich eine erhaltene Näherungslösung als unbefriedigend heraus, kann die Genauigkeit der Ergebnisse entweder durch die Erhöhung der Anzahl der finiten Elemente oder durch die Anpassung der Verlaufsfunktionen höherer Ordnung verändert werden. An die-

ser Stelle sei erwähnt, dass die FEM unabhängig von dem Grad der Diskretisierung und der Ordnung der Verlaufsfunktion keine exakte Lösung liefert, jedoch ein gutes Werkzeug für die Ermittlung von Näherungslösungen für komplexe Probleme darstellt.

### 2.1.3 Das Verfahren der Finiten Elemente

Grundlegend existieren zwei Wege für die Netzfindung einer Finiten Elemente Berechnung. Diese sind die mathematische Lösung über die Diskretisierung eines Teilbereiches eines Kontinuums und die praktische Methode über die Tragwerkstheorie und das Generieren eines FE Modells aus diskreten Bauelementen. In dieser Ausführung wird die zweite Variante beschrieben. Sie bildet prinzipiell die theoretische Grundlage handelsüblicher Finite Elemente Pakete.

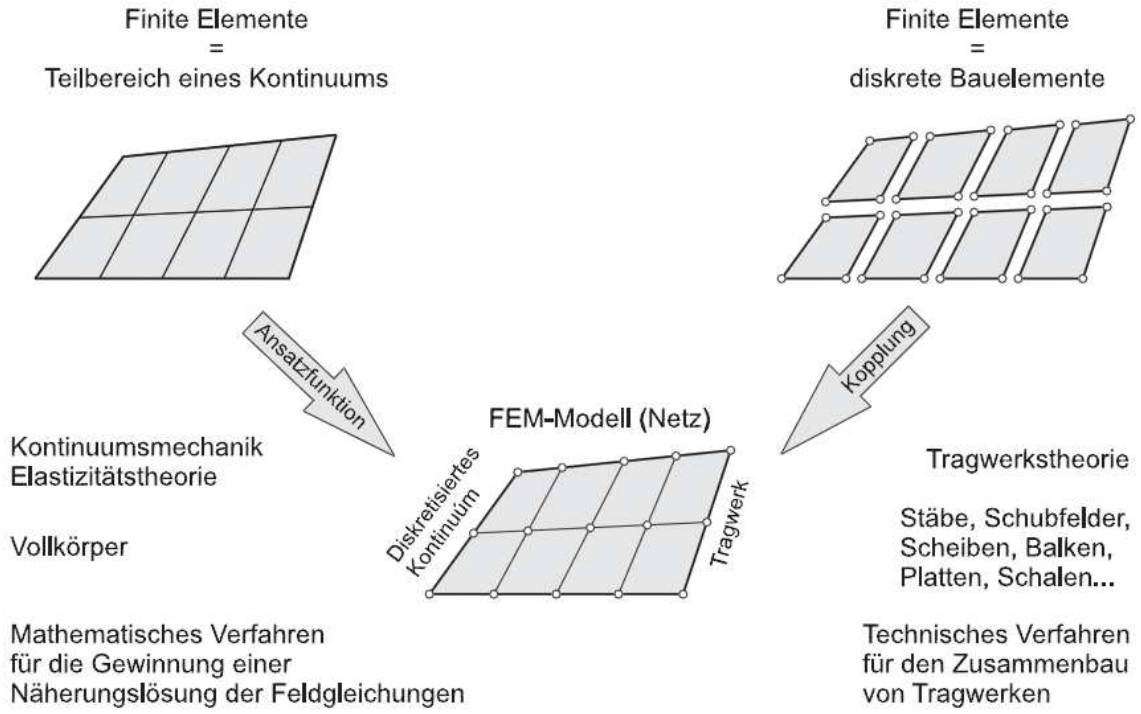



***Abbildung 2-1:*** *Möglichkeiten zur Erstellung des FE Modells auf Grundlage eines mechanischen Systems. [2]*

[2] Wittel, Falk K. (2009). *FEM for 4*

### 2.1.4 Durchführung einer FE - Berechnung

Komplexe Rechenabläufe können mit Hilfe von FE Paketen durchgeführt werden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde beispielsweise das Komplett-Softwarepaket der Firma SOFiSTiK (SOFiSTiK Statik/FEA) verwendet.

Im Allgemeinen sind bei einer FE-Berechnung folgende wesentliche Teile durchzuführen und zu beachten:

- **Erstellen der Eingabedatei (Modelldatenbank)**

  Unter dem Oberbegriff „Preprocessing“ versteht man die Transformation einer realen Konstruktion in ein mehr oder weniger diskretes Modell. Hierbei kann je nach FE Paket eine graphische Benutzeroberfläche und/oder eine Eingabesprache angewendet werden.

  Für eine vollständige Eingabedatei ist

  a) das finite Elemente Netz mit der Zuordnung der Knotenpunkte zu den einzelnen Elementen und den Koordinaten aller Knotenpunkte zu erstellen,

  b) die Materialeigenschaften der finiten Elemente festzulegen und

  c) die Randbedingungen für die Verschiebungen und die Kräfte anzugeben.

- **Aufstellung und Lösung des Gleichungssystems (Solver)**

  Aus der Modelldatenbank wird durch Lösung des Gleichungssystems eine Ergebnisdatenbank erstellt. Es erfolgt die Berechnung der Verformung, Spannung, Schnittkräfte, Lagerreaktionen etc. bei vorgegebener Belastung und Lagerbedingungen. Daraus wird eine vollständige Ergebnisdatenbank angelegt.

- **Post-processor**

  Auswertung, Kontrolle und Interpretation der Ergebnisse

### 2.1.5 Typen von finiten Elementen

FE-Softwareprogramme stellen eine große Zahl unterschiedlicher Elementtypen und Elementformen zur Auswahl, welche die elementaren Bausteine der finiten Elemente Methode darstellen. Diese beruhen auf vereinfachten Theorien (verschiedenartige Verlaufsfunktionen), die zwar das Anwendungsfeld beschränken, den Rechenaufwand jedoch deutlich reduzieren.

Die Genauigkeit der Analyse hängt stark von der Elementwahl ab, der Anwender muss sowohl bei der Wahl der Elemente als auch bei der Auswertung der Ergebnisse mit Sorgfalt vorgehen. Um Fehleingaben zu minimieren wird in den Softwarepaketen in der Regel während des Preprocessing in mehreren Schritten eine Vorauswahl getroffen.

Die nachfolgende Grafik gibt einen Überblick über Typen und Formen finiter Elemente.

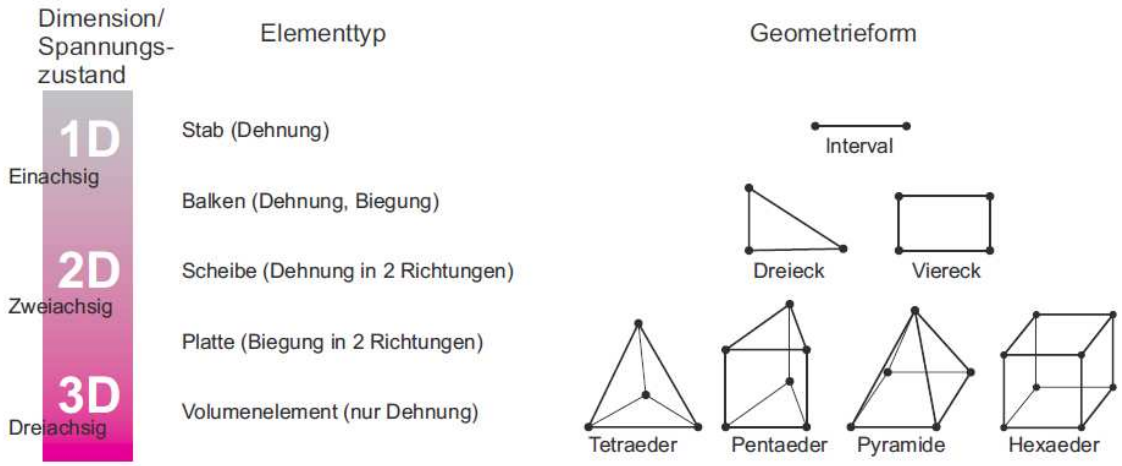



***Abbildung 2-2:*** *Übliche Elementtypen von finiten Elementen. [2]*

Es werden folgende Elementklassen unterscheiden:

- 1D – Linienelemente:
  Stab, Balken, Rohr, Feder, Dämpfer
  Anwendung für Fachwerke, Rahmentragwerke, Rohrleitungen, etc.
- 2D – Flächenelemente:
  Dreieck/Viereck, Scheibe, Platte, Schalen, Kontaktelemente
  Anwendung für Blechbauteile, Behälter, Gehäuse, Rohrleitungen, etc.
- 3D – Volumenelemente:
  Elemente wie Hexaeder, Tetraeder
  Anwendung für dicke Bauteile, Auflager, etc.
- Sonstige Elemente:
  Punktmassen, Federn, Dämpfer, unendliche Elemente, Starrkörper
  Anwendung für Modellrandbedingungen, Hilfselemente

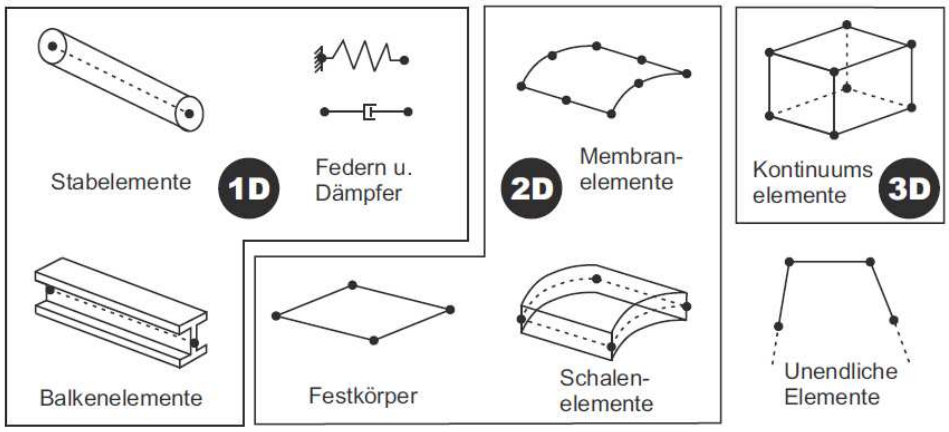



***Abbildung 2-3:*** *Gängige Elementfamilien mit 1D-, 2D- und 3D-Ansatzfunktionen. [2]*

[2] Wittel, Falk K. (2009). *FEM for 4*

Elementklassen innerhalb der Elementfamilien sind

1. **Stab- und Balkenelemente**

Die lineare Elastizitätstheorie (Voraussetzungen: geometrische Linearität und Linearität des Werkstoffgesetzes) gilt für Körper von beliebiger Form. Bei Körpern mit stark unterschiedlichen charakteristischen Abmessungen sind wesentliche Vereinfachungen dieser Theorie zulässig. Das trifft auf Flächen- und Stabtragwerke zu.

Bei Stäben sind zwei charakteristische Abmessungen – zwei typische Querschnittsabmessungen – klein gegenüber der dritten Dimension, der Stablänge. Die Anwendungsgrenze der Stabtheorie wird allgemein mit dem Verhältnis $h/_l < 1/_5$ angegeben, wobei $h$ die größere der beiden Querschnittsabmessungen und $\mathrm{l}$ die Bauteillänge bezeichnet. Die Verbindungslinie aller Querschnittsschwerpunkte ist die Stabachse. Stäbe mit gerader Achse, die bei der Verformung eine Verkrümmung erfahren, werden auch als Balken bezeichnet.

2. **Schalenelemente**

Bei Flächentragwerken ist eine charakteristische Abmessung – die Dicke (mit vernachlässigbaren Spannungen in Dickenrichtung) - klein im Vergleich zu den beiden anderen Dimensionen. Man unterscheidet zwischen Scheiben, Platten und Schalen. Die beiden letzteren weisen in der unverformten Ausgangslage eine ebene Mittelfläche auf. Bei Scheiben bleibt die Mittelfläche bei der Verformung eben. Bei Platten erfährt sie hingegen eine Verkrümmung. Schalen weisen bereits in der unverformten Ausgangslage eine gekrümmte Mittelfläche auf.

3. **Kontinuumselemente**

Volumenkörper sind sehr mannigfaltig einsetzbare Elemente. Jedes beliebig geformte System kann als Mosaik aus einer Vielzahl von kleinen Materialblöcken mit beinahe jeder beliebigen Belastungsart modelliert werden.

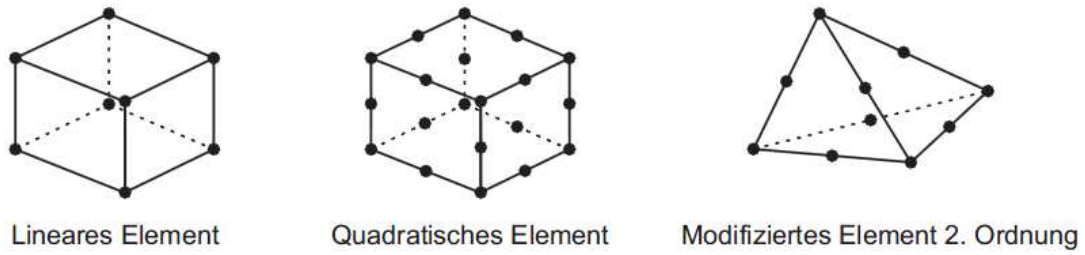



***Abbildung 2-4:*** *Beispiele für Volumenelemente mit definierten Knotenpunkten. [2]*

[2] Wittel, Falk K. (2009). *FEM for 4*

Den Volumenelementen können je nach Erfordernis und vorhandener Rechnerleistung bestimmte Eigenschaften zugewiesen werden. Diese umfassen Merkmale von rotationssymmetrischen Elementen, ebene Verzerrungszustände für dicke Strukturen, ebene Spannungszustände bei sehr dünnen Strukturen, Grundflächen, Elementformen, etc.

## 2.2 Verbundbau [8] [9] [10]

Neben den traditionellen Bauweisen des reinen Stahl- und Massivbaus kommen im Bauwesen häufig Mischbauweisen zum Einsatz. Darunter zählen unter anderem Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton. Durch die schubfeste Verbindung von biegesteifen Konstruktionen aus Stahl mit Betonkörpern können die spezifischen Werkstoffeigenschaften beider Baustoffe optimal eingesetzt werden. Daraus resultiert die Anordnung von Beton vorwiegend in der Druckzone und Stahl in der Zug- bzw. Biegezugzone. Als Verbundmittel kommen hauptsächlich Kopfbolzendübel und Reib-Abscherverbindungen zur Anwendung. Sie werden in Trägerlängsrichtung im Allgemeinen entsprechend dem Schubkraftverlauf in der Verbundfuge angeordnet. Dübelleisten, Blockdübel oder Schenkeldübel sind weitere mögliche Verbundmittel zwischen Beton und Stahl.

Die Hauptanwendungsgebiete des Verbundbaus liegen im Brückenbau, dem Geschoß- und Industriebau sowie im Parkhausbau. Einige der nennenswerten Vorteile der Mischbauweise gegenüber der reinen Betonbauweise sind kleinere Querschnittsabmessungen, größere Spannweiten, rascherer Baufortschritt, Flexibilität bei nachträglichen Einbauten und Veränderungen, geringer Flächenbedarf bei der Baustelleneinrichtung und der Montage sowie Installationsfreundlichkeit. Übliche Verbundbauteile sind Verbunddecken, Verbundträger und Verbundstützen.

Im Bereich des Verbundbrückenbaus gelangen verschiedenartige Querschnittstypen zur Ausführung. Sie gewährleisten niedrige Konstruktionshöhen, wirtschaftliche Baukosten durch effizienten Einsatz der Verbundmaterialien und kurze Bauzeiten durch weitgehende Vorfertigung.

Das Verformungs- und Tragverhalten des Verbundquerschnittes wird neben der Wahl der Materialien von

- der Klassifizierung des Querschnitts,
- der Belastungsgeschichte,
- dem Herstellungsverfahren,
- dem zeitabhängigen Materialverhalten des Verbundmaterials Beton und
- dem statischen System

beeinflusst.

[8] Fink, J. (2008). *Stahlbau 2*

[9] Fink, J. (2008). *Stahlbau 3*

[10] Kollegger, J. (2009). *Betonbau 2*

### 2.2.1 Zeitabhängiges Materialverhalten

#### 2.2.1.1 Kriechen von Beton

Wird Beton über einen längeren Zeitraum auf Druck beansprucht, so lassen sich neben der elastischen Kurzzeitstauchung auch mit der Zeit zunehmende weitergehende Stauchungen messen, die bei Entlastung nur zum Teil zurückgehen. Diese zeitabhängigen Stauchungen im Betonkörper unter Druckbeanspruchung werden als Kriechen bezeichnet und können im Wesentlichen auf die Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein und auf damit verbundene Gleitvorgänge zurückgeführt werden.
Die Größe der plastischen Verformungen hängt unter anderem von der Dauer der Belastung, dem Erhärtungszustand bzw. dem Reifegrad des Betons zu Beginn der Spannungseinwirkung, dem Wassergehalt des Betons bei Belastungsbeginn und der relativen Luftfeuchtigkeit ab.
Die Kriechgeschwindigkeit ist nach Belastungsbeginn am größten und klingt mit der Zeit ab. Mit baupraktischer Genauigkeit kann davon ausgegangen werden, dass sich die Kriechverformungen asymptotisch einem Grenzwert nähern, der je nach Austrocknungsverlauf das Ein- bis Vierfache der elastischen Kurzzeitstauchung beträgt.

#### 2.2.1.2 Schwinden von Beton

Zementgebundene Werkstoffe werden durch Änderungen des Feuchtehaushalts in den Poren des Zementsteins verformt. Die durch Austrocknung bedingte Volumenabnahme wird als Schwinden bezeichnet. Die Feuchtegehaltsänderung kann durch kapillaren Wassertransport oder durch Diffusion erfolgen.
Das sogenannte Schwindmaß hängt von den Austrocknungsbedingungen, den Bauteilabmessungen, dem Wasser-Bindemittel-Wert und dem Zementsteinvolumen ab.

Man unterscheidet vier Arten von Schwinden:

Das *Kapillarschwinden* (auch plastisches Schwinden genannt) entsteht durch Kapillarkräfte beim Entzug des Wassers aus dem frischen, noch verarbeitbaren Beton, z.B. durch wassersaugende Gesteinskörnungen oder durch Verdunstung an der Oberfläche. Der damit einhergehende Wasserverlust wird bereits bei der Betonrezeptur, d.h. für den Wasser-Bindemittel-Wert, eingerechnet.

Das *chemische Schwinden* (oder autogenes Schwinden) entsteht durch die chemische Bindung des Anmachwassers in den Hydratphasen und die dadurch verursachte Volumenverminderung, die der aus Zement und Anmachwasser bestehende Zementleim während der Hydratation erfährt.

Unter *Carbonatisierungsschwinden* versteht man ein irreversibles Schwinden, das durch die Reaktion des Kohlendioxids der Luft mit dem Calciumhydroxid im Zementstein entsteht. Diese Art des Schwindens erzeugt keine Verformungen im Tragwerk, es können jedoch Netzrisse entstehen welche die Lebensdauer der Baukonstruktion empfindlich verringern können.

*Trocknungsschwinden* bezeichnet in einem Festbetonkörper eine Austrocknung durch Wasserverlust gegen die Außenluft. Es wird durch Abgabe des chemisch nicht gebundenen Wassers aus den Kapillarporen hervorgerufen. Das Trocknungsschwinden hängt vor allem von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilabmessungen und der Betonzusammensetzung ab.

Autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden haben eine Volumenkontraktion in der Zementsteinmatrix zur Folge, die durch die nichtschwindende Gesteinskörnung behindert wird. Diese beiden Anteile bilden die Grundlage für die Berechnung des Schwindmaßes.

#### 2.2.1.3 Materialnichtlinearität von Beton

Im allgemeinen Fall eines querbeanspruchten Einfeldträgers mit beidseitigen Kragarmen wirken zufolge der Einwirkungen innere Zug- und Druckkräfte im Querschnitt. Wird dieses äußerlich statisch bestimmte System in Verbundbauweise ausgeführt, so liegt der Stahlbeton-Teilquerschnitt über den Auflagern im Bereich negativer Stützmomente. Der Stahlbetongurt wird auf Zug beansprucht und befindet sich bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit im Zustand I (Querschnitt trägt voll mit, ungerissener Querschnitt). Bei weiterer Laststeigerung nimmt die Dehnung im Stahlbeton so lange zu, bis ein abgeschlossenes Rissbild entsteht – der Beton befindet sich im Zustand II (Normalkraft des Gurtes setzt sich aus der Axialkraft im Bewehrungsstahl und einem Anteil der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, „tension stiffening“, zusammen).
Die Auswirkung auf das Tragwerk durch nichtlineares Materialverhalten ist unumkehrbar und geht mit einer Verringerung der Biegesteifigkeit des Stahlbetons und Verformungen der Tragkonstruktion einher.

#### 2.2.1.4 Auswirkungen des zeitabhängigen Materialverhaltens im Verbundbauteil

Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton erleiden unter Einwirkung von Lasten mit der Zeit verschiedenartige Verformungsanteile. Diese sind:

- Elastischer Verformungsanteil
  Zum Zeitpunkt $t_0$ der Lastaufbringung auf ein Tragwerk entstehen in den unter Spannung stehenden Konstruktionen elastische Verformungen.

- Verformungsanteil infolge Kriechen
  Der Kriechvorgang setzt sich aus den Anteilen der irreversiblen Fließverformung und einer verzögerten elastischen Verformung (Rückkriechen) zusammen.
  Die Größe der Kriechverformung hängt maßgeblich vom Reifegrad des Betons bei Belastungsbeginn und den Umweltbedingungen ab.

- Verformungsanteil zufolge Schwinden
  Formänderungen ohne äußere Lasteinwirkung werden durch Änderungen des Feuchtehaushalts und eine damit einhergehende Volumenverringerung im Beton durch das Schwinden hervorgerufen.
  Die Einflussfaktoren sind
  - Umweltbedingungen,
  - Bauteilabmessungen,
  - das Zementsteinvolumen und der Verbund mit der Gesteinskörnung sowie
  - der E-Modul der Gesteinskörnung.

- Verformungsanteil zufolge nichtlinearem Materialverhalten

### 2.2.2 Querschnittsklassifizierung

Hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Ermittlung der Schnittgrößen werden die Querschnitte von Verbundträgern in vier Klassen eingeteilt, nach denen sie plastisch oder elastisch bemessen werden können bzw. müssen.
Die Einteilung der Querschnitte ist von deren Momententragfähigkeit und Rotationskapazität in den Fließgelenken abhängig.
Eine Untersuchung des Stahlquerschnitts auf Instabilität durch Beulen oder Biegedrillknicken vor Erreichen der Traglast muss durchgeführt werden.

### 2.2.3 Herstellungsverfahren, Belastungsgeschichte

Herstellungsverfahren und Belastungsgeschichte gehen bei Verbundquerschnitten Hand in Hand. Verbundträger können in Fälle ohne und mit Eigengewichtsverbund eingeteilt werden.

- Fall A: Verbundträger ohne Eigengewichtsverbund
  Der Stahlträger wird während des Betoniervorganges nicht unterstellt. Das Eigengewicht der Betonplatte (bzw. der Betonierlasten) und des Stahlträgers müssen vom Stahlträger allein aufgenommen werden. Ständige Beanspruchungen resultierend aus den Ausbaulasten sowie die Nutz- und Verkehrslasten wirken nach Erhärten des Betons auf den Verbundquerschnitt.

- Fall B: Träger mit Eigengewichtsverbund
  Der Stahlträger wird während des Betoniervorganges durch Hilfsstützen unterstützt und bleibt somit während der Herstellung des Verbundes praktisch spannungslos. Nach Freisetzen der Hilfsstützen wirken alle Eigengewichtslasten, ständige Lasten sowie die Nutz- und Verkehrslasten auf den Verbundträger.

- Fall C: vorgespannter Träger mit Eigengewichtsverbund
  Der Verbundträger wird wie im Fall B hergestellt, vor dem Betonieren werden jedoch die Hilfsstützen nach oben angedrückt. Der Stahlträger wird quasi vorgespannt und erfährt im Bauzustand ein negatives Moment. Die resultierenden Stahlspannungen werden nach Freisetzen der Hilfsstütze reduziert und zum Beton hin verlagert.

Das Herstellungsverfahren beeinflusst weitgehend die Verformungen unter Gebrauchslast sowie den Beginn der Plastizierung im Untergurt des Stahlträgers. Es hat jedoch keinen Einfluss auf die plastische Grenztragfähigkeit des Trägers. Die Voraussetzung, dass kein vorzeitiges Versagen des Querschnitts durch Beulen oder Biegedrillknicken sowie ein Versagen der Verbundmittel erfolgt, muss dabei erfüllt sein.

### 2.2.4 Spezielle Einflüsse auf Verbundtragwerke

Verbundtragwerke aus Stahl und Stahlbeton reagieren auf Einflüsse durch das zeitabhängige Verhalten des Betons besonders sensibel. Es zeigen sich je nach vorliegendem statischem System, Art und Angriffspunkt der Einwirkung sowie der Querschnittsgeometrie in Folge von Kriechen und Schwinden unterschiedlichste Tragwerksreaktionen – diese sind im Allgemeinen Veränderungen in der Verformungssituation und Umlagerungen der Teilschnittgrößen vom Betonkörper zu der Stahlkonstruktion.

#### 2.2.4.1 Einfluss der Belastungsgeschichte

- Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei der Berechnung der Schnittgrößen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Querschnitten der Klassen 1 (plastische Querschnitte) und 2 (kompakte Querschnitte) darf die Belastungsgeschichte vernachlässigt werden.
Querschnitte der Klassen 3 (halbkompakte Querschnitte) und 4 (schlanke Querschnitte) dürfen nur bis zur Streckgrenze bzw. bis zur infolge Beulens reduzierten Tragspannung ausgenutzt werden. Die Spannungsverteilung im Querschnitt ist stark von der Belastungsgeschichte abhängig. Für die beiden zuletzt genannten Querschnittsklassen ist daher beim Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit die Belastungsgeschichte stets zu berücksichtigen.

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind immer unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte zu untersuchen, da das Herstellungsverfahren die Verformungen sowie die Schnittgrößen unter Gebrauchslast erheblich beeinflusst.

#### 2.2.4.2 Einfluss von Kriechen und Schwinden

Bei Verbundquerschnitten wirken die Stahlkonstruktion und die Bewehrung den zeitabhängigen plastischen Verformungen des Stahlbetonkörpers entgegen. Dadurch findet bei Beanspruchungen von Tragwerken in Verbundbauweise durch Dauerlasten eine Umlagerung der Teilschnittgrößen vom Betonquerschnitt zum Stahlträger statt.

Durch das Schwinden des Betons entstehen primäre Eigenspannungszustände, welche in statisch bestimmten Systemen Deformationen in Form von Krümmungen und Längenänderungen hervorrufen. In statisch unbestimmten Systemen bauen sich Zwangsbeanspruchungen (sekundäre Eigenspannungen) zufolge der behinderten Deformationen auf.

Die primären und sekundären Effekte sind insbesondere für das Verhalten des Betongurtes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Beschränkung der Rissbreite im Betongurt) von Bedeutung.

#### 2.2.4.3 Einfluss von Eigenspannungen und Zwängungen

- Grenzzustand der Tragfähigkeit

Bei Trägern mit Querschnitten der Klasse 1 und 2 plastizieren die primären Eigenspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit heraus. Sie äußern sich lediglich durch ein früheres Erreichen der Streckgrenze im Baustahl bzw. durch verstärkte Rissbildung des Betongurtes im Bereich negativer Biegemomente.
Bei Querschnitten der Klasse 1 (große Rotationskapazität) bauen sich zusätzlich die sekundären Eigenspannungen praktisch vollständig ab.
Die Einflüsse müssen daher bei der Schnittgrößenermittlung und der Bemessung nicht berücksichtigt werden.

Träger mit Querschnitten der Klasse 3 und 4 beulen bereits vor Erreichen der plastischen Grenztragkraft aus. Das Tragverhalten wird durch das Beulen der Stege und Untergurte bzw. durch das seitliche Ausweichen der gedrückten Untergurte bestimmt. Bei Verbundträgern befinden sich diese Querschnitte in der Regel in den negativen Momentenbereichen an Endauflagern mit Kragarmen oder Mittelstützen. Als interessant sind primäre Eigenspannungen einzustufen, welche in Stahlquerschnitten Druckspannungen hervorrufen. Aus Gleichgewichtsgründen wirken in der Betonplatte entsprechende Zugeigenspannungen. Die Zugbeanspruchung des Betongurtes aus äußeren Lasten führt in Kombination mit den Eigenspannungen in den negativen Momentenbereichen stets zur Rissbildung. Die Dehnsteifigkeit des Betongurtes nimmt dabei signifikant ab und die Eigenspannungen werden nahezu vollständig abgebaut.

Bei Querschnitten der Klasse 3 und 4 sind aufgrund der oben erläuterten Effekte Einflüsse der Eigenspannungen auf die Tragfähigkeit und die Schnittgrößenermittlung zu beachten.
Die primären Effekte sind im Allgemeinen zu berücksichtigen. Eine Ausnahme stellen Eigenspannungen aus Schwinden im Bereich gerissener Betongurte bei der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit dar, welche vernachlässigt werden können. Sekundäre Eigenspannungen (nur bei statisch unbestimmten Systemen) sind grundsätzlich zu berücksichtigen.

- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können die Verformungen und das Rissverhalten des Betongurtes durch Schwindeffekte sowie primäre und sekundäre Eigenspannungen nennenswert beeinflusst werden. Die Auswirkungen aus den sekundären Eigenspannungen infolge Temperatureinwirkungen sowie Kriechen und Schwinden sind daher zu berücksichtigen. Die primären Eigenspannungsanteile beeinflussen nur die Bereiche wahrscheinlicher Rissbildung.

## 2.3 Torsionswirkung auf dünnwandige Stahlquerschnitte [7] [12] [13]

### 2.3.1 Allgemeines

Werden stabförmige Bauteile durch Momente um die Stabachse beansprucht, spricht man von Torsionsbeanspruchung. Torsionsmomente entstehen im Allgemeinen durch exzentrisch angreifende Kräfte wobei der Hebelsarm der Einwirkung auf den Schubmittelpunkt bezogen wird. Bei geknickten oder gekrümmten Trägern können Achsialbeanspruchungen ebenfalls Torsion in einem Querschnittsteil verursachen.

Torsionsmomente rufen in den beanspruchten Querschnitten Spannungen (Schubspannungen und in bestimmten Fällen Wölbnormalspannungen) sowie Verformungen (Verwindung und eventuell Verwölbung) hervor. Die Auswirkung Verwindung bezeichnet das gegenseitige Verdrehen der Endquerschnitte eines Bauteils um den Winkel $\vartheta$. Zusätzlich erleiden nicht wölbfreie tordierte Querschnitte eine Verwölbung – gegenläufige Dehnung von Querschnittspunkten in Stablängsrichtung, der Querschnitt bleibt nach der Verformung nicht mehr eben.

Die Berechnung von Spannungen in Folge von Torsionsbeanspruchung auf Basis der Stabtheorie ist abhängig von der Querschnittsform und den Lagerungsbedingungen.
Querschnitte werden grundsätzlich in wölbfrei und nicht wölbfrei unterschieden:

- *wölbfreie Querschnitte*

  Rotationssymmetrische Querschnitte (Kreis- und Kreisringquerschnitte), Profile aus zwei sich kreuzenden dünnen Blechen oder Dreiecke, alle Polygone aus Blechen mit konstanter Dicke und Inkreis sowie Querschnitte aus dünnwandigen Querschnittsteilen, deren Dickenvektoren sich in einem Punkt treffen.

  Bauteile mit den oben genannten Querschnittsformen bleiben während der Beanspruchung eben, d. h. sie verwölben sich nicht.

- *nicht wölbfreie Querschnitte*

  Träger, deren Endquerschnitte unter Beanspruchung eines Torsionsmomentes nicht mehr eben sind (Endquerschnitte des Bauteils verwölben sich), besitzen nicht wölbfreie Querschnitte. Hierzu zählen alle dünnwandigen Stahlbauteile, die nicht die Bedingungen für wölbfreie Querschnitte erfüllen.

  In einer weiteren Unterteilung werden alle dünnwandigen Querschnitte mit Hohlkästen als wölbarm bezeichnet.

[7] Fink, J. (2007). *Besondere Stabilitätsprobleme im Stahlbau*

[12] Unterweger, H., & Wiesler, B. (Band 84, Jänner 2009) Systemberechnung mehrfeldriger Straßenbrücken in Verbundbauweise mit dem „Zweistabmodell“. Bauingenieur

[13] Rubin, H. (2009). *Besondere Probleme der Elastizitätstheorie II. Ordnung.*

### 2.3.2 St. Venant´sche Torsion

Torsionsmomente werden bei wölbfreien Querschnitten, bei Querschnitten mit nur geringer Verwölbung (allgemeine Hohl- und Vollquerschnitte) und bei nicht wölbfreien Querschnitten (offene dünnwandige Profile), bei denen sich die Verwölbung ungehindert einstellen kann, durch St.-Venant'sche Torsion abgetragen und verursachen im Querschnitt Schubspannungen.

Stabwerksberechnungen basieren auf den theoretischen Grundlagen und Formeln der nachfolgenden Kapitel 2.3.2.1 und 0.

#### 2.3.2.1 St. Venant´sche Torsion für offene dünnwandige Querschnitte

*Voraussetzungen der Stabtheorie*

- Hooke´sche Gesetz ist gültig (homogenes, elastisches und isotropes Material)
- kleine Verformungen
- Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte (Biegung)
- Wagner-Hypothese: Schubspannungen in der Profilmittelebene gleich Null, d.h. der Gesamtquerschnitt verwölbt sich im Allgemeinen, die Querschnitte der Einzelscheiben bleiben bei kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Torsion jedoch eben.

Für Querschnitte aus schmalen Rechteckquerschnitten gilt für den Torsionswiderstand $I_D$ und die primäre Schubspannung $\tau_p$:

$$I_D = a \cdot \sum_k \left(\frac{1}{3} \cdot {t_k}^3 \cdot h_k\right)$$

$$k = Anzahl\ der\ Teilflächen$$

$$\max\ \tau_p = \frac{M_D}{I_D} \cdot t$$

mit $a$ Formfaktor, bei schmalen Profilen näherungsweise 1,0; Walzprofile aufgrund der Ausrundung bei 1,2 bis 1,3

$t_k$ Blechdicke des betrachteten Rechteckquerschnittes

$h_k$ Länge des betrachteten Rechteckquerschnittes

$M_D$ äußeres Torsionsmoment

$t$ Dicke des Bleches für die Spannungsermittlung

Die Schubspannungen in dünnwandigen offenen Querschnitten sind dementsprechend in jenem Teilquerschnitt am größten, welcher die größte Wandstärke aufweist.

#### 2.3.2.2 St. Venant´sche Torsion für geschlossene dünnwandige Querschnitte

*Voraussetzungen der Stabtheorie*

- Hooke´sche Gesetz ist gültig (homogenes, elastisches und isotropes Material)
- kleine Verformungen
- Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte
- die Schubspannungen τ sind konstant über der Profildicke t und zeigen tangential zur Profilmittellinie

Sind alle oben genannten Voraussetzungen erfüllt, lassen sich die über die Wanddicke $t$ gleichmäßig verteilten Schubspannungen infolge Torsion $\tau_p$ mit der 'ersten Bredt´schen Formel' ermitteln.

$$\tau_p = \frac{M_{Dp}}{2 \cdot A_m \cdot t} \qquad [kN/cm^2]$$

Hierin bedeuten $M_{Dp}$ das primäre äußere Torsionsmoment am Gesamtquerschnitt, $A_m$ die vom Schubfluss eingeschlossene Fläche und $t$ die Wanddicke.

Der Torsionswiderstand $I_D$ ist direkt proportional zu der vom Schubfluss eingeschlossenen Fläche $A_m$ und indirekt proportional der von der Laufkoordinate $ds$ umfahrenen Fläche.

$$I_D = \frac{4 \cdot {A_m}^2}{\oint \frac{ds}{t}} \qquad [kN/cm^2]$$

Die Verdrillung $\vartheta$ des Querschnitts erhält man aus dem Vergleich der äußeren und inneren Arbeit.

### 2.3.3 Wölbkrafttorsion

Sekundäre Torsion liegt bei nicht wölbfreien Querschnitten vor, wenn gleichzeitig die Verwölbung der Endquerschnitte behindert ist oder das Torsionsmoment über die Stablänge nicht konstant verläuft. Die entstehende Verwölbung bedeutet eine Verformung *u* in Stablängsrichtung x und somit Normalspannungen welche die vorhandenen Biegespannungen überlagern.

Die Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion Theorie II. Ordnung wird unter Berücksichtigung der Schubverformungen über das äußere Torsionsstreckenmoment $m_D$ zu

$$\vartheta^{IV} - K \cdot \vartheta^{II} = \left(\frac{m_D}{EA_{\omega\omega}} - \frac{{m_D}^{II}}{GI_{D,\omega}}\right) \cdot \kappa$$

$$K = \kappa \cdot \frac{GI_{D,s}}{EA_{\omega\omega}}$$

ausgedrückt.

mit

| | |
|---|---|
| $E$ | Elastizitätsmodul |
| $A_{\omega\omega}$ | Wölbwiderstand |
| $EA_{\omega\omega}$ | Wölbsteifigkeit |
| $\vartheta$ | Querschnittsdrehwinkel aus Torsion |
| $G$ | Schubmodul |
| $I_D$ | Torsionswiderstand nach St. Venant'scher Torsion |
| $GI_D$ | Torsionssteifigkeit nach St. Venant |
| $GI_{D,\omega}$ | sekundäre Torsionssteifigkeit |
| $\kappa$ | Hilfswert zur Berücksichtigung der sekundären Schubverformungen<br>1,0 bei Vernachlässigung für z.B. offene dünnwandige Querschnitte |

Für die Ermittlung von Zustandsgrößen aus dem Einfluss der Wölbkrafttorsion wird die Analogie zum Biegestab nach Theorie II. Ordnung unter Zugbeanspruchung für die Streckenlast $q$ zu Grunde gelegt.

$$w^{IV} - K \cdot w^{II} = \left(\frac{q}{EI} - \frac{q^{II}}{G\tilde{A}}\right) \cdot \gamma$$

$$K = \gamma \cdot \frac{N^{II}}{EI}$$

mit

| | |
|---|---|
| $I$ | Flächenintegral 2. Ordnung: $A_{zz}$ bzw. $A_{yy}$ |
| $EI$ | Biegesteifigkeit |
| $w$ | Biegeordinate in z-Richtung normal auf die Stabachse |
| $\tilde{A}$ | effektive Schubfläche |
| $G\tilde{A}$ | Schubsteifigkeit |
| $\gamma$ | Hilfswert zur Berücksichtigung der Schubverformungen |

#### 2.3.3.1 Torsionsabtragung von geschlossenen dünnwandigen Querschnitten

Torsionsmomente können grundsätzlich nur über Querscheiben, Querrahmen oder Querverbände in den Kasten eingeleitet werden. Die Aussteifung hält den dünnwandigen Querschnitt in seiner ursprünglichen Form. Ohne sie würde er sich aufgrund der geringen Querbiegesteifigkeit verformen und der Lastaufnahme des Torsionsmomentes entziehen.

Um dünnwandige geschlossene Querschnitte, so genannte Kastenquerschnitte, als Torsionskästen nach der St. Venant´schen Theorie berechnen zu können, müssen diese eine geschlossene Röhre ausbilden und an jeder Lasteinleitungsstelle eine unverformbare Querscheibe aufweisen.
Bei wandernden Lasten auf Brückentragwerken, Kranbahnen, etc. werden in der Regel aus Überlegungen der Wirtschaftlichkeit und der Fertigung nur in bestimmten Abständen Aussteifungsebenen angeordnet. Die Abtragung der Torsionseinwirkung zwischen den Quereinbauten wird über Zwischenbiegung (Sekundärwirkung näherungsweise mit Wölbkrafttorsion abschätzbar) abgetragen.

Um die Wirkung der Zwischenbiegung gering zu halten wird der Abstand der Querverbände in der Praxis auf einen Abstand von 8,0 bis 16,0 m begrenzt bzw. je Lieferteil eine Aussteifungsebene angeordnet.

Abhängig von dem Profiltyp wirken sich die Anteile der Torsionsabtragung durch St. Venant oder Wölbkraft unterschiedlich stark aus.

### 2.3.4 Berechnungsmethoden für Tragwerke unter Torsionsbeanspruchung

Die Berechnung von Torsions- und Querkraftschubspannungen in stabförmigen Tragkonstruktionen kann auf Grundlage von allgemein anerkannten Näherungsverfahren erfolgen oder durch eine Modellierung als Finite Elemente System ermittelt werden.

Zu den Verfahren für die Systemberechnung von Tragwerken in Verbundbauweise zählen unter anderem

- das Gesamtquerschnittverfahren (auch n-Ziffer Verfahren)
- das Zweistabmodell (auch Vierendeelmodell) [12]

[12] Unterweger, H., & Wiesler, B. (Band 84, Jänner 2009) Systemberechnung mehrfeldriger Straßenbrücken in Verbundbauweise mit dem „Zweistabmodell“. Bauingenieur

# TEIL 2

## Vergleichsrechnung einer eingleisigen Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise mittels Finiter Elemente

# 3 Einwirkungen auf das Tragwerk

Die im Folgenden angeführten Einwirkungen verstehen sich als charakteristische Werte, welche auf die jeweiligen Flächen bzw. ein Gleis angesetzt werden.

Klassifizierte Vertikallasten errechnen sich aus den charakteristischen Lasten multipliziert mit dem Lastklassenbeiwert $\alpha$. Dieser Wert wird für die Umrechnung der Lasten aus dem tatsächlichen Zugverkehr in das vereinfachte Lastmodell 71 eingeführt. Der Lastklassenbeiwert ergibt sich für Normalspurbahnen der ÖBB zu 1,21. **EN 1-2, 6.3.2 (3)**

Er ist anzuwenden bei **ÖN B 1-2, 4.2.2.1**

- Lastmodell 71
- Zentrifugallasten
- Seitenstoß, nur bei $\alpha \geq 1{,}0$
- Anfahr- und Bremskräften
- Tragwerks- / Gleisreaktion
- Entgleisungslasten
- Lastmodell SW/0 für Durchlaufträger

Die dynamische Vergrößerung von Beanspruchungen im Tragwerk wird durch den dynamischen Beiwert $\Phi$, siehe 3.2.5 - berücksichtigt. **EN 1-2, 6.4.5.2**

## 3.1 Ständige Einwirkungen

Bei der vorliegenden Tragkonstruktion in Verbundbauweise wird bei der Ermittlung der Eigenlasten der Konstruktion und der Aufbaulasten in ständige Lasten des Bauzustands und des Endzustands unterschieden.

### 3.1.1 Bauzustand

Der Bauablauf sieht vor, dass das Tragwerk ohne Eigengewichtsverbund hergestellt wird. Hierbei leitet der Stahlhohlkasten ohne weitere Unterstellung die Lasten des Frischbetons und die herstellungsbedingten Lasten sowie außergewöhnliche Einwirkungen, die während der Bauphase auf das Tragwerk angreifen, ohne Verbundwirkung über Biegung in die Widerlager ab.

Die Lasten von Schalung und Absturzsicherung wurden auf Grundlage von Traggerüsten der Firma Doka GmbH, Produktkatalog 2009 berechnet.
Die ständigen Lasten welche während des Bauzustands die Stahlkonstruktion beanspruchen, sind in Tabelle 3-1 ersichtlich.

***Tabelle 3-1:*** *Ständige Lasten im Bauzustand – Eigengewicht und Bauablauflasten*

| | | Wichte [kN/m³] | Fläche [m²] | Streckenlast [kN/m] | Faktor [-] | $g_{k,i}$ [kN/m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Stahlkonstruktion | 78,5 | 0,171 | 13,42 | 1,1 | 14,77 |
| 2 | Frischbeton (STB-Platte) | 26,0 | 1,593 | 41,42 | 1,0 | 41,42 |
| 3 | Schalung - Absturzsicherung | - | - | 3,00 | 1,2 | 3,60 |
| | | | | | $\sum g_{k,i} = g_k =$ | 59,78 |

### 3.1.2 Endzustand

Nach dem Aushärten des Betons erreicht der Verbundquerschnitt seine volle Tragfähigkeit, d. h. der Stahlhohlkasten und die Stahlbetonplatte bilden eine schubfeste Verbindung und werden gemeinsam auf Biegung und Querkraft beansprucht.
Bei den ständigen Einwirkungen der Brückenkonstruktion und des Schotteroberbaus wird zwischen minimaler und maximaler Schotterbetthöhe sowie Nennschotterbetthöhe unterschieden.

Für die Lärmschutzwandkonstruktion wurde das System Plexiglas Soundstop der Firma Evonik Röhm GmbH mit transparenten, splitterbindenden Elementen aus Polymethylmethacrylat (PMMA) zu Grunde gelegt. Die technischen Daten sind dem Produktkatalog Plexiglas Soundstop 2009 zu entnehmen und auf die vorliegenden Anlagenverhältnisse anzupassen.

***Tabelle 3-2:*** *Ständige Lasten im Endzustand – Ausbaulasten, Fall maximale Schotterbetthöhe*

| | | Wichte [kN/m³] | Fläche [m²] | Streckenlast [kN/m] | Faktor [-] | $g_{k,i}$ [kN/m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | - | - | 25,80 | 1,0 | 25,80 |
| 2 | 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 25,0 | 0,160 | 4,00 | 1,0 | 4,00 |
| 3 | Abdichtung | 25,0 | 7,000 | 1,75 | 1,2 | 2,10 |
| 4 | Schutzbeton | 25,0 | 0,300 | 7,50 | 1,0 | 7,50 |
| 5 | Ausgleichsmörtel | 25,0 | 0,045 | 1,13 | 1,0 | 1,13 |
| 6 | Schotterbett maximal | 20,0 | 2,450 | 49,00 | 1,3 | 63,70 |
| 7 | Schotter - Schwelle | -20,0 | 0,189 | -3,78 | 1,0 | -3,78 |
| 8 | Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | - | - | 4,80 | 1,0 | 4,80 |
| 9 | 2 Schienen UIC 60 | - | - | 1,20 | 1,0 | 1,20 |
| 10 | LSW-Steher beidseitig | - | - | 0,54 | 1,1 | 0,59 |
| 11 | LSW-Verankerung beidseitig | - | - | 0,16 | 1,1 | 0,18 |
| 12 | LSW-Elemente beidseitig | - | - | 2,14 | 1,1 | 2,35 |
| | | | | | $\sum g_{k,i} = g_k =$ | 109,57 |

***Tabelle 3-3:*** *Ständige Lasten im Endzustand – Ausbaulasten, Fall Nennschotterbetthöhe*

| | | Wichte [kN/m³] | Fläche [m²] | Streckenlast [kN/m] | Faktor [-] | $g_{k,i}$ [kN/m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | - | - | 25,80 | 1,0 | 25,80 |
| 2 | 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 25,0 | 0,160 | 4,00 | 1,0 | 4,00 |
| 3 | Abdichtung | 25,0 | 7,000 | 1,75 | 1,2 | 2,10 |
| 4 | Schutzbeton | 25,0 | 0,300 | 7,50 | 1,0 | 7,50 |
| 5 | Ausgleichsmörtel | 25,0 | 0,045 | 1,13 | 1,0 | 1,13 |
| 6 | Nennschotterbetthöhe | 20,0 | 2,450 | 49,00 | 1,0 | 49,00 |
| 7 | Schotter - Schwelle | -20,0 | 0,189 | -3,78 | 1,0 | -3,78 |
| 8 | Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | - | - | 4,80 | 1,0 | 4,80 |
| 9 | 2 Schienen UIC 60 | - | - | 1,20 | 1,0 | 1,20 |
| 10 | LSW-Steher beidseitig | - | - | 0,54 | 1,1 | 0,59 |
| 11 | LSW-Verankerung beidseitig | - | - | 0,16 | 1,1 | 0,18 |
| 12 | LSW-Elemente beidseitig | - | - | 2,14 | 1,1 | 2,35 |
| | | | | | $\sum g_{k,i} = g_k =$ | 94,87 |

***Tabelle 3-4:*** *Ständige Lasten im Endzustand – Ausbaulasten, Fall minimale Schotterbetthöhe*

| | | Wichte [kN/m³] | Fläche [m²] | Streckenlast [kN/m] | Faktor [-] | $g_{k,i}$ [kN/m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | - | - | 25,80 | 1,0 | 25,80 |
| 2 | 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 25,0 | 0,160 | 4,00 | 1,0 | 4,00 |
| 3 | Abdichtung | 25,0 | 7,000 | 1,75 | 1,2 | 2,10 |
| 4 | Schutzbeton | 25,0 | 0,300 | 7,50 | 1,0 | 7,50 |
| 5 | Ausgleichsmörtel | 25,0 | 0,045 | 1,13 | 1,0 | 1,13 |
| 6 | Schotterbetthöhe minimal | 20,0 | 2,450 | 49,00 | 0,7 | 34,30 |
| 7 | Schotter - Schwelle | -20,0 | 0,189 | -3,78 | 1,0 | -3,78 |
| 8 | Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | - | - | 4,80 | 1,0 | 4,80 |
| 9 | 2 Schienen UIC 60 | - | - | 1,20 | 1,0 | 1,20 |
| 10 | LSW-Steher beidseitig | - | - | 0,54 | 1,1 | 0,59 |
| 11 | LSW-Verankerung beidseitig | - | - | 0,16 | 1,1 | 0,18 |
| 12 | LSW-Elemente beidseitig | - | - | 2,14 | 1,1 | 2,35 |
| | | | | | $\sum g_{k,i} = g_k =$ | 80,17 |

Die Eigengewichtslasten werden über den Brückenquerschnitt gesehen ihrer Lage nach verteilt angesetzt.
Als Ausbaulasten sind die beiden Randbalken HL 2.1 (70 cm) inklusive Ausgleichsmörtel und Kabeltrog IV, Lärmschutzwände, Abdichtung, Schutzbeton sowie der Oberbau (Schotterbett, Schwellen und Schienen inklusive Schienenbefestigung) aufzubringen.

Die dem Lastfall Ausbaulasten zugeordnete Einwirkung wird in die Bereiche Randbalken und Verkehrsfläche eingeteilt und in die Fälle minimale und maximale Schotterhöhe sowie Nennschotterhöhe unterschieden.
Die Einzelbauteile Schutzbeton und Abdichtung werden entsprechend ihrer Lage im Regelquerschnitt auf die Bereiche Verkehrsfläche und Randbalken aufgeteilt.

Die drei nachfolgenden Tabellen enthalten eine Aufschlüsselung der Lasten auf die beschriebenen Bereiche sowie Streckenlasten und bezogene Flächenlasten als Einwirkung auf das Finite Elemente Modell der Verbundbrücke.

***Tabelle 3-5:*** *Zuordnung von ständigen Lasten im Endzustand zu den Bereichen Randbalken und Verkehrsfläche – Ausbaulasten, Fall maximale Schotterbetthöhe*

| Bezeichnung | $g_{k,i}$ [kN/m] | Streckenlasten [kN/m] | |
|---|---|---|---|
| | | Bereich Verkehrsfläche | Bereich Randbalken |
| 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | 25,80 | -- | 12,90 |
| 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 4,00 | -- | 2,00 |
| Abdichtung *) | 2,10 | 1,54 | 0,28 |
| Schutzbeton *) | 7,50 | 5,50 | 1,00 |
| Ausgleichsmörtel | 1,13 | 1,13 | -- |
| Schotterbetthöhe maximal | 63,70 | 63,70 | -- |
| Schotter - Schwelle | -3,78 | -3,78 | -- |
| Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | 4,80 | 4,80 | -- |
| 2 Schienen UIC 60 | 1,20 | 1,20 | -- |
| LSW-Steher beidseitig | 0,59 | -- | 0,30 |
| LSW-Verankerung beidseitig | 0,18 | -- | 0,10 |
| LSW-Elemente beidseitig | 2,35 | -- | 1,18 |
| Summe Streckenlasten | | 74,09 | 17,76 |

*) Gewicht der Einzelbauteile wird anteilig auf die Geometrie im Regelquerschnitt aufgeteilt

| Flächenlasten [kN/m²] | |
|---|---|
| Bereich Verkehrsfläche 4,40 m Breit | Bereich Randbalken je 1,30 m Breit |
| 16,84 | 13,66 |

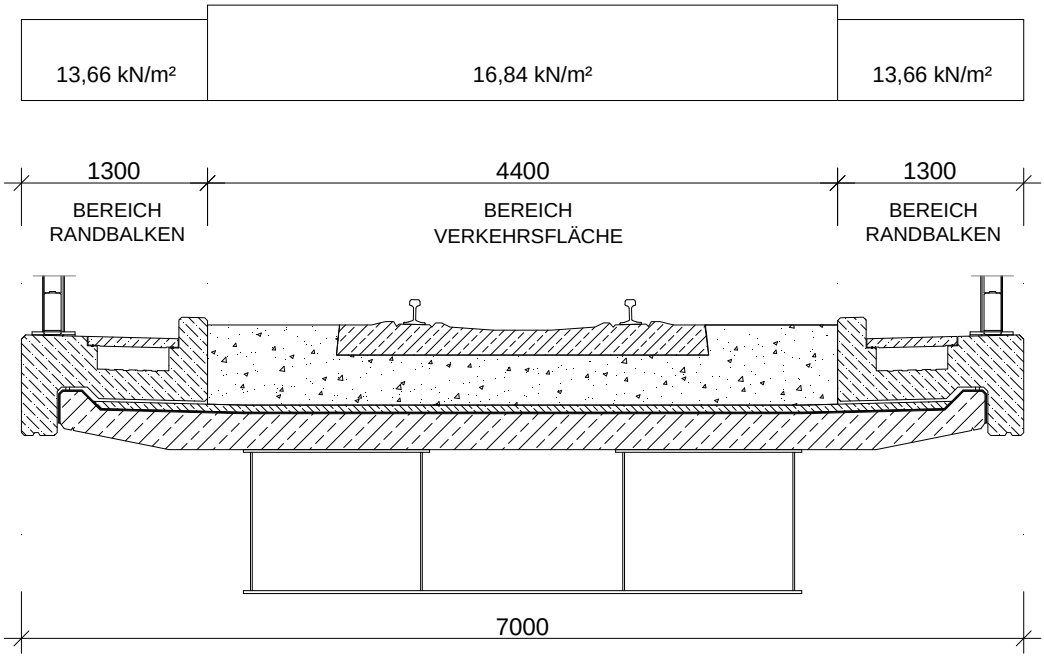



***Abbildung 3-1:*** *Laststellung von Ausbaulasten, Fall maximale Schotterbetthöhe*

***Tabelle 3-6:*** *Zuordnung von ständigen Lasten im Endzustand zu den Bereichen Randbalken und Verkehrsfläche – Ausbaulasten, Fall Nennschotterbetthöhe*

| Bezeichnung | $g_{k,i}$ [kN/m] | Streckenlasten [kN/m] | |
|---|---|---|---|
| | | Bereich Verkehrsfläche | Bereich Randbalken |
| 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | 25,80 | -- | 12,90 |
| 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 4,00 | -- | 2,00 |
| Abdichtung *) | 2,10 | 1,54 | 0,28 |
| Schutzbeton *) | 7,50 | 5,50 | 1,00 |
| Ausgleichsmörtel | 1,13 | 1,13 | -- |
| Nennschotterbetthöhe | 49,00 | 49,00 | -- |
| Schotter - Schwelle | -3,78 | -3,78 | -- |
| Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | 4,80 | 4,80 | -- |
| 2 Schienen UIC 60 | 1,20 | 1,20 | -- |
| LSW-Steher beidseitig | 0,59 | -- | 0,30 |
| LSW-Verankerung beidseitig | 0,18 | -- | 0,10 |
| LSW-Elemente beidseitig | 2,35 | -- | 1,18 |
| Summe Streckenlasten | | 59,39 | 17,76 |

*) Gewicht der Einzelbauteile wird anteilig auf die Geometrie im Regelquerschnitt aufgeteilt

| Flächenlasten [kN/m²] | |
|---|---|
| Bereich Verkehrsfläche 4,40 m Breit | Bereich Randbalken je 1,30 m Breit |
| 13,50 | 13,66 |

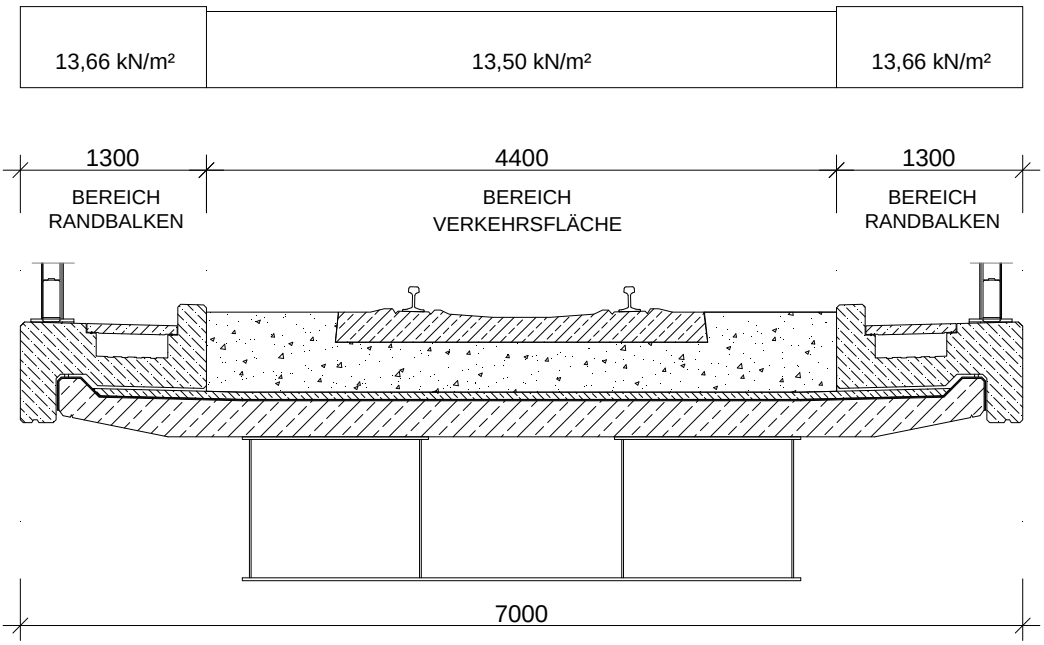



***Abbildung 3-2:*** *Laststellung von Ausbaulasten, Fall Nennschotterbetthöhe*

***Tabelle 3-7:*** *Zuordnung von ständigen Lasten im Endzustand zu den Bereichen Randbalken und Verkehrsfläche – Ausbaulasten, Fall minimale Schotterbetthöhe*

| Bezeichnung | $g_{k,i}$ [kN/m] | Streckenlasten [kN/m] | |
|---|---|---|---|
| | | Bereich Verkehrsfläche | Bereich Randbalken |
| 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | 25,80 | -- | 12,90 |
| 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 4,00 | -- | 2,00 |
| Abdichtung *) | 2,10 | 1,54 | 0,28 |
| Schutzbeton *) | 7,50 | 5,50 | 1,00 |
| Ausgleichsmörtel | 1,13 | 1,13 | -- |
| Schotterbetthöhe minimal | 34,30 | 34,30 | -- |
| Schotter - Schwelle | -3,78 | -3,78 | -- |
| Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | 4,80 | 4,80 | -- |
| 2 Schienen UIC 60 | 1,20 | 1,20 | -- |
| LSW-Steher beidseitig | 0,59 | -- | 0,30 |
| LSW-Verankerung beidseitig | 0,18 | -- | 0,10 |
| LSW-Elemente beidseitig | 2,35 | -- | 1,18 |
| Summe Streckenlasten | | 44,69 | 17,76 |

*) Gewicht der Einzelbauteile wird anteilig auf die Geometrie im Regelquerschnitt aufgeteilt

| Flächenlasten [kN/m²] | |
|---|---|
| Bereich Verkehrsfläche 4,40 m Breit | Bereich Randbalken je 1,30 m Breit |
| 10,15 | 13,66 |

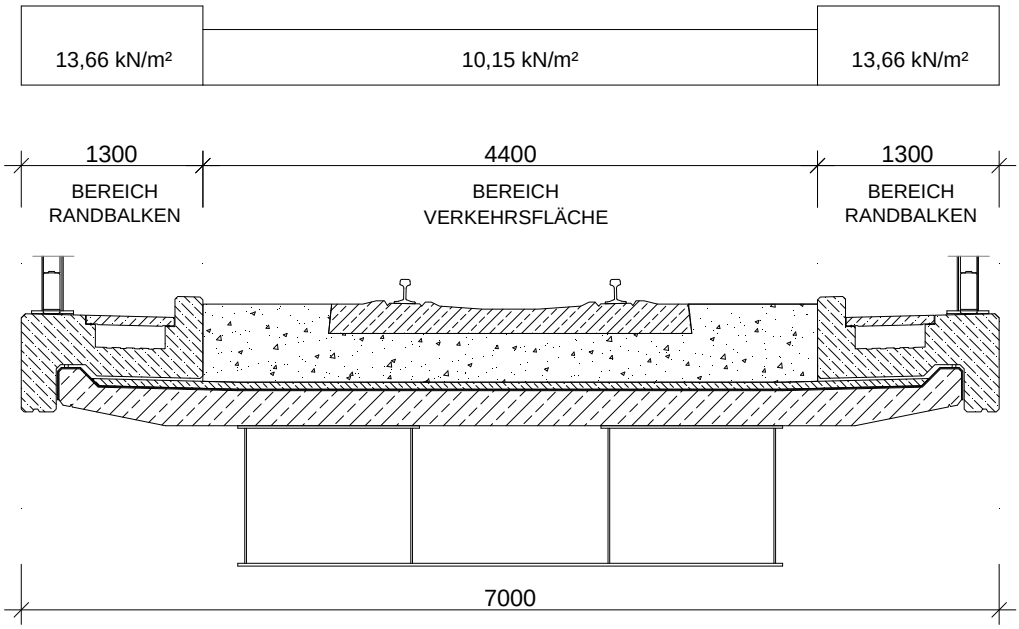



***Abbildung 3-3:*** *Laststellung von Ausbaulasten, Fall minimale Schotterbetthöhe*

<u>Hinweis:</u> Für die Eingabe der Ausbaulasten in das Finite Elemente Programm wird das nachstehende Modell herangezogen und ist für die Fälle minimale, maximale Schotterbetthöhe sowie Nennschotterbetthöhe gültig.

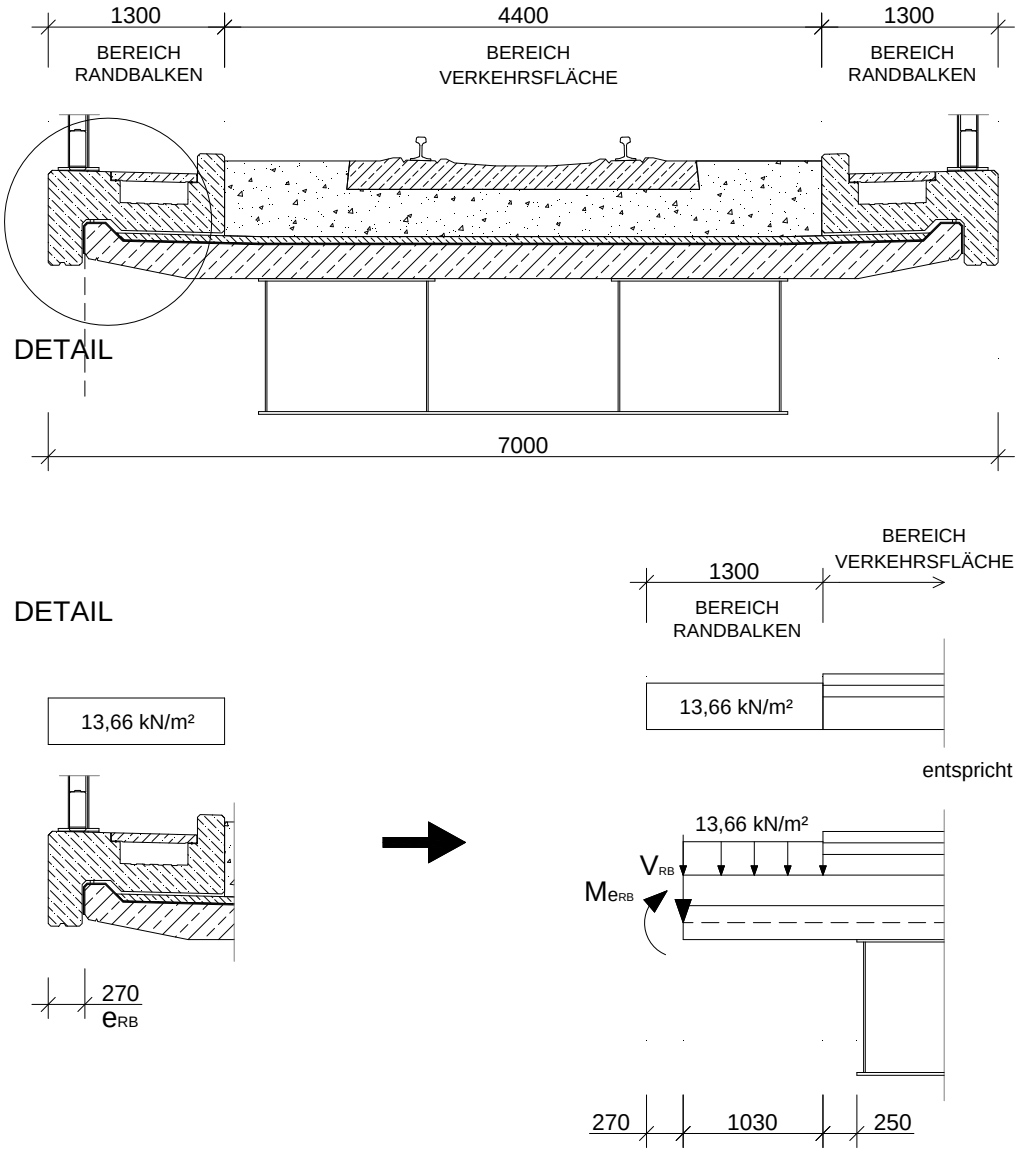



***Abbildung 3-4:*** *Einwirkungen auf das Finite Elemente-Tragmodell in Folge des Randbalkenüberstandes von Ausbaulasten*

mit

$$Me_{RB} = \pm\, 13{,}66 \cdot \frac{0{,}27^2}{2} = \pm\, 0{,}498\ kNm/m$$

$$V_{RB} = 13{,}66 \cdot 0{,}27 = 3{,}69\ kN/m$$

## 3.2 Veränderliche Einwirkungen

### 3.2.1 Vertikale Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr auf ein Gleis

#### 3.2.1.1 Vertikallasten zufolge Lastmodell 71 (Regelverkehr auf Hauptstrecken) **EN 1-2, 6.3.2**

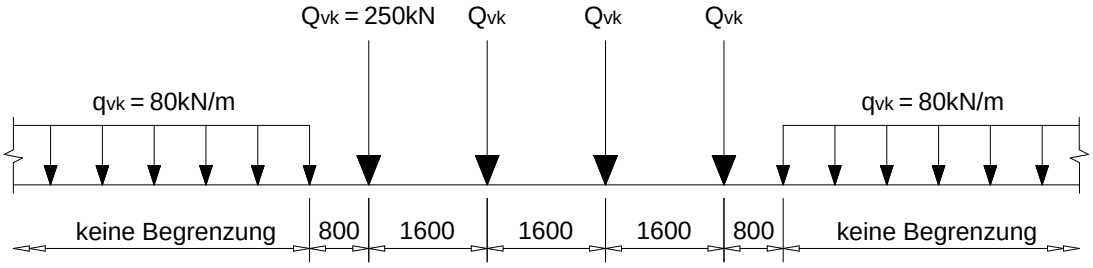



***Abbildung 3-5:*** *Lastmodell 71 – charakteristische Werte der Vertikallasten* **EN 1-2, Bild 6.1**

Die oben angegebenen charakteristischen Werte sind mit dem Lastklassenbeiwert *α* zu vergrößern. Weiters sind die klassifizierten Vertikallasten jeweils mit **EN 1-2, 6.3.2 (3)**
dem entsprechenden dynamischen Beiwert Φ zu multiplizieren. **EN 1-2, 6.4.5.2**

#### 3.2.1.2 Vertikallasten zufolge Lastmodell SW/0 (Regelverkehr auf Hauptstrecken für Durchlaufträgerbrücken) **EN 1-2, 6.3.1 (1)**

Diese Einwirkung wird im gegenständlichen Projekt nicht angesetzt.

#### 3.2.1.3 Vertikallasten, charakteristische Werte - SW/2 (Schwerverkehr) **EN 1-2, 6.3.3**

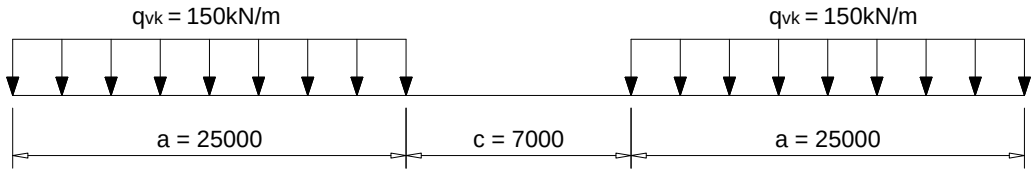



***Abbildung 3-6:*** *Lastmodell SW/2 – charakteristische Werte der Vertikallasten* **EN 1-2, Bild 6.2**

Das Lastmodell SW/2 ist nicht mit dem Lastklassenbeiwert *α* zu multiplizieren. **EN 1-2, 6.3.2 (3)**
Der dynamische Beiwert *Φ* ist anzuwenden. **EN 1-2, 6.3.3**

#### 3.2.1.4 Vertikallasten zufolge Lastmodell HSLM **EN 1-2, 6.3.1 (1)**

Diese Einwirkung ist nur bei Reisezügen für Zuggeschwindigkeiten von mehr als *200* km/h anzuwenden und wird hier nicht berücksichtigt.

#### 3.2.1.5 Vertikallasten zufolge Lastmodell “unbeladener Zug” **EN 1-2, 6.3.4**

Dieses Lastmodell entspricht einer gleichmäßig verteilten Streckenlast im Ausmaß von $q_{vk}$ = 10 kN/m über die gesamte Länge der Brücke. Es wird für den Nachweis der Stabilität ohne Seitenkräfte jedoch mit Windlasten kombiniert.
Weder der Lastklassenbeiwert noch der dynamische Beiwert sind anzusetzen.

#### 3.2.1.6 Exzentrizität der Vertikallasten $e_1$ (LM 71) **EN 1-2, 6.3.5**

Die seitliche Exzentrizität der Einwirkungen aus dem Lastmodell 71 ist durch ein Verhältnis der beiden Radlasten aller Achsen von 1:1,25 zu berücksichtigen. Die resultierende Exzentrizität $e_1$ ergibt sich bei Normalspurbahnen zu *83* mm. Sie kann bei der Berechnung der Ermüdung vernachlässigt werden.

#### 3.2.1.7 Exzentrische Gleislage $e_2$ **ÖN B 1-2, 4.2.7 (1)**

Bei eingleisigen Tragwerken mit Schotterbett ist bei der Gleislage, soweit vom Infrastrukturbetreiber keine anderen Angaben vorliegen, eine Abweichung von 100 mm nach jeder Seite einzuplanen.

***Tabelle 3-8:*** *Exzentrizitäten $e_{ges} = e_1 + e_2$ [mm] für die Lastmodelle 71 und SW/2*

| | $e_{ges}$ - LM 71 [mm] | $e_{ges}$ - SW/2 [mm] |
|---|---|---|
| ULS (NW der Tragfähigkeit) | 183 | 100 |
| SLS (NW der Gebrauchstauglichkeit) | 183 | 100 |
| FLS (Ermüdungsnachweis) | 100 | - |

### 3.2.2 Weitere veränderliche vertikale Einwirkungen

#### 3.2.2.1 Allgemeine Belastung aus Instandhaltung für Dienstgehwege **EN 1-2, 6.3.7**

Lasten auf Dienstgehwege sowie Lasten für die allgemeine Instandhaltung werden durch eine gleichmäßig verteilte Belastung mit dem charakteristischen Wert $q_{fk}$ = 5,0 kN/m berücksichtigt. **EN 1-2, 6.3.7 (2)**

Für die Bemessung örtlicher Bauteile kann eine Einzellast $Q_k$ = 2,0 kN auf einer quadratischen Fläche mit 200 mm Seitenlänge angeordnet werden. **EN 1-2, 6.3.7 (3)**

#### 3.2.2.2 Schneelasten

Schneelasten brauchen im Bereich der Gleise in Einwirkungskombinationen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen, die nach der Fertigstellung der Brücke auftreten, nicht berücksichtigt werden. **EN 0, A.2.2.4 (1)**

Bei Brücken mit Fußwegen (u. a. Dienstgehwege) werden statt den Nutzlasten die Schneelasten dann angesetzt, wenn diese größer als die angegebenen Nutzlasten von 5,0 kN/m² sind. **ÖN B 0, 4.1.4**

Die charakteristische Schneelast $s_k$ auf dem Boden wird in Österreich bei Gebieten unter 1.000 m Seehöhe mit 6,5 kN/m² angenommen. **ÖN B 1-1-3, Tab. A.1**

#### 3.2.2.3 Bauausführungslasten **EN 1-1-6, 4.11**

Bauausführungslasten $Q_c$ können in den entsprechenden Bemessungssituationen entweder als eine einzelne veränderliche Einwirkung angesehen werden oder sie können, wo angemessen, aus unterschiedlichen Arten von Bauausführungslasten zusammengesetzt werden und als eine einzelne veränderliche Einwirkung betrachtet werden. Wo zutreffend, sind einzelne und/oder gruppierte Bauausführungslasten gleichzeitig mit Lasten, die nicht aus der Bauausführung resultieren, zu berücksichtigen. **EN 1-1-6, 4.11.1 (1)**

Bauausführungslasen, die im Allgemeinen zu Berücksichtigen sind

- Personal und Handwerkzeuge
- Gestapelte und bewegbare Güter
- Nicht ständig vorhandene Ausrüstungsgegenstände
- Bewegbare schwere Maschinen und Ausrüstungsgegenstände
- Ansammlung von Abfallmaterialien
- Lasten durch Teile des Tragwerks für zeitlich begrenzte Bauzustände

Die gewählte Einwirkung infolge der Bauausführung durch Personal und Handwerkzeuge beträgt als Flächenlast $q_{ca} = 1{,}0$ kN/m² bzw. alternativ dazu eine Einzellast von 1,0 kN. Der ungünstigere Fall ist maßgebend.

### 3.2.3 Horizontale Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr **EN 1-2, 6.5**

#### 3.2.3.1 Zentrifugallasten (Fliehkräfte) **EN 1-2, 6.5.1**

Fliehkräfte werden ausschließlich auf Brücken, welche ganz oder teilweise in einem Gleisbogen liegen, angewendet und werden in dieser Berechnung aufgrund der Geometrie des Bauwerkes ($R = \infty$) nicht berücksichtigt.

### 3.2.3.2 Seitenstoß (Schlingerkraft) **EN 1-2, 6.5.2**

Der charakteristische Wert des Seitenstoßes $Q_{sk}$ beträgt 100 *kN*. Der Kraftangriffspunkt der Einzellast befindet sich auf Höhe der Schienenoberkante rechtwinkelig zur Gleisachse. **EN 1-2, 6.5.2 (1;2)**

Er ist mit dem Lastklassenbeiwert $\alpha$ zu vergrößern jedoch nicht mit dem dynamischen Beiwert $\Phi$ zu multiplizieren. **EN 1-2, 6.5.2 (3)** **EN 1-2, 6.5.2 (2)**

Der Seitenstoß ist immer mit einer vertikalen Verkehrslast zu kombinieren. **EN 1-2, 6.5.2 (4)**

### 3.2.3.3 Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen **EN 1-2, 6.5.3**

Diese Kräfte wirken auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung des Gleises gleichmäßig über die zugehörige Einflusslänge $L_{a,b}$ [m] verteilt. **EN 1-2, 6.5.3 (1)**

***Tabelle 3-9:*** *Charakteristische Werte von Anfahr- und Bremskräften* **EN 1-2, 6.5.3 (3)**

| | Einflusslänge $L_{a,b}$ [m] | LM 71 | | LM SW/2 *) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | $Q_{lak(lbk)}$ [kN/m] | $Q_{lak(lbk)} < Q_{lak(lbk),max}$ [kN] | $Q_{lak(lbk)}$ [kN/m] | $Q_{lak(lbk)} < Q_{lak(lbk),max}$ [kN] |
| Anfahrkraft | Tragwerkslänge | 33,0 | 33,0 · 22,4 = 739,2<br>739,2 · $\alpha$ < 1000 | 33,0 | 33,0 · 22,4 = 739,2<br>739,2 < 1000 |
| Bremskraft | Tragwerkslänge bzw. Bereiche a | 20,0 | 20,0 · 22,4 = 448,0<br>448,0 · $\alpha$ < 6000 | 35,0 | - |

*) Die Lasten sind nur auf die Bereiche a (siehe 3.2.1.3) anzusetzen **EN 1-2, 6.5.3 (2), A1**

Die oben genannten charakteristischen Werte sind nicht mit dem dynamischen Beiwert $\Phi$ zu beaufschlagen. Der Faktor $\alpha$ ist nur bei LM 71 zu berücksichtigen. **EN 1-2, 6.5.3 (3)** **EN 1-2, 6.5.3 (4)**

Die Anfahr- und Bremskräfte sind mit den zugehörigen Vertikallasten aus den jeweiligen Lastmodellen zu kombinieren. **EN 1-2, 6.5.3 (7)**

Das Lastmodell „unbeladener Zug“ muss nicht mit den Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen kombiniert werden. **EN 1-2, 6.5.3 (2), A2**

Wenn das Gleis an einem oder beiden Überbauenden durchläuft, wird nur ein gewisser Anteil der Anfahr- und Bremskräfte vom Überbau auf die Lager übertragen. Der verbleibende Lastanteil wird vom Gleis übertragen und hinter den Widerlagern aufgenommen. **EN 1-2, 6.5.3 (8)**

Die Berücksichtigung der gemeinsamen Antwort von Tragwerk und Gleis auf veränderliche Einwirkungen wird auf der sicheren Seite liegend nicht mit einbezogen.

### 3.2.4 Weitere veränderliche horizontale Einwirkungen

#### 3.2.4.1 Allgemeine Belastung aus Instandhaltung für Dienstgehwege

**EN 1-2, 6.3.7 (4)**

Horizontalkräfte auf Geländer, Seitenwände und Abgrenzungen (u. a. Lärmschutzwände) für Personen können durch eine charakteristische Linienlast von 1,0 kN/m in einer Höhe von 1,20 m über Gehwegoberkante berücksichtigt werden.

**ÖN B 1-2, 4.2.2.4**

### 3.2.5 Dynamische Einwirkungen (einschließlich Resonanz)

**EN 1-2, 6.4**

Brückentragwerke weisen infolge statischer Belastungen Spannungen und Verformungen auf, welche bei dynamischer Verkehrseinwirkung vergrößert oder vermindert werden. Die Berücksichtigung dieses Effektes kann durch eine quasi-statische oder eine dynamische Berechnung erfolgen.

#### 3.2.5.1 Auswahl des Berechnungsverfahrens

**EN 1-2, 6.4.3 f**

Die Anforderung, ob eine quasi-statische oder dynamische Berechnung durchzuführen ist, hängt von den folgenden Faktoren ab

**EN 1-2, Bild 6.9**

- $V \leq 200$ km/h
- Einfeldträgerbrücke
- Grenzen der ersten Eigenfrequenz des Tragwerks unter ständigen Lasten bei einer Spannweite des Verbundtragwerks von $l_{st} = 20{,}0$ m

  **EN 1-2, Bild 6.10**

  $n_{0,\,max} = 10{,}0$ Hz

  $n_{0,\,min} = 4{,}0$ Hz

Die größten dynamischen Auswirkungen treten gewöhnlich bei den Spitzenwerten der Resonanz auf, wenn die Belastungsfrequenz und ein Vielfaches einer Eigenfrequenz des Tragwerks übereinstimmen.

**EN 1-2, 6.4.6.3.2**

Für den Ansatz der Brückenmasse werden die ständigen Lasten aus Eigengewicht und die Ausbaulasten mit maximaler Schotterbetthöhe herangezogen.

***Tabelle 3-10:*** *Ansatz der Ausbaulasten für die dynamische Berechnung, maximale Schotterbetthöhe*

| | | Wichte [kN/m³] | Fläche [m²] | Streckenlast [kN/m] | Faktor [-] | $g_{k,i}$ [kN/m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Stahlkonstruktion | 78,5 | 0,171 | 13,42 | 1,1 | 14,77 |
| 2 | STB-Fahrbahnplatte | 25,0 | 1,593 | 39,83 | 1,0 | 39,83 |
| 3 | 2 Randbalken HL 2.1 (70/200 cm) | - | - | 25,80 | 1,0 | 25,80 |
| 4 | 2 Kabelträge IV mit Einbauten | 25,0 | 0,160 | 4,00 | 1,0 | 4,00 |
| 5 | Abdichtung | 25,0 | 7,000 | 1,75 | 1,2 | 2,10 |
| 6 | Schutzbeton | 25,0 | 0,300 | 7,50 | 1,0 | 7,50 |
| 7 | Ausgleichsmörtel | 25,0 | 0,045 | 1,13 | 1,0 | 1,13 |
| 8 | Schotterbett maximal | 20,0 | 2,450 | 49,00 | 1,3 | 63,70 |
| 9 | Schotter - Schwelle | -20,0 | 0,189 | -3,78 | 1,0 | -3,78 |
| 10 | Schwellen B 70 inkl. Schienenbefestigung | - | - | 4,80 | 1,0 | 4,80 |
| 11 | 2 Schienen UIC 60 | - | - | 1,20 | 1,0 | 1,20 |
| 12 | LSW-Steher beidseitig | - | - | 0,54 | 1,1 | 0,59 |
| 13 | LSW-Verankerung beidseitig | - | - | 0,16 | 1,1 | 0,18 |
| 14 | LSW-Elemente beidseitig | - | - | 2,14 | 1,1 | 2,35 |
| | | | | | $\sum g_{k,i} = g_k =$ | 164,17 |

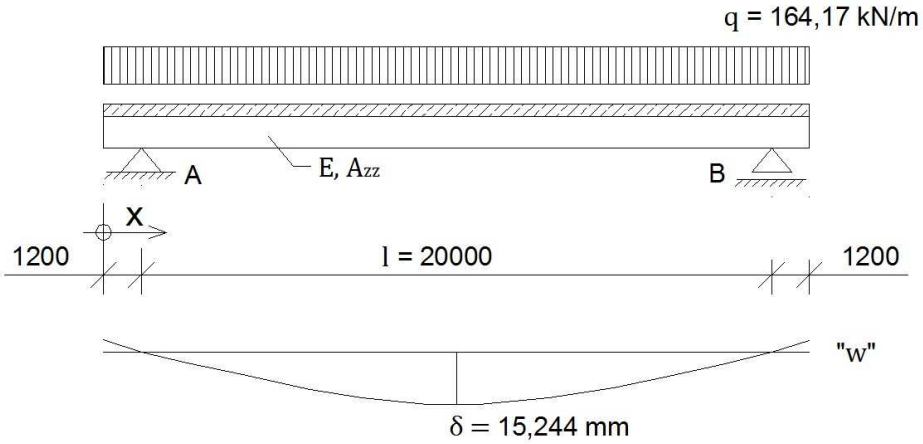



*Abbildung 3-7: Belastung und statisches System für die Berechnung der Durchbiegung in Feldmitte*

Für den federnd gelagerten Massenpunkt ergibt sich die erste Eigenfrequenz zu

$$f = \frac{\sqrt{g}}{2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\delta}} = \frac{\sqrt{9{,}81}}{2 \cdot \pi \cdot \sqrt{0{,}015244}} = 4{,}03\ Hz$$

$g$ Fallbeschleunigung 9,81m/s²

$\delta$ Durchbiegung [m]

Der Wert der ersten Eigenfrequenz $n_0$ liegt mit 4,03 Hz knapp oberhalb der unteren Grenze der für eine quasi-statische Berechnung erlaubten Brückeneigenfrequenz (4,0 Hz) nach Bild 6.10 in der EN 1-2. Dynamische Effekte resultierend aus Zugsüberfahrten werden in der vorliegenden Statik für das Brückentragwerk durch das quasi statische Verfahren berücksichtigt.

***Abbildung 3-8:*** *Erste Eigenform der Verbundbrückenkonstruktion*

### 3.2.5.2 Quasi statisches Verfahren – Dynamischer Beiwert Φ ($\Phi_2$, $\Phi_3$)

**EN 1-2, 6.4.5**

Der dynamischen Beiwert Φ wird für die Lastmodelle 71, SW/0 und SW/2 angewendet und wird unterschieden je nach Instandhaltungsqualität des Gleises in: **EN 1-2, 6.4.3 (1)** **EN 1-2, 6.4.5.2 (2)**

- $\Phi_2$ für sorgfältig instand gehaltene Gleise (generell bei den Österreichischen Bundesbahnen [ÖBB] anzuwenden) **ÖN B 1-2, 4.2.3.2.1**

  $$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82$$

  mit $1{,}0 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67$

- $\Phi_3$ für Gleise mit normaler Instandhaltung (für Endquerträger)

  $$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73$$

  mit $1{,}0 \leq \Phi_3 \leq 2{,}0$

Parameter zur Ermittlung der maßgebenden Längen $L_\Phi$

- Lokal- oder Querbeanspruchung bzw. Hauptträgerrichtung
- Art des Tragsystems und Oberbaus
- Material des Tragsystems

Wenn die resultierende Spannung in einem tragenden Bauteil von mehreren Anteilen die sich jeweils auf getrennte Tragfunktionen beziehen, abhängt, sollte jeder Anteil unter Verwendung der jeweiligen maßgebenden Länge berechnet werden. **EN 1-2, 6.4.5.3 (3)**

Die maßgebende Länge in Haupttragrichtung wird mit der Stützweite festgelegt. Für die Quertragrichtung der Fahrbahnplatte aus Beton wird näherungsweise die in Abbildung 3-9 dargestellte maßgebende Länge herangezogen.

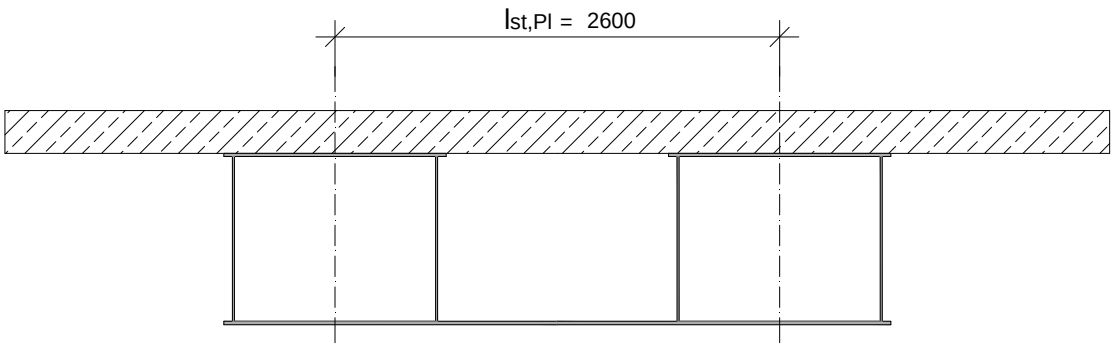



***Abbildung 3-9:*** *Maßgebende Länge $L_\Phi$ der Fahrbahnplatte aus Beton in Quertragrichtung. [mm]*

***Tabelle 3-11:*** *Maßgebende Längen $L_\Phi$ und dynamische Beiwerte* **EN 1-2, Tab. 6.2**

| Fall | Bauteil | maßgebende Länge $L_\Phi$ [m] | $\Phi_2$ [-] | $\Phi_3$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| 4 | Fahrbahnplatte aus Beton mit Schotterbett (für Lokal- und Querbeanspruchung) | | | |
| 4.1 | Tragwirkung rechtwinkelig zu den Hauptträgern | 2,60 | 1,67 | - |
| | Tragwirkung in Längsrichtung | 2,60 | 1,67 | - |
| | Kragarme in Querrichtung (Anm.: hier keine Eisenbahnlasten) | - | - | - |
| | Endquerträger | 3,60 | - | 2,0 |
| 5 | Hauptträger | | | |
| 5.1 | Einfeldträger und Platten | $l_{st} = 20{,}0$ | 1,157 | - |

Die Beiwerte sind nicht anzuwenden bei dem Lastmodell HSLM sowie dem Lastmodell „unbeladener Zug“. **EN 1-2, 6.4.5.2 (4)**

### 3.2.6 Wind

**EN 1-1-4, 8**

Die Windeinwirkung auf einfeldrige Brücken wird bei Tragwerken mit konstanter Bauhöhe und nur einem Überbau nach der ÖNORM EN 1991-1-4, Kapitel 8 aufgestellt.

Windkräfte auf Brückenbauwerken rufen Kräfte in x, y und z-Richtung hervor.

(Definition der Achsrichtungen lt. Norm stimmt nicht mit den in der Statik gewählten Achsrichtungen überein!)

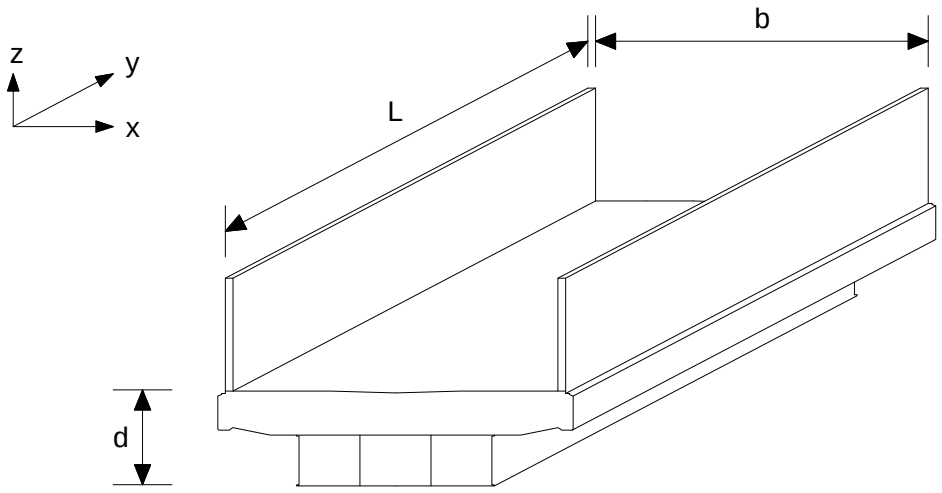



***Abbildung 3-10:*** *Definition der Achsen und der Abmessungen (Windeinwirkung)* **EN 1-1-4, Bild 8.2**

Hierbei ist die

| | |
|---|---|
| x-Richtung | parallel zur Fahrbahnfläche, senkrecht zur Längsachse des Überbaues |
| y-Richtung | die Richtung der Längsachse des Überbaues |
| z-Richtung | senkrecht zur Fahrbahnfläche |

Kräfte in x- und y-Richtung werden aus Windeinwirkungen aus unterschiedlichen Richtungen hervorgerufen und treten gewöhnlich nicht gleichzeitig auf. Kräfte in z-Richtung können aus Windanströmungen aus unterschiedlichen Richtungen resultieren, sie sollten als gleichzeitig wirkend mit den Kräften in anderen Richtungen angesetzt werden, wenn sie ungünstig wirken und von nicht vernachlässigbarer Größenordnung sind. **EN 1-1-4, 8.1 (3)**

Die Berechnung der Windeinwirkung erfolgt unter Anwendung von quasi-statischen Lastannahmen. **EN 1-1-4, 8.2**

### 3.2.6.1 Kraftbeiwerte in x-Richtung (allgemeine Methode) **EN 1-1-4, 8.3.1**

***Tabelle 3-12:*** *Kraftbeiwert in X-Richtung für die Fälle Verkehr und Bauzustand* **EN 1-1-4, Bild 8.3**

| | rechnerische Höhe $d_{tot}$ [cm] | $b$ [cm] | $b / d_{tot}$ [-] | $c_{f,x} = c_{fx,0}$ [-] |
|---|---|---|---|---|
| Verkehr | 605 | 700 | 1,157 | 2,15 |
| Bauzustand mit Geländer | d + 60 = 200,5 | 646 | 3,222 | 1,53 |
| Brücke mit LSW ohne Verkehr | 410 | 700 | 1,707 | 1,99 |

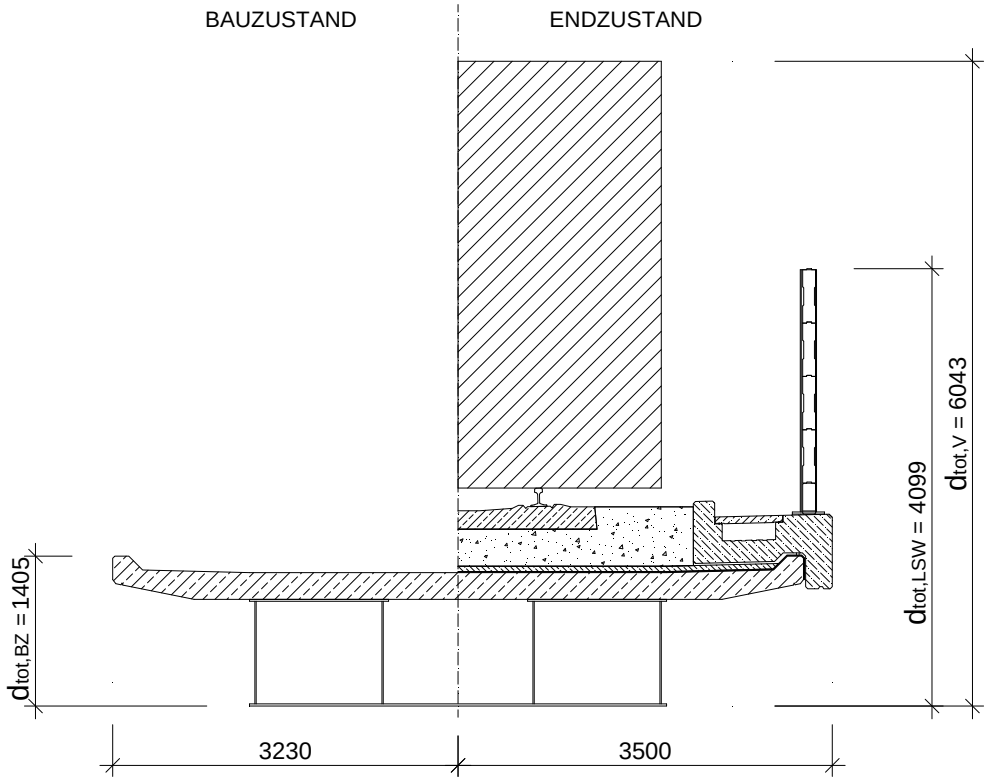



***Abbildung 3-11:*** *Anströmhöhen bei Windeinwirkung, Bauzustand und Endzustand*

### 3.2.6.2 Kräfte in x-Richtung - Vereinfachtes Verfahren **EN 1-1-4, 8.3.2**

Die Berechnung der Windkraft erfolgt auf Basis der quasi-statischen Lastannahmen mit der Formel

$$F_W = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_b}^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = q_{b,0} \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

Geländekategorie II

Höhe über Grund (Annahme ungünstig) $z_e = 20{,}0\ m$

Basiswindgeschwindigkeit (Traun, ungünstig) $v_{b,0} = 28{,}3\ m/s$ **ÖN B 1-1-4, Tab. A.1**

dazugehöriger Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0} = 0{,}50\ kN/m^2$ **ÖN B 1-1-4, Tab. A.1**

Dichte der Luft $\rho = 1{,}25\ kg/m^3$ **ÖN B 1-1-4, 4.2.5 (2)**

Basiswindgeschwindigkeit $v_b$ **EN 1-1-4, 4.2 (2)**

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot v_{b,0}$$

mit $c_{dir} = 1{,}0$ und $c_{season} = 1{,}0$ **ÖN B 1-1-4, 4.2.2 (3)**

$$v_b = v_{b,0} = 28{,}3\ m/s$$

Geländefaktor $c_e(z)$ **ÖN B 1-1-4, Tab. 1**

$$c_e(z) = \frac{q_p}{q_b} = \frac{q_p}{q_{b,0}} = 2{,}1 \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{0{,}24}$$

$$c_e(z) = 2{,}1 \cdot \left(\frac{20}{10}\right)^{0{,}24} = 2{,}48$$

Windlastfaktor $C$ **EN 1-1-4, 8.3.2 (1)**

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

***Tabelle 3-13:*** *Windlastfaktor C in Abhängigkeit vom Geländefaktor $c_e(z)$ und dem Kraftbeiwert $c_{f,x}$*

| | $c_e(z)$ [-] | $c_{f,x}$ [-] | $C$ [-] |
|---|---|---|---|
| Brücke unter Verkehr | 2,48 | 2,15 | 5,33 |
| Bauzustand (mit Geländer) | | 1,53 | 3,79 |
| Brücke mit Lärmschutzwand | | 1,99 | 4,94 |

Bezugsfläche $A_{ref,x}$ **EN 1-1-4,Bild 8.3**

$$A_{ref,x} = L \cdot d_{tot}$$

***Tabelle 3-14:*** *Bezugsfläche $A_{ref,x}$ in Abhängigkeit der Anströmhöhe und der Tragwerkslänge*

| | $L$ [m] | $d_{tot}$ [m] | $A_{ref,x}$ [m²] |
|---|---|---|---|
| Verkehr | 22,4 | 6,05 | 135,52 |
| Bauzustand (mit Geländer) | 22,4 | 2,01 | 45,02 |
| Brücke mit Lärmschutzwand | 22,4 | 4,10 | 91,84 |

***Tabelle 3-15:*** *gesamte Windkraft in Y-Richtung $F_{W,i}$ auf das Brückentragwerk* **EN 1-1-4, 8.3.2**

| | Verkehr | Bauzustand (mit Geländer) | Brücke mit Lärmschutzwand |
|---|---|---|---|
| $F_{W,i}$ [kN] | 361,2 | 85,31 | 226,8 |

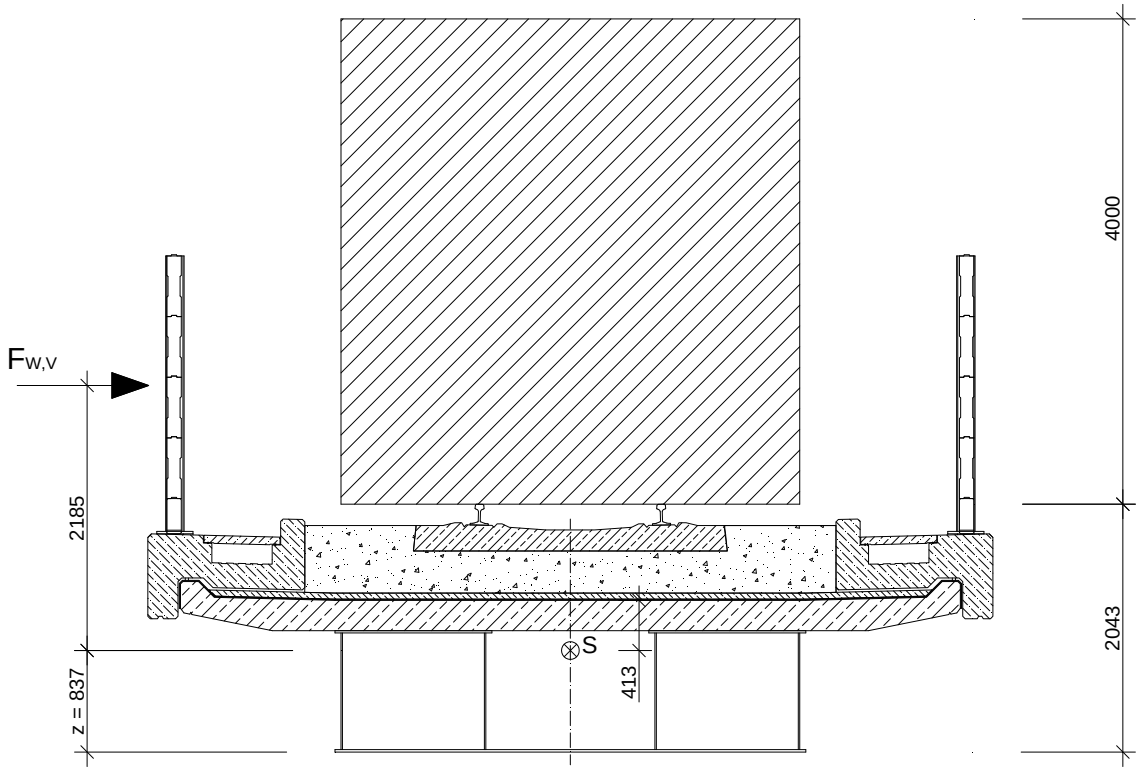



***Abbildung 3-12:*** *Schwerpunktlage und Windangriffshöhe – Tragwerk mit Verkehrsbelastung („Verkehr“)*

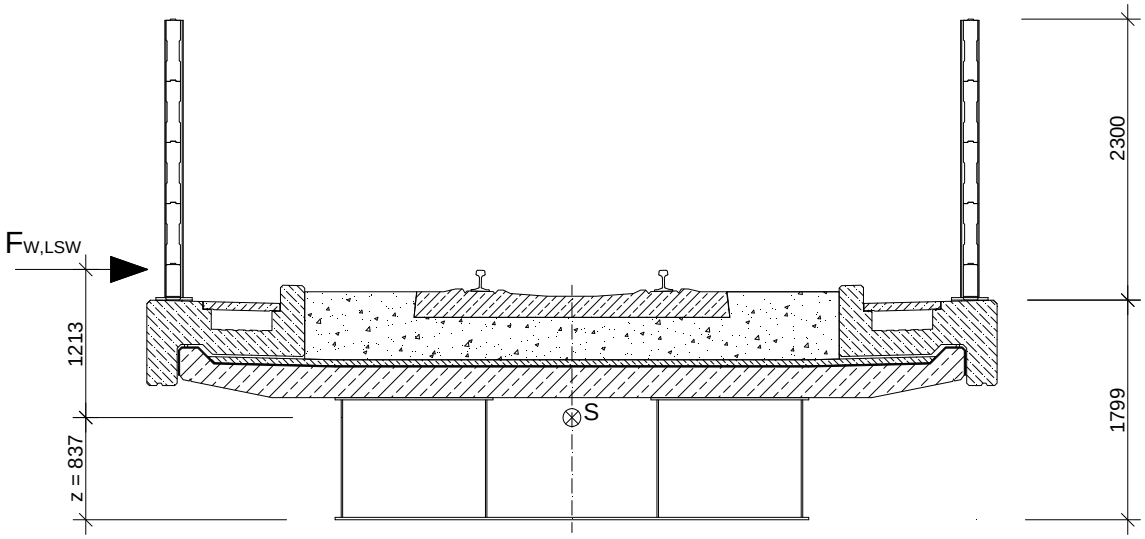



***Abbildung 3-13:*** *Schwerpunktlage und Windangriffshöhe – Tragwerk „mit Lärmschutzwand“*

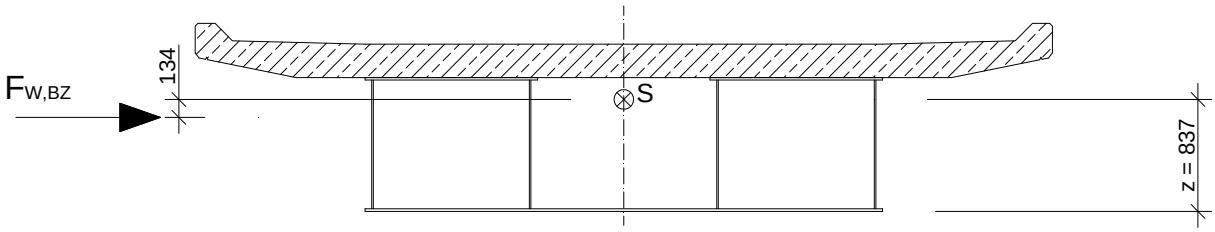



***Abbildung 3-14:*** *Schwerpunktlage und Windangriffshöhe – Tragwerk im „Bauzustand“*

### 3.2.6.3 Resultierende Einwirkungen auf das Tragwerk zufolge Wind

Als maßgebende Einwirkung kann der Fall Wind auf das Tragwerk unter Verkehr angesehen werden. Die Windeinwirkung $w_V$ wird in die Abschnitte Tragkonstruktion, Höhe Lärmschutzwand und Höhe Verkehr über Lärmschutzwand eingeteilt.

$$w_v = F_{w,V} \cdot \frac{1}{(l_{St} \cdot h_V)} = 361{,}2 \cdot \frac{1}{(22{,}4 \cdot 6.043)} = 2{,}67\ kN/m^2$$

Die direkten veränderlichen horizontalen Lasten auf den Verbundquerschnitt werden wie folgt berechnet.

$$W_{UG} = w_v \cdot t_{UG} = 2{,}67 \cdot 0{,}02 = 0{,}053\ kN/m$$

$$w_{STEG} = w_v = 2{,}67\ kN/m^2$$

$$W_{OG} = w_v \cdot t_{OG} = 2{,}67 \cdot 0{,}018 = 0{,}048\ kN/m$$

$$W_{STB,1} = w_v \cdot d_{STB} = 2{,}67 \cdot 0{,}25 = 0{,}668\ kN/m$$

Die Windlast auf den Randbalken und die Lärmschutzwand wird auf eine horizontale Ersatzlast und ein Moment zufolge der Lastexzentrizität aufgeteilt.

$$W_{STB,2} = w_v \cdot h_1 = 2{,}67 \cdot 2{,}839 = 7{,}580\ kN/m$$

$$W_{STB,R} = W_{STB,1} + W_{STB,2} = 0{,}668 + 7{,}58 = 8{,}248\ kN/m$$

$$M_{h_1} = w_{STB} \cdot \left(\frac{h_1}{2} + d_{STB}\right) = 2{,}67 \cdot \left(\frac{2{,}839}{2} + 0{,}25\right) = 4{,}34\ kNm/m$$

Die auf die Höhe $h_2$ wirkende Flächenlast wird in eine Horizontalkomponente und ein vertikal wirkendes Kräftepaar umgelegt.

$$W_{STB,M} = w_v \cdot h_2 = 2{,}67 \cdot 1{,}954 = 5{,}217\ kN/m$$

$$V_{h_2} = \pm \left[W_{STB,M} \cdot \left(\frac{h_2}{2} + h_1 + \frac{d_{STB}}{2}\right)\right] \cdot \frac{1}{b_S} = \pm [5{,}217 \cdot 3{,}941] \cdot \frac{1}{1{,}48} = \pm 13{,}89\ kN/m$$

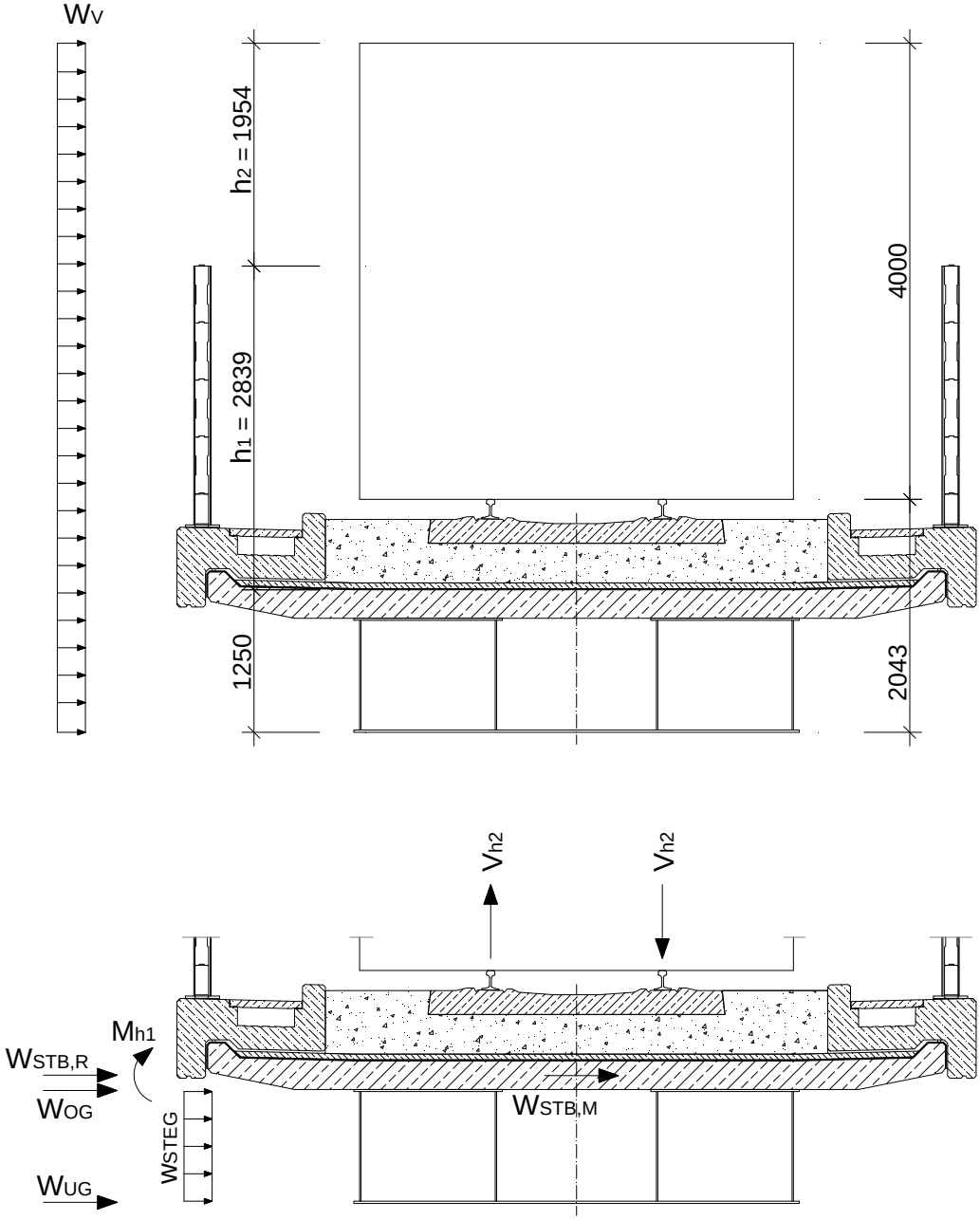



***Abbildung 3-15:*** *Windeinwirkung auf das Tragwerk unter Verkehrsbelastung; Aufteilung der Windeinwirkung „Verkehr“ auf das Tragwerk*

Drückt man das vertikale Kräftepaar als Flächenmoment auf Höhe der Stahlbeton-Oberkante bezogen auf den Fall Nennschotterhöhe (der Fehler im Vergleich zu genauer Laststellung mit maximaler und minimaler Nennschotterhöhe beträgt weniger als 3 %) aus, so errechnet sich die Zusatzeinwirkung aus dem Windanteil $h_2$ zu

$$m_{h_2} = \left[W_{STB,M} \cdot \left(\frac{h_2}{2} + h_1\right)\right] \cdot \frac{1}{b_{Nenn}} = [5{,}217 \cdot 3{,}816] \cdot \frac{1}{2{,}768} = 7{,}19\ kNm/m^2$$

Die Horizontalkraft bezogen auf die Lastausbreitungsfläche von Schwellen und Schotterbett beträgt für den Fall Nennschotterhöhe an der Stahlbeton-Oberkante

$$w_{STB,M} = W_{STB,M} \cdot \frac{1}{b_{Nenn}} = 5{,}217 \cdot \frac{1}{2{,}768} = 1{,}88\ kN/m^2$$

### 3.2.7 Temperatur

**EN 1-1-5**

Tägliche und jahreszeitliche Schwankungen der Außenlufttemperatur, Sonneneinstrahlung, Rückstrahlung, usw. führen zu einer Veränderung der Temperaturverteilung in den betroffenen Bauteilen eines Tragwerks. **EN 1-1-5, 4 (1)**

<u>Temperaturunterschiede bei Brücken</u> **EN 1-1-5, 6**

Verbundkonstruktionen sind bei der Ermittlung der Einwirkungen zufolge Temperatur als Typ 2 einzuordnen. **EN 1-1-5, 6.1.1 (1)**

Sofern keine genaueren Untersuchungen erforderlich sind, ist für die Ermittlung der veränderlichen Temperaturanteile Methode 1 (entspricht Verfahren 1) anzuwenden. **ÖN B 1-1-5, 4.2.2**

#### 3.2.7.1 Konstanter Temperaturanteil

**EN 1-1-5, 6.1.3**

Minimale und maximale Aussenlufttemperaturen im Wald- und Mühlviertel (am ungünstigsten) mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von *0,02* ergeben sich zu **EN 1-1-5, 6.1.3.2**

$T_{min} = -32$ °C **ÖN B 1-1-5, Tab. 1**

$T_{max} = +38$ °C **ÖN B 1-1-5, 4.1 (1)**

Minimum und Maximum des konstanten Temperaturanteils für Brücken und Brückenüberbau - Typ 2 sind **EN 1-1-5, Bild 6.1**

$T_{e,min} = -28$ °C

$T_{e,max} = +42$ °C

*Änderung des konstanten Temperaturanteils* **EN 1-1-5, 6.1.3.3**

$T_0 = 10$ °C … Aufstelltemperatur der Brücke **EN 1-1-5, A.1 (3)**

Charakteristische Werte der Verkürzung und Ausdehnung des konstanten Temperaturanteils der Brücke **EN 1-1-5, 6.1.3.3 (3)**

$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = -38$ °C … im kältesten Zustand

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = +32$ °C … im wärmsten Zustand

#### 3.2.7.2 Veränderliche Temperaturanteile

**EN 1-1-5, 6.1.4**

Während einer vorgegebenen Zeitspanne verursacht die Erwärmung und Abkühlung zufolge des konstanten Temperaturanteils des Brückenüberbaus eine maximale Temperaturveränderung infolge Erwärmung (Oberseite wärmer) und eine maximale Temperaturveränderung infolge Abkühlung (Unterseite wärmer). **EN 1-1-5, 6.1.4 (1)**

*Vertikal linear veränderliche Anteile (Verfahren 1)* **EN 1-1-5, 6.1.4.1**

Die Beanspruchung aus vertikalen Temperaturunterschieden wird über einen konstanten linearen Temperaturanteil ausgedrückt, welcher zwischen der Ober- und Unterseite des Brückenüberbaus unterscheidet. Die nachfolgend angeführten Werte $\Delta T_{M,cool,50}$ und $\Delta T_{M,heat,50}$ gelten für eine obere Belagsdicke von 50 mm und müssen hier im Anschluss mit dem Faktor $k_{sur}$ angepasst werden.

$\Delta T_{M,cool,50} = 18$ ℃ … Unterseite wärmer als Oberseite → $k_{sur} = 1,2$ **EN 1-1-5, Tab. 6.1**

$\Delta T_{M,heat,50} = 15$ ℃ … Oberseite wärmer als Unterseite → $k_{sur} = 0,8$ **und Tab. 6.2**

$\Delta T_{M,cool} = 22$ ℃ … Unterseite wärmer als Oberseite

$\Delta T_{M,heat} = 12$ ℃ … Oberseite wärmer als Unterseite

### 3.2.7.3 Gleichzeitige Berücksichtigung von konstanten und veränderlichen Temperaturanteilen **EN 1-1-5, 6.1.5**

Wichtungsfaktoren: $\omega_N = 0,35$ und $\omega_M = 0,75$

Für die Kombination der konstanten und veränderlichen Temperaturanteile wird der ungünstigste der folgenden Werte maßgebend.

***Tabelle 3-16:*** *Kombinationen der konstanten und veränderlichen Temperaturanteile*

| Kombination | $T_{TW\text{-}OK}$ [℃] | $T_{TW\text{-}UK}$ [℃] | Anmerkung |
|---|---|---|---|
| $\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$ | 17,2 | 5,2 | Oberseite wärmer als Unterseite |
| $\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$ | 36,5 | 27,5 | Oberseite wärmer als Unterseite |
| $\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$ | 24,3 | - 2,3 | Unterseite wärmer als Oberseite |
| $\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$ | 46,3 | - 29,8 | Unterseite wärmer als Oberseite |

### 3.2.8 Aerodynamische Einwirkungen aus Zugbetrieb

**EN 1-2, 6.6**

Aerodynamische Einwirkungen aus dem Zugbetrieb sind bei der Bemessung von Bauwerken in der Nähe von Bahngleisen zu berücksichtigen. Diese können sein

- Einfache vertikale Flächen parallel zum Gleis (z.B. Schallschutzwände)
- Einfache horizontale Flächen über dem Gleis (z.B. Berührungsschutz)
- Einfache horizontale Flächen in Gleisnähe (z.B. Bahnsteigdächer ohne vertikale Wände)
- Vielfältige Bauwerke längs des Gleises mit vertikalen und horizontalen oder geneigten Flächen (z.B. abgeknickte Schallschutzwände, Bahnsteigdächer mit vertikalen Schürzen, usw.)
- Flächen, welche das Lichtraumprofil über eine begrenzte Länge umschließen - bis zu 20 m (horizontale Flächen über den Gleisen und mindestens eine vertikale Wand, z.B. Gerüste, Baubehelfe usw.)

Die Vorbeifahrt eines Zuges erzeugt für die oben genannten Bauwerke eine wandernde Welle mit abwechselnder Druck- und Sogwirkung. Für Nachweise der Tragsicherheit und Ermüdung dürfen diese Einwirkungen durch Ersatzlasten am Kopf und Ende eines Zuges angenähert werden. **EN 1-2, 6.6.1 (2)**

In den oben angeführten Bereichen befinden sich keine tragenden Einbauten, weshalb auf die weitere Ausführung dieses Kapitels verzichtet wird. Die Bemessung der erforderlichen Lärmschutzwand ist nicht Teil dieser Arbeit.

## 3.3 Außergewöhnliche Einwirkungen

### 3.3.1 Entgleisungseinwirkungen aus Zugverkehr

**EN 1-2, 6.7.1**

Brücken für den Eisenbahnverkehr sind auf Umkippen oder den Einsturz des Bauwerkes als Ganzes für den Fall einer Entgleisung zu bemessen. Hierbei sind zwei Bemessungssituationen zu berücksichtigen **EN 1-2, 6.7.1 (2)**

Bemessungssituation I **EN 1-2, 6.7.1 (3)**

Das entgleiste Fahrzeug verbleibt im Gleisbereich des Überbaus und wird vom Randbalken zurückgehalten, wobei der Einsturz eines Hauptbauteils des Bauwerks zu vermeiden ist. Örtliche Beschädigungen können jedoch hingenommen werden.

Die betroffenen Bauwerksteile sind auf folgende Bemessungsersatzlasten zu dimensionieren: **EN 1-2, Bild 6.26**

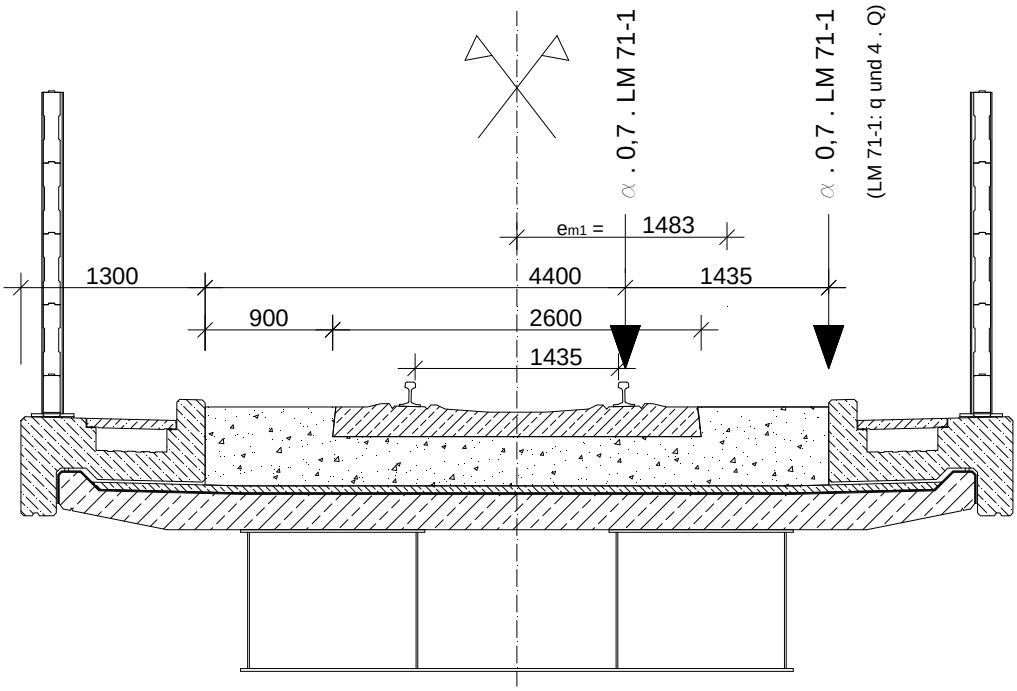



***Abbildung 3-16:*** *Außergewöhnliche Einwirkung Entgleisen, Ersatzlasten für Bemessungssituation I*

Bemessungssituation II **EN 1-2, 6.7.1 (4)**

Das entgleiste Fahrzeug balanciert auf der Brückenkante wodurch die Kante des Überbaues belastet wird (ausschließlich nichttragende Bauteile wie Randwege). Die Brücke darf unter der außergewöhnlichen Belastung weder umkippen noch einstürzen.

Bei dieser Bemessungssituation ist auf eine Länge von *20* m eine gleichmäßig verteilte Vertikallast von $q_{A2d} = \alpha \cdot 1{,}4 \cdot LM\,71$ zu betrachten, die an der seitlichen Grenze des Fahrbahnbereichs angreift. **EN 1-2, Bild 6.27**

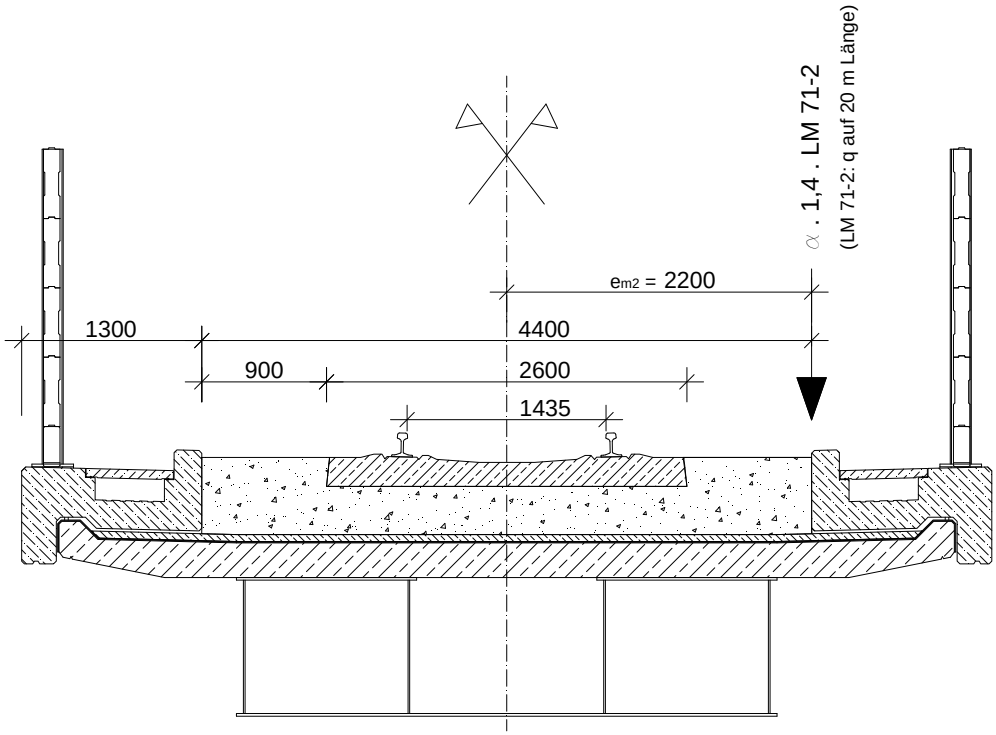



***Abbildung 3-17:*** *Außergewöhnliche Einwirkung Entgleisen, Ersatzlasten für Bemessungssituation II*

Für den Nachweis der Gesamtstabilität des Tragwerks sind die beiden oben genannten Fälle getrennt voneinander zu betrachten (keine Kombination der Bemessungssituationen). Es können die weiteren Eisenbahnverkehrslasten auf das Gleis vernachlässigt werden. Ebenfalls wird auf die Anwendung des dynamischen Beiwerts verzichtet. **EN 1-2, 6.7.1 (5)** **EN 1-2, 6.7.1 (6)** **EN 1-2, 6.7.1 (7)**

### 3.3.2 Einwirkungen zufolge Erdbeben **ÖN B 8-2**

Die Ermittlung des Einflusses durch Erdbebeneinwirkung des untersuchten Verbundtragwerks kommt in der gegenständlichen Arbeit nicht zur Ausführung.

### 3.3.3 Andere Einwirkungen

**EN 1-2, 6.7.3 (1)**

- Verankerungslängskräfte aus gespannten oder entspannten Schienen sowie Längskräfte aufgrund unvorhergesehenen Schienenbruchs (diese außergewöhnlichen Einwirkungen werden bei diesem Projekt nicht untersucht)
- Lasteinwirkungen aus Oberleitung und anderen Fahrleitungsteilen auf das Bauwerk (wird hier aufgrund der Annahme, dass kein Mast für die Oberleitung auf der Brücke angebracht wird, nicht einbezogen)
- Lasteinwirkungen aus anderer Eisenbahninfrastruktur oder Eisenbahnausrüstung (in der vorliegenden Statik werden keine weiteren Infrastruktureinrichtungen oder Ausrüstungen angenommen)

## 3.4 Lastverteilung der Achslasten in Längs- und Querrichtung durch Schienen, Schwellen und Schotter

**EN 1-2, 6.3.6**

Längsverteilung einer Einzellast oder Radlast durch die Schiene **EN 1-2, 6.3.6.1**

Die Längsverteilung einer Einzellast oder Radlast (von LM 71 oder eines Ermüdungsmodellzuges) darf für lokale Bauelemente über drei Schienenstützpunkte verteilt angenommen werden. Die direkt belastete Schwelle erhält die halbe einwirkende Kraft, die beiden angrenzenden Schwellen jeweils ein Viertel.
Einzellasten, welche nicht direkt über einer Schwelle angreifen, werden in dem Verhältnis des Abstandes zu den jeweiligen Schienenbefestigungen aufgeteilt.

Längsverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter (LM 71) **EN 1-2, 6.3.6.2**

Die Einzellasten des LM 71 oder Achslasten in Längsrichtung dürfen als gleichmäßig verteilt angenommen werden - außer an Stellen, wo örtliche Lasteinwirkung maßgebend ist (z. B. für die Berechnung von Einzelbauteilen).

Für die Bemessung von Einzelbauteilen (insbesondere Längs- und Quersteifen, Fahrbahnplatten und dünne Betonplatten, usw.) ist die Längsverteilung unter den Schwellen nach Abbildung 3-18 a) zu berücksichtigen. Als Bezugsebene dient die Stahlbeton-Oberkante.

Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter **EN 1-2, 6.3.6.3**

Bei Brücken mit Schotterbett ohne Gleisüberhöhung können die Lasten in Querrichtung nach Abbildung 3-18 b) verteilt werden. Die Oberkante der Stahlbeton-Verbundplatte bildet die Bezugsebene.
Als Horizontallast $Q_h$ wirkt im gegenständlichen Projekt der Seitenstoß im Abstand h gemessen von der Schienenoberkante. Er wird in weiterer Folge mit der jeweiligen Vertikallast kombiniert.

Die in Abbildung 3-18 und Abbildung 3-19 dargestellten Spannungsverteilungen ($\sigma$, $\sigma^A$, $\sigma^B$ und $\sigma^M$) sind als vertikale Antwort auf die einwirkenden horizontalen und vertikalen Kräfte zu verstehen. Sie werden in der statischen Berechnung als einwirkende Kräfte ($\sigma_A$, $\sigma_B$) mit negativem Vorzeichen auf die Stahlbetonoberkante angesetzt.
Etwaige horizontale Flächenlasten aus den Gleichgewichtsbetrachtungen von Moment und Horizontalkraft sind der Übersichtlichkeit halber nicht eingetragen. Auf ihre Ermittlung wird in den jeweiligen Kapiteln eingegangen.

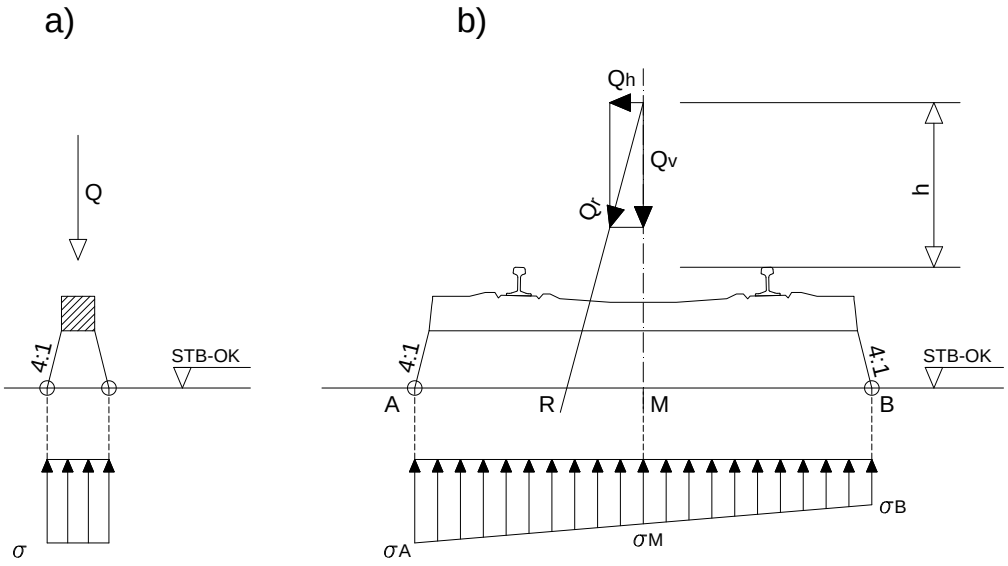
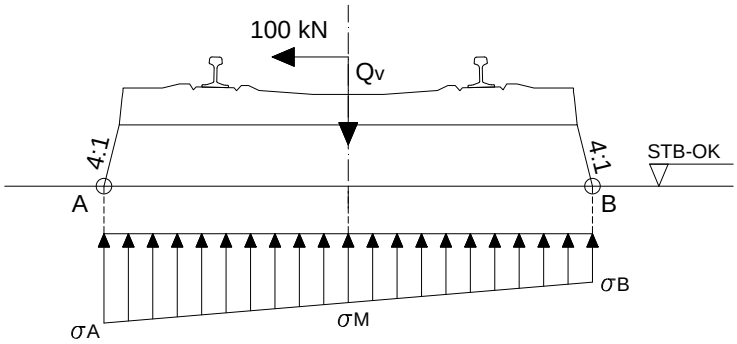



***Abbildung 3-18:*** *Verteilung der Verkehrslasten durch Schwellen und Schotter: a) Längsverteilung; b) Querverteilung bei Gleisen ohne Überhöhung*

SEITENSTOSS MIT VERTIKALLAST KOMBINIERT




LASTEXZENTRIZITÄT $e_i$

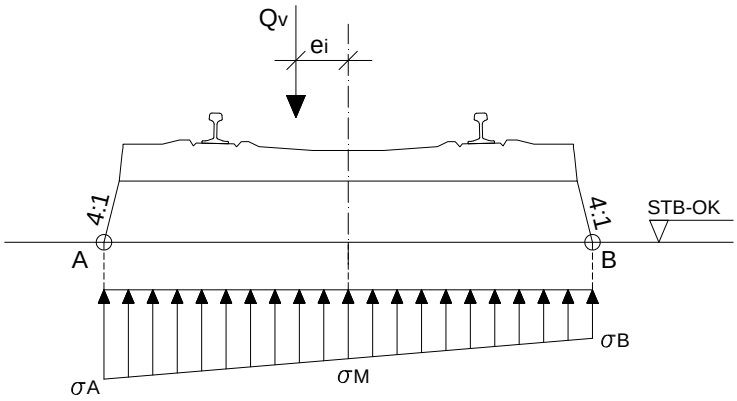



***Abbildung 3-19:*** *Projektbezogene Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter inklusive Lastexzentrizität*

### 3.4.1 Verteilung der Einwirkungen des Lastmodell 71

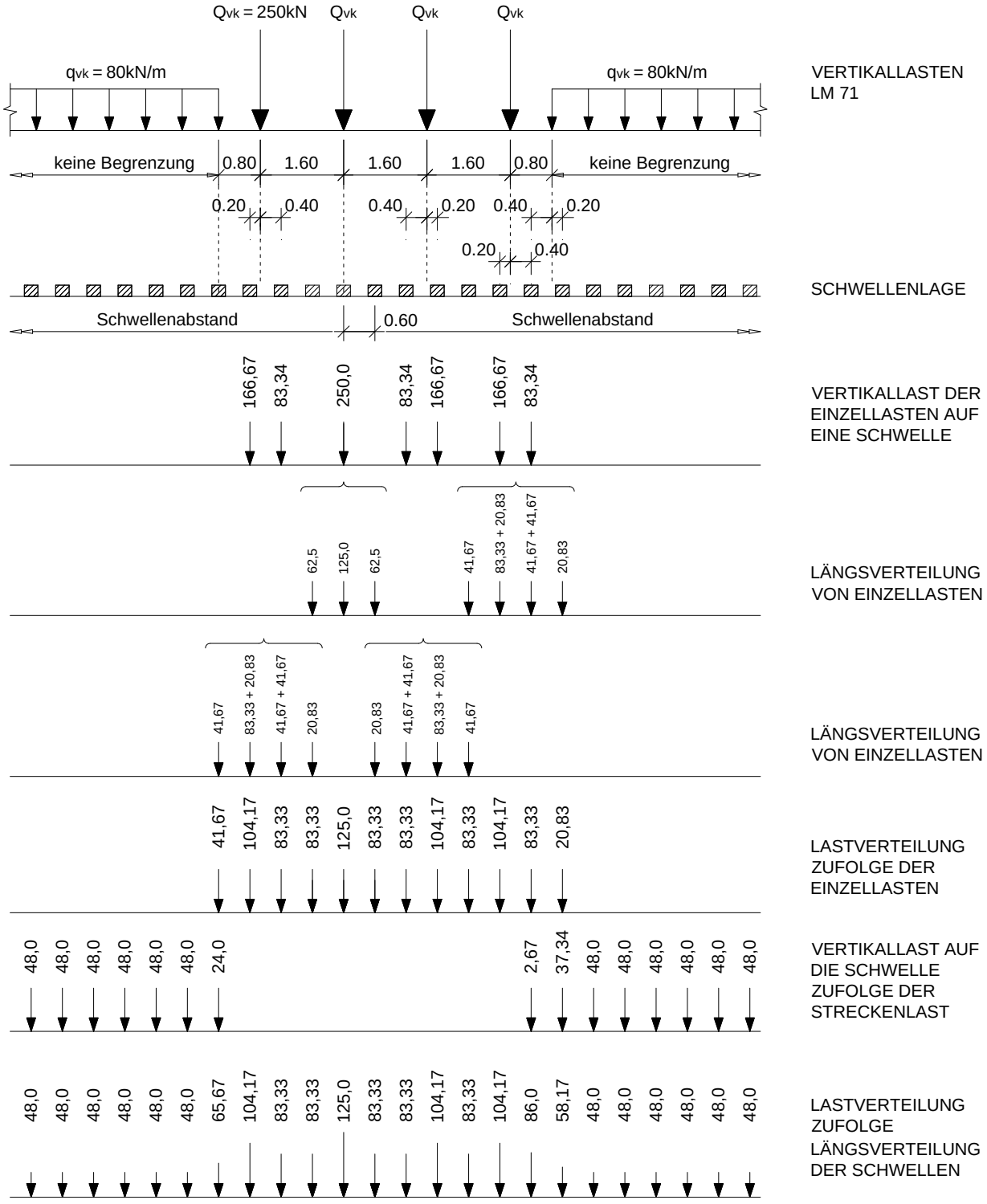



***Abbildung 3-20:*** *Lastverteilung der Einwirkung des LM 71 durch die Schiene*

Die Längsverteilung der Lasten durch Schienen, Schwellen und Schotter (mit Lastausbreitungswinkel 1:4) wird auf die Fälle minimale und maximale Schotterbetthöhe sowie die Nennschotterbetthöhe angewendet.

Die Schwelle B 70 mit einer Länge von 2600 mm wird in einem Verlegeabstand von 600 mm angeordnet. Die Abmessungen des Querschnitts unter der Schiene können mit 214 mm Höhe und 260 mm Fußbreite angegeben werden.

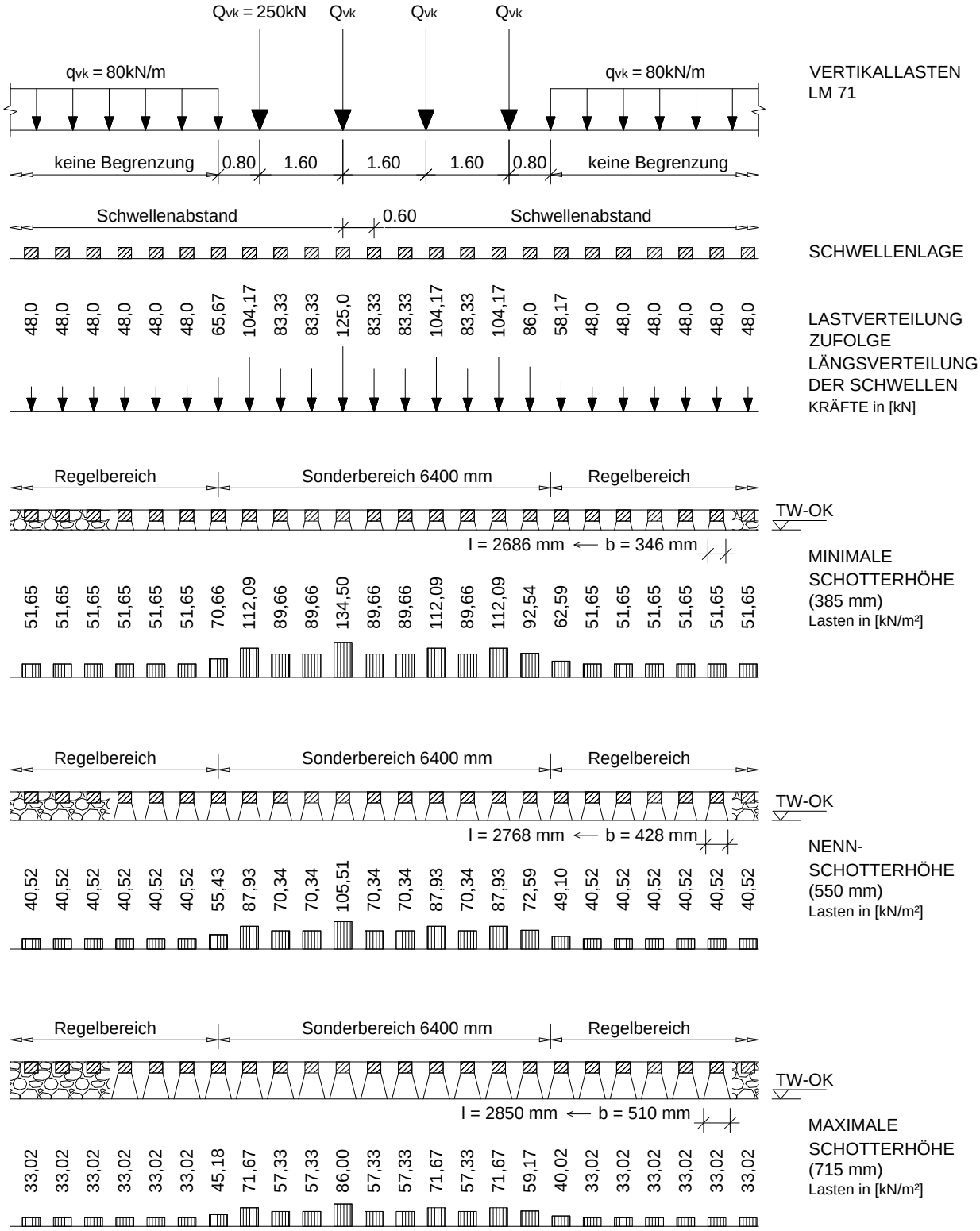



***Abbildung 3-21:*** *Projektbezogene Längs- und Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter, dargestellt für die Fälle minimale Schotterbetthöhe (385 mm), Nennschotterbetthöhe (550 mm) und maximale Schotterbetthöhe (715 mm)*

Für die Nachweise der Grenzzustände der Tragfähigkeit wird in EN 1991-2, 6.3.5 eine seitliche Exzentrizität $e_1$ der Einwirkungen aus dem Lastmodell 71 zufolge ungleicher Radlasten aller Achsen von 83 mm für Normalspurbahnen vorgegeben. Die dadurch entstehende Lastexzentrizität der vertikalen Einwirkungen aus dem Lastmodell Regelverkehr auf Hauptstrecken erzeugt eine linear verteilte Einwirkung in Querrichtung auf die Stahlbetonplatte. Die Einflussfläche des Lastausbreitungsbereichs in Höhe der Stahlbetonplatten-Oberkante ist abhängig von der Schwellengeometrie und der Schotterbetthöhe (Unterscheidung in drei Fälle: minimal, maximal und Nennschotterhöhe).

Durch die seitliche Exzentrizität der vertikalen Lasten aus dem Eisenbahnverkehr nach LM 71 wirkt zusätzlich zu der vertikalen Einwirkung ein Moment auf die Stahlbetonoberkante. Beide Lastanteile werden auf die Lasteinflussfläche der Schwellen umgerechnet und erzeugen die in Abbildung 3-22 dargestellte lineare Flächenlast.

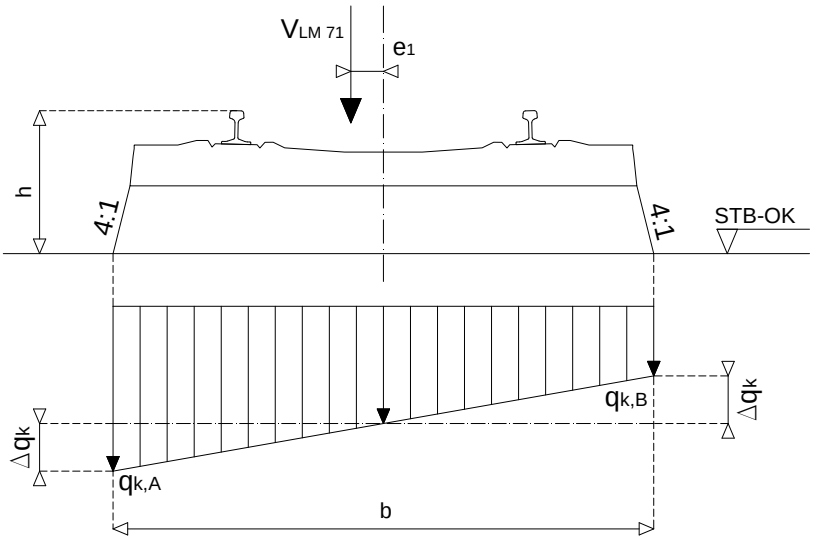



***Abbildung 3-22:*** *Einwirkung auf den Stahlbetonkörper aus LM 71 und Lastexzentrizität $e_1$*

Eine Zusammenstellung der Flächenlasten auf der Grundlage von Vertikallasten aus dem Lastmodell 71, der Lastexzentrizität $e_1$ und dem Effekt der Quer- und Längsverteilung zufolge Schienen, Schwellen und Schotterbett ist in Tabelle 3-17 angeführt. Die Unterscheidung in maximale und minimale Schotterbetthöhe sowie Nennschotterbetthöhe ist aufgrund der Differenz in den Abständen zwischen Schienenoberkante und Stahlbetonoberkante der drei Fälle erforderlich.

***Tabelle 3-17:*** *Einwirkung aus LM 71 auf die Oberkante der Stahlbeton-Fahrbahnplatte inklusive der Lastexzentrizität $e_1$ unter Berücksichtigung der Längs- und Querverteilung*

| Verteilte Flächenlasten zufolge LM 71 und Lastexzentrizität $e_1$ = *83* mm | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *maximale Schotterhöhe* | | | Nennschotterhöhe | | | minimale Schotterhöhe | | | |
| | $\Delta q_k$ [kN/m²] | $q_{k,A}$ [kN/m²] | $q_{k,B}$ [kN/m²] | $\Delta q_k$ [kN/m²] | $q_{k,A}$ [kN/m²] | $q_{k,B}$ [kN/m²] | $\Delta q_k$ [kN/m²] | $q_{k,A}$ [kN/m²] | $q_{k,B}$ [kN/m²] | |
| | 5,77 | 38,79 | 27,25 | 7,29 | 47,81 | 33,23 | 9,58 | 61,23 | 42,07 | |
| Sonderbereich – Einfluss der Einzellasten aus LM 71 | 7,89 | 53,07 | 37,29 | 9,97 | 65,40 | 45,46 | 13,10 | 83,76 | 57,56 | |
| | 12,52 | 84,19 | 59,15 | 15,82 | 103,75 | 72,11 | 20,78 | 132,87 | 91,31 | |
| | 10,02 | 67,35 | 47,31 | 12,66 | 83,00 | 57,68 | 16,62 | 106,28 | 73,04 | |
| | 10,02 | 67,35 | 47,31 | 12,66 | 83,00 | 57,68 | 16,62 | 106,28 | 73,04 | |
| | 15,03 | 101,03 | 70,97 | 18,98 | 124,49 | 86,53 | 24,94 | 159,44 | 109,56 | |
| | 10,02 | 67,35 | 47,31 | 12,66 | 83,00 | 57,68 | 16,62 | 106,28 | 73,04 | |
| | 10,02 | 67,35 | 47,31 | 12,66 | 83,00 | 57,68 | 16,62 | 106,28 | 73,04 | |
| | 12,52 | 84,19 | 59,15 | 15,82 | 103,75 | 72,11 | 20,78 | 132,87 | 91,31 | |
| | 10,02 | 67,35 | 47,31 | 12,66 | 83,00 | 57,68 | 16,62 | 106,28 | 73,04 | |
| | 12,52 | 84,19 | 59,15 | 15,82 | 103,75 | 72,11 | 20,78 | 132,87 | 91,31 | |
| | 10,34 | 69,51 | 48,83 | 13,06 | 85,65 | 59,53 | 17,16 | 109,70 | 75,38 | |
| | 6,99 | 47,01 | 33,03 | 8,83 | 57,93 | 40,27 | 11,60 | 74,19 | 50,99 | |
| | 5,77 | 38,79 | 27,25 | 7,29 | 47,81 | 33,23 | 9,58 | 61,23 | 42,07 | |

### 3.4.2 Verteilung der Einwirkung Seitenstoß (Schlingerkraft)

Die Schlingerkraft (siehe 3.2.3.2) ist eine in horizontaler Richtung wirkende Einzelkraft, welche auf Höhe der Schienenoberkante rechtwinkelig zur Gleisachse angesetzt wird. Die Einwirkung darf auf drei Schwellen aufgeteilt werden und tritt immer in Kombination mit einer vertikalen Verkehrslast auf. **EN 1-2-1, 6.3.6**

Unter der Bezeichnung t ist das Maß der Einflussbreite auf Höhe der Stahlbetonoberkante in Richtung der Stabachse (x-Achse) zu verstehen.

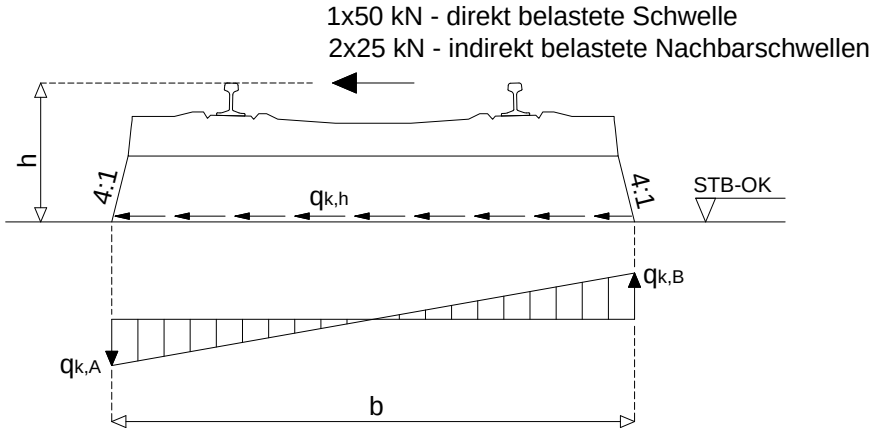



***Abbildung 3-23:*** *Einwirkung auf die Oberkante des Stahlbetonkörpers aus dem Seitenstoß*

***Tabelle 3-18:*** *Querverteilung der horizontalen Einwirkung Seitenstoß zufolge der direkt belasteten Schwelle (Seitenstoß = 50 kN)*

| Schotterhöhe | $q_{k,A}$ [kN/m²] | $q_{k,B}$ [kN/m²] | $q_{k,h}$ [kN/m²] | $M_k$ [kNm] | $t$ / $b$ [m] y/x–Rtg. | Höhe $h$ [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Maximal | 64,53 | -64,53 | 34,40 | 44,55 | 0,510 / 2,850 | 0,891 |
| Nennschotterhöhe | 66,42 | -66,42 | 42,20 | 36,30 | 0,428 / 2,768 | 0,726 |
| Minimal | 67,42 | -67,42 | 53,80 | 28,05 | 0,346 / 2,686 | 0,561 |

***Tabelle 3-19:*** *Querverteilung der horizontalen Einwirkung Seitenstoß zufolge der indirekt belasteten Schwellen (Seitenstoß je 25 kN)*

| Schotterhöhe | $q_{k,A}$ [kN/m²] | $q_{k,B}$ [kN/m²] | $q_{k,h}$ [kN/m²] | $M_k$ [kNm] | $t$ / $b$ [m] y/x–Rtg. | Höhe $h$ [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Maximal | 32,27 | -32,27 | 17,20 | 22,28 | 0,510 / 2,850 | 0,891 |
| Nennschotterhöhe | 33,21 | -33,21 | 21,10 | 18,15 | 0,428 / 2,768 | 0,726 |
| Minimal | 33,72 | -33,72 | 26,90 | 14,03 | 0,346 / 2,686 | 0,561 |

Die in Tabelle 3-18 und Tabelle 3-19 eingetragenen Werte verstehen sich als aus der horizontalen Einzellast alleine entstehende Einwirkung. Die Flächenlasten $q_{k,A}$, $q_{k,B}$ (vertikal in Z – Richtung) und $q_{k,s}$ (horizontal in Y - Richtung) werden im FE-Modell auf die Stahlbetonplatten-Oberkante aufgebracht.

### 3.4.3 Verteilung der Einwirkungen von Anfahr- und Bremskräften

Das Anfahren und Bremsen durch den Eisenbahnverkehr erzeugt auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung des belasteten Gleises gleichmäßig über die Betrachtungslänge verteilte horizontale Kräfte.

Die Verkehrslasten rufen an der Oberkante der Stahlbetonplatte horizontale Flächenlasten und Flächenmomente hervor. Die Zahlenwerte zu den entsprechenden Fällen sind den nachfolgenden Tabellen zu entnehmen.

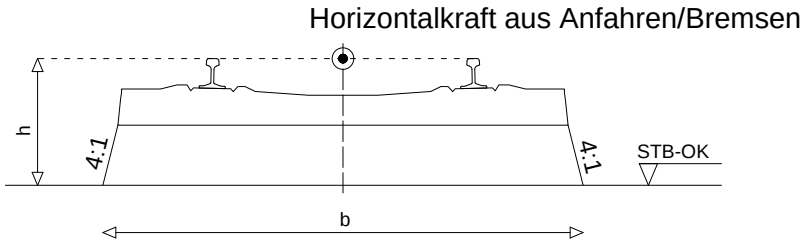



***Abbildung 3-24:*** *Einwirkung auf das Brückentragwerk aus Anfahren/Bremsen*

Das in der vorliegenden Diplomarbeit betrachtete Brückentragwerk mit einer Konstruktionslänge von 22,4 m wurde ohne Längsverteilung von Lasten durch die Schiene berechnet. Aus diesem Grund werden die achsrechten Horizontalkräfte in vollem Umfang in die Lager der Verbundbrücke eingeleitet.

***Tabelle 3-20:*** *Maßgebende Horizontallasten sowie zusätzliche Einwirkungen durch die Exzentrizität des Lastangriffspunktes aus Anfahren und Bremsen bezogen auf die STB-OK*

| Lastmodell und Einwirkung | LM 71 Anfahren | LM SW/2 Bremsen | Breite der Einflussfläche auf der STB-OK | LM 71 *) Anfahren | LM SW/2 *) Bremsen |
|---|---|---|---|---|---|
| | *33 kN/m* | *35 kN/m* | | | |
| Schotterbetthöhe | $q_{k,Anf}$ [kN/m²] | $q_{k,Br}$ [kN/m²] | [m] | $m_{k,\ Anf}$ [kNm] | $m_{k,Br}$ [kNm] |
| minimale | 12,3 | 13,0 | 2,686 | 6,9 | 7,3 |
| Nenn- | 11,9 | 12,6 | 2,768 | 8,6 | 9,1 |
| maximale | 11,6 | 12,3 | 2,850 | 10,3 | 11,0 |

*) bezogen auf die Einflussbreite zufolge Lastverteilung in Höhe der Stahlbetonoberkante

## 3.5 Kriechen und Schwinden von Beton

**EN 2-1-1, 3.1.4**

### 3.5.1 Kriechen des Betons

Das Kriechen des Betons wird hauptsächlich von der Umgebungsfeuchte, der Größe des Bauteils, der Zusammensetzung des Betons und dem Grad der Aushärtung beim erstmaligen Aufbringen der Last sowie der Dauer und Größe der Beanspruchung beeinflusst.

<u>Vorwerte</u> **EN 2-1-1, B.1**

Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung: $RH = 80\ \%$

Gesamtfläche des Betonquerschnitts: $A_c = 15.926{,}38\ \mathrm{cm}^2$

Umfang des Betonquerschnitts (der Trocknung ausgesetzt): $u = 1.084{,}5\ cm$

wirksame Bauteildicke $h_0$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 15.926{,}38 \cdot 10^2}{1.084{,}5 \cdot 10} = 293{,}7\ mm$$

Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit von C30/37: $f_{cm} = 38{,}0\ N/mm^2$

Beiwerte $\alpha_1$, $\alpha_2$, $\alpha_3$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,7} = 0{,}944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,2} = 0{,}984$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5} = \left[\frac{35}{38}\right]^{0,5} = 0{,}960$$

Beiwert $\varphi_{RH}$ zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Grundzahl des Kriechens

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - {RH}/{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - {80}/{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{293{,}7}} \cdot 0{,}944\right] \cdot 0{,}984 = 1{,}263$$

Beiwert $\beta(f_{cm})$ zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16{,}8}{\sqrt{38}} = 2{,}725$$

Beiwert $\beta(t_0)$ zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + {t_0}^{0{,}2})}$$

$$\beta(t_0 = 1\,d) = \frac{1}{(0{,}1 + 1^{0{,}2})} = 0{,}909$$

$$\beta(t_0 = 28\,d) = \frac{1}{(0{,}1 + 28^{0{,}2})} = 0{,}488$$

Beiwert $\beta_H$ zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke

$$\beta_H = 1{,}5 \cdot [1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3$$

$$\beta_H = 1{,}5 \cdot [1 + (0{,}012 \cdot 80)^{18}] \cdot 293{,}7 + 250 \cdot 0{,}960 = 891{,}84$$

Beiwert $\beta_c(t, t_0)$ zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3}$$

Hierin bedeuten $t_0$ das tatsächliche Betonalter bei Belastungsbeginn, $t$ das Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt (t = *100 Jahre = 36.500 Tage)* sowie $t - t_0$ die nicht angepasste Belastungsdauer. Alle Werte werden in Tagen angegeben.

$$\beta_c(t, t_0 = 1) = \left[\frac{(36.500 - 1)}{(891{,}84 + 36.500 - 1)}\right]^{0{,}3} = 0{,}993$$

$$\beta_c(t, t_0 = 28) = \left[\frac{(36.500 - 28)}{(891{,}84 + 36.500 - 28)}\right]^{0{,}3} = 0{,}993$$

<u>Grundzahl des Kriechens</u> $\varphi_0$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{0,1} = 1{,}263 \cdot 2{,}725 \cdot 0{,}909 = 3{,}128$$

$$\varphi_{0,28} = 1{,}263 \cdot 2{,}725 \cdot 0{,}488 = 1{,}680$$

**<u>Kriechzahl</u>** $\boldsymbol{\varphi(t, t_0)}$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$$\varphi(\infty, 1) = 3{,}128 \cdot 0{,}993 = 3{,}106$$

$$\varphi(\infty, 28) = 1{,}680 \cdot 0{,}993 = \mathbf{1{,}668}$$

### 3.5.2 Schwinden des Betons

Die Verkürzung des Betons, genannt Schwinden, hängt von der Umgebungsfeuchte, der Bauteilgröße und der Betonzusammensetzung ab.
Die Schwinddehnung wird aus der Trocknungs- und der autogenen Schwinddehnung errechnet.

Vorwerte **EN 2-1-1, 3.1.4 (6)**

Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung: $RH = 80\ \%$

Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit von C30/37 nach 28 Tagen: $f_{cm} = 38{,}0\ N/mm^2$

$RH_0 = 100$ %

Ende der Nachbehandlung $t_s = 7$ *Tage*
$\alpha_{ds1} = 4{,}0$ … für Zement der Klasse N
$\alpha_{ds2} = 0{,}12$ … für Zement der Klasse N

$f_{cm0} = 10$ N/mm²

wirksame Bauteildicke $h_0 = 293{,}7$ mm $\rightarrow$ $k_h = 0{,}756$ **EN 2-1-1, Tab. 3.3**

Grundwert der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ **EN 2-1-1, B.2**

$$\beta_{RH} = 1{,}55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] = 1{,}55 \cdot \left[1 - \left(\frac{80}{100}\right)^3\right] = 0{,}756$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4{,}0) \cdot \exp\left(-0{,}12 \cdot \frac{38}{10}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot 0{,}756 = 2{,}7 \cdot 10^{-4}$$

Endwert der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,\infty}$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}{}^2 = 0{,}756 \cdot 2{,}7 \cdot 10^{-4} = 2{,}04 \cdot 10^{-4}$$

Autogene Schwinddehnung $\varepsilon_{ca}(\infty)$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^6$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^6 = 5{,}0 \cdot 10^{-5}$$

Schwinddehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ $\varepsilon_{cs}$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2{,}04 \cdot 10^{-4} + 5{,}0 \cdot 10^{-5} = 2{,}5 \cdot 10^{-4}$$

Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der Trocknungsschwinddehnung $\beta_{ds}(t, t_s)$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04 \cdot \sqrt{{h_0}^3}} =$$

$$\beta_{ds}(\infty, 7) = \frac{(36.500 - 7)}{(36.500 - 7) + 0{,}04 \cdot \sqrt{293{,}7^3}} = 0{,}995$$

$t$ …. Alter des Betons in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt

$t_s$ … Alter des Betons in Tagen zu Beginn des Trocknungsschwindens (hier: Ende der Nachbehandlung)

Zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd(t)}$

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0{,}995 \cdot 0{,}756 \cdot 2{,}7 \cdot 10^{-4} = 2{,}03 \cdot 10^{-4}$$

Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der autogenen Schwinddehnung $\beta_{as}(t)$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp\,(-0{,}2 \cdot t^{0{,}5}) = 1{,}0$$

Grundwert der autogenen Schwinddehnung $\varepsilon_{ca(t)}$

$$\varepsilon_{ca(t)} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 1{,}0 \cdot 5{,}0 \cdot 10^{-5} = 5{,}0 \cdot 10^{-5}$$

**Gesamte Schwinddehnung** $\boldsymbol{\varepsilon_{cs(t)}}$ mit *t = 36.500* Tage

$$\varepsilon_{cs(t)} = \varepsilon_{cd(t)} + \varepsilon_{ca(t)} = 2{,}03 \cdot 10^{-4} + 5{,}0 \cdot 10^{-5} = \mathbf{2{,}53 \cdot 10^{-4}}$$

## 3.6 Ermüdungslastmodell

Für das vereinfachte Ermüdungslastmodell für Eisenbahnbrücken sind in der Regel die klassifizierten Einwirkungen des Lastmodell 71 (hier: Schwerverkehr mit 25-t-Achsen) einschließlich des dynamischen Beiwertes $\Phi_2$ anzuwenden. **EN 3-2, 9.2.3**
Diese werden mit dem Schadensäquivalenzfaktor $\lambda$ beaufschlagt.

Die Ermüdungsnachweise sind in der Regel für alle Bauteile welche Spannungsschwankungen unterliegen - einschließlich der unter EN 3-2, 9.1.3 (2) sowie ÖN B 3-2, 6.3 angegebenen Bereiche - zu führen. **EN 3-2, 9.1.3 (1)**

Jede Verkehrszusammenstellung basiert auf einer Jahrestonnage von $25 \cdot 10^6$ Tonnen, die auf jedem Gleis der Brücke erreicht werden. **EN 1-2, 6.9 (4)**

Der Ermüdungsnachweis wird für die Bemessungslebensdauer von 100 Jahren geführt. **EN 1-2, 6.9 (5)**

Im Allgemeinen können Seitenstoß (Schlingerkräfte) und Längskräfte (Brems- und Anfahrkräfte) im Ermüdungsnachweis vernachlässigt werden. **EN 1-2, 6.9 (9)**

Die Exzentrizität der Vertikallasten wird nicht berücksichtigt. **EN 1-2, 6.3.5 (1)**
Die Abweichung der Gleislage von 100 mm zu jeder Seite der geplanten Achse muss mit einbezogen werden. **ÖN B 1-2, 4.2.7 (1)**

### 3.6.1 Schadensäquivalenzfaktoren **EN 1-2, 6.7.1 (4)**

#### 3.6.1.1 Schadensäquivalenzfaktor $\lambda_H$ in Haupttragrichtung

$$\lambda_H = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

- $\lambda_{1,H}$ … Spannweitenbeiwert, berücksichtigt Typ der Einflusslinie, Spannweite und ausschlaggebenden Verkehr **ÖN B 3-2, 4.8.4.2**
  $\lambda_{1,H} = 0{,}68$ für Schienenverkehr mit 25-t-Achsen und L = 20 m
- $\lambda_2$ … Verstärkungsbeiwert (abhängig von der Größe des Verkehrsaufkommens) **EN 3-2, Tab. 9.5**
  $\lambda_2 = 1{,}00$ für $25 \times 10^6$ *t* / Gleis und Jahr
- $\lambda_3$ … Nutzungsdauerbeiwert **EN 3-2, Tab. 9.6**
  $\lambda_3 = 1{,}00$ für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren
- $\lambda_4$ … Beiwert bezüglich der Mehrgleisigkeit eines Tragwerks **EN 3-2, Tab. 9.7**
  $\lambda_4 = 1{,}00$ für ein Gleis
- $\lambda_{max} = 1{,}40$ **EN 3-2, 9.5.3 (9)**

$$\boldsymbol{\lambda_H} = 0{,}68 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}00 = \mathbf{0{,}68} < 1{,}40$$

### 3.6.1.2 Schadensäquivalenzfaktor $\lambda_Q$ in Quertragrichtung

$$\lambda_Q = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

$\lambda_{1,Q} = 1{,}55$ für Schienenverkehr mit 25-t-Achsen und *L = 2,60* m

$$\lambda_Q = 1{,}55 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}00 = 1{,}55 > 1{,}40$$

$$\boldsymbol{\lambda_Q} = \lambda_{max} = \mathbf{1{,}40}$$

Für die Ermüdungslasten muss der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Ff} = 1{,}0$ verwendet werden. **EN 3-2, 9.3 (1)**

Für die Ermüdungsfestigkeit nach dem Konzept der Schadenstoleranz muss der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mf}$ verwendet werden. **EN 3-2, 9.3 (2)**

$\gamma_{Mf} = 1{,}15$ … für Bauteile der Fahrbahnkonstruktion (Hohlkasten)

$\gamma_{Mf} = 1{,}15$ … für zugängliche (überprüfbare) Tragelemente **ÖN B 3-2, 5.1**

## 3.7 Zusammenfassung der anzuwendenden Beiwerte

Mit dem Lastklassenbeiwert $\alpha$ sind die charakteristischen Einwirkungen von

- LM 71,
- Seitenstoß,
- Anfahr- / Bremskräfte zugehörig zu LM 71 (nur ULS),
- Entgleisen Bemessungssituation I zugehörig zu LM 71 und
- Entgleisen Bemessungssituation II zugehörig zu LM 71

zu multiplizieren.

Für Ermüdungsnachweise werden charakteristische Lasten herangezogen. Der Lastklassenbeiwert ergibt sich zu $\alpha = 1{,}0$.

Der dynamische Beiwert $\Phi$ wird angewendet bei

- LM 71 und
- LM SW/2

# 4 Lastkombinationen

Im Folgenden werden Auszüge aus den normativen Regelwerken angeführt, welche für die Untersuchung der gegenständlichen Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise Anwendung finden.

## 4.1 Grundlagen

Einflüsse aus Einwirkungen, die aus physikalischen und funktionalen Gründen nicht gleichzeitig auftreten können, brauchen nicht zusammen kombiniert werden. **EN 0, A.2.2.1 (1)**

Alle Verkehrslasten und Kräfte sind in ungünstigster Stellung zu bestimmen, die Verkehrseinwirkungen mit entlastender Wirkung sind zu vernachlässigen. **EN 1-2, 6.8.1 (3)**

Zur Bestimmung der ungünstigsten Lasteinwirkungen aufgrund der Anwendung des Lastmodells 71 ist die gleichmäßig verteilte Last $q_{vk}$ auf unbegrenzte Länge und bis zu vier Einzellasten $Q_{vk}$ einmal je Gleis anzusetzen. **EN 1-2, 6.8.1 (4)**

Zur Bestimmung der ungünstigsten Lasteinwirkungen aufgrund der Anwendung des Lastmodells SW/2 ist die Belastung nach Abbildung 3-6 einmal je Gleis anzusetzen. **EN 1-2, 6.8.1 (6)**

Zur Bestimmung der ungünstigsten Lasteinwirkungen aufgrund der Anwendung des Lastmodells „unbeladener Zug“ ist die gleichmäßig verteilte Last $q_{vk}$ auf einem Gleis in unbegrenzter Länge anzusetzen. **EN 1-2, 6.8.1 (7)**

Bei der Kombination der veränderlichen Einwirkungen aus Verkehr mit anderen veränderlichen Einwirkungen ist jede Lastgruppe als eine einzelne veränderliche Einwirkung zu behandeln. **EN 1-2, 6.8.1 (9)**

Schneelasten und Windeinwirkung brauchen nicht gleichzeitig mit aus Bauaktivität resultierenden Verkehrslasten $Q_{ca}$ kombiniert werden. **EN 1-2, 6.8.1 (10)**

Die Einwirkungen aus der Bauausführung sollten, gegebenenfalls, mit den Einwirkungen Temperatur kombiniert werden. **EN 1-2, 6.8.1 (11)**

### 4.1.1 Charakteristische Werte für mehrteilige Einwirkungen - Lastgruppen

Die Gleichzeitigkeit der Belastung kann im Hinblick auf die Lastgruppen durch die Werte in der nachfolgenden Tabelle berücksichtigt werden. Jede dieser Last-

gruppen, die sich gegenseitig ausschließen, sollte in Kombination mit Nicht-Verkehrslasten als einzelne veränderliche charakteristische Einwirkung angesehen werden. **EN 1-2, 6.8.2.1**

***Tabelle 4-1**: Nachweis der Lastgruppen für Eisenbahnverkehr* **EN 1-2, Tab. 6.11**

| Last-gruppen | Vertikalkräfte | | | Horizontalkräfte | | Bemerkungen |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | LM 71 [a] | SW/2 [a] | Unb. Zug | Anf. / Bremsen [a] | Seitenstoß [a] | |
| gr11 | 1 | - | - | 1 [b] | 0,5 [b] | Max. Vertikal 1 mit max. längs |
| gr12 | 1 | - | - | 0,5 [b] | 1 [b] | Max. Vertikal 2 mit max. quer |
| gr13 | 1 [c] | - | - | 1 | 0,5 [b] | Max. längs |
| gr14 | 1 [c] | - | - | 0,5 [b] | 1 | Max. quer |
| gr15 | - | - | 1 | - | 1 [b] | Seitenstabilität mit „unbeladener Zug“ |
| gr16 | - | 1 | - | 1 [b] | 0,5 [b] | SW/2 mit max. längs |
| gr17 | - | 1 | - | 0,5 [b] | 1 [b] | SW/2 mit max. quer |

Dominierender Anteil der entsprechenden Einwirkung

[a] Alle relevanten Beiwerte ($\alpha$, $\Phi$, …) sind zu berücksichtigen

[b] Im günstigsten Fall sind diese nicht-dominanten Werte zu Null zu setzen

[c] Beiwert kann auf *0,5* im günstigen Fall vermindert werden, er kann nicht Null sein

### 4.1.2 Andere repräsentative Werte der mehrteiligen Einwirkungen - Lastgruppen

#### 4.1.2.1 Häufige Werte der mehrteiligen Einwirkungen **EN 1-2, 6.8.3.1**

Falls Lastgruppen die gleichen Regeln wie in Kapitel 4.1 berücksichtigen, können die Beiwerte aus Tabelle 4-2 für jede Lastgruppe auf die häufigen Werte der relevanten Einwirkungen einer jeden Lastgruppe angewandt werden.

#### 4.1.2.2 Quasi ständige Werte der mehrteiligen Einwirkungen **EN 1-2, 6.8.3.2**

Quasi ständige Verkehrseinwirkungen sollten mit Null angesetzt werden.

#### 4.1.2.3 Verkehrslasten für vorübergehende Bemessungssituationen **EN 1-2, H**

Vorübergehende Bemessungssituationen entstehen durch Gleis- oder Brückeninstandsetzung und werden in der vorliegenden Statik nicht bearbeitet.

### 4.1.3 Zahlenwerte für *ψ*-Faktoren

***Tabelle 4-2:*** *ψ-Faktoren für Eisenbahnbrücken nach EN 0, Tab. A.2.3 und ÖN B 0-2, 4.1.5*

| Einwirkungen | | | $\Psi_0$ | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Komponente der Verkehrseinwirkung [a] | LM 71 | | 0,8 | 0,8 | 1,0 (0) |
| | SW/2 | | 0 | 1,0 | 0,6 |
| | Unbeladener Zug | | 1,0 | - | - |
| | Anfahr- und Bremskräfte<br><br>Interaktionskräfte infolge von Verformungen unter vertikalen Verkehrslasten | | Für einzelne Komponenten der mehrkomponentigen Verkehrseinwirkung, die an Stelle von Lastgruppen als Leiteinwirkung verwendet werden, sollten die *ψ*-Faktoren verwendet werden, die für die zugehörigen vertikalen Lasten empfohlen werden. | | |
| | Seitenstoß | | 1,0 | 0,8 | 0 |
| | Lasten auf Dienstwege | | 0,8 | 0,5 | 0 |
| Einwirkung des Hauptverkehrs | gr11 (LM 71) | Max. Vertikal 1 mit max. längs | 0,8 | 0,8 | 0 |
| | gr12 (LM 71) | Max. Vertikal 2 mit max. quer | | | |
| | gr13 (Bremsen/A.) | Max. längs | | | |
| | gr14 (Seitenstoß) | Max. quer | | | |
| | gr15 (unbel. Zug) | Seitenstabilität mit „unbeladener Zug“ | | | |
| | gr16 (SW/2) | SW/2 mit max. längs | | | |
| | gr17 (SW/2) | SW/2 mit max. quer | | | |
| Andere Einwirkungen aus Betrieb | Allgemeine Lasten aus Instandhaltung für Dienstgehwege | | 0,8 | 0,5 | 0 |
| Windkräfte [b] | $F_{Wk}$ | | 0,75 | 0,5 | 0 |
| | $F_W^{**}$ | | 1,0 | 0 | 0 |
| Temperatur [c] | $T_k$ | | 0,6 | 0,6 | 0,5 |
| Schneelasten | $Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung) | | 0,8 | - | 0 |
| Lasten aus Bauausführung | $Q_c$ | | 1,0 | | 1,0 |

[a] Die kleinste, gleichzeitig mit den einzelnen Verkehrslastkomponenten wirkende günstige vertikale Last (z. B. Traktion oder Bremsen)

[b] Wirken Windkräfte gleichzeitig mit Verkehrseinwirkungen, sollte die Windkraft $\psi_0 \cdot F_{Wk}$ nicht größer als $F_W^{**}$ angenommen werden

Bei Eisenbahnbrücken wird der „nicht häufige“ Wert von veränderlichen Einwirkungen nicht verwendet. **EN 0, A.2.2.6 (1)**

Auf eine Lastgruppe der Verkehrseinwirkung darf ein einheitlicher $\psi$-Faktor angewendet werden. Dieser sollte jenem Wert entsprechen, welcher für die führende Komponente der Lastgruppe zutrifft. **EN 0, A.2.2.6 (2)**

### 4.1.4 Kombinationsregeln für Eisenbahnbrücken

In Einwirkungskombinationen für ständige oder vorübergehende Bemessungssituationen, die nach Fertigstellung der Brücke auftreten, brauchen Schneelasten nicht berücksichtigt zu werden. **EN 0, A.2.2.4 (1)**

Die Kombinationen der Einwirkungen aus Verkehrslasten und Einwirkungen aus Wind sollten enthalten: **EN 0, A.2.2.4 (2)**

- Vertikale Einwirkungen aus Schienenverkehr einschließlich des dynamischen Faktors und horizontale Einwirkung aus Schienenverkehr sowie Wind, wobei jede dieser Einwirkungen jeweils als Leiteinwirkung anzusetzen ist.
- Vertikale Einwirkungen aus Schienenverkehr ohne dynamische Faktoren und Seitenkräfte aus dem Lastbild „unbeladener Zug“ mit Windkräften zum Nachweis der Stabilität.

Windeinwirkungen brauchen nicht kombiniert zu werden mit: **EN 0, A.2.2.4 (3)**

- Lastgruppe gr13
- Lastgruppen gr16, gr17 und Lastmodell SW/2

Windeinwirkungen größer als der kleinere Wert von $F_W^{**}$ oder $\psi_0 \cdot F_{Wk}$ sollten nicht zusammen mit Verkehrslasten kombiniert werden. **EN 0, A.2.2.4 (4)**

Bei Kombinationen von Eisenbahnverkehr und Windeinwirkungen sollte die Begleiteinwirkung $\psi_0 \cdot F_{Wk}$ aus Wind auf Brücke und Züge auf den Wert $F_W^{**}$ begrenzt werden, indem der Grundwert der Basisgeschwindigkeit $v_{b,0}$ durch den Wert $v_{b,0}^{**}$ ersetzt wird. **EN 1-1-4, 8.1 (5)**

Der nationale Anhang setzt $v_{b,0}^{**}$ mit $v_{b,0}$ gleich. **ÖN B 1-1-4, 4.7.1 (4)**

### 4.1.5 Kombinationen der Einwirkungen in außergewöhnlichen Bemessungssituationen (ohne Erdbeben)

Werden außergewöhnliche Einwirkungen berücksichtigt, braucht in der außergewöhnlichen Einwirkungskombination keine weitere außergewöhnliche Einwirkung und auch keine Windeinwirkung oder Schneelast berücksichtigt zu werden. **EN 0, A.2.2.5 (1)**

Bei der Untersuchung der Bemessungswerte der Einwirkungen in außergewöhnlichen Einwirkungskombinationen und Kombinationen für Erdbeben ist $\psi_0 = 0{,}0$ anzuwenden. **ÖN B 0-2, 4.1.5 (1)**

## 4.2 Kombinationen bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Als Grenzzustände der Tragfähigkeit gelten bei Verbundtragwerken

- der Verlust des statischen Gleichgewichts (Lagesicherheit),
- das Versagen kritischer Querschnitte infolge Überschreiten der Festigkeiten bzw. infolge unzulässig hoher Verformungen,
- das Versagen der Verbundfuge zwischen Beton und Baustahl sowie
- das Stabilitätsversagen des Gesamttragwerks oder einzelner Bauteile.

In Fällen, in denen der Grenzzustand sehr empfindlich auf die Veränderung der Größe der ständigen Einwirkungen reagiert, ist der obere und untere charakteristische Wert dieser Einwirkungen zu benutzen. **EN 0, A.2.3.1 (2)**

### 4.2.1 Nachweis der Lagesicherheit und der Tragfähigkeit

<u>Nachweis der Lagesicherheit des Tragwerks (EQU)</u> **EN 0, 6.4.2 (1)**

EQU: Verlust der Lagesicherheit des Tragwerks oder eines seiner Teile betrachtet als starrer Körper

$$E_{d,dst} \leq R_{d,dst}$$

$E_{d,dst}$ … Bemessungswert der Auswirkung der destabilisierenden Einwirkung

$R_{d,dst}$ … Bemessungswert der zugehörigen Lagesicherheit

<u>Nachweis für Grenzzustände der Tragfähigkeit (STR)</u> **EN 0, 6.4.2 (3)**

STG: Versagen oder übermäßige Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile wobei die Tragfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen entscheidend ist

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$ … Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen

$R_d$ … Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit

#### 4.2.1.1 Kombinationen der Einwirkungen bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen) **EN 0, 6.4.3.2**

<u>Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen</u> **EN 0, 6.4.3.2 (1)**

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E \cdot \{\gamma_{g,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\} \;\; j \geq 1, i > 1$$

Kombinationen der Auswirkungen **EN 0, 6.4.3.2 (2)**

Die Kombinationen sollten aus

- Dem Bemessungswert der dominierenden veränderlichen Einwirkung (Leiteinwirkung) und
- den Bemessungswerten der Kombinationswerte der begleitenden veränderlichen Einwirkungen (Begleiteinwirkungen) wie folgt ermittelt werden

$$E_d = E \cdot \{\gamma_{g,j} \cdot G_{k,j};\ \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1};\ \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\}\ \ j \geq 1, i > 1$$

Der Klammerausdruck { } wird errechnet mit:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Hierin bedeuten die Symbole:

$\oplus$ … „ist zu kombinieren“

$\sum$ … „gemeinsame Auswirkung von“

### 4.2.1.2 Kombinationen der Einwirkungen bei außergewöhnlichen Bemessungssituationen **EN 0, 6.4.3.3**

Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen **EN 0, 6.4.3.3 (1)**

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j};\ A_d; (\psi_{1,1}\ oder\ \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1};\ \psi_{2,i} \cdot Q_{k,1}\}\ \ j \geq 1, i > 1$$

Kombinationen der Einwirkungen **EN 0, 6.4.3.3 (2)**

Der Klammerausdruck { } wird errechnet mit:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1}\ oder\ \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

*Anmerkung:* Die Wahl zwischen $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ oder $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ hängt von der maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituation ab (z. B. Entgleisen). **EN 0, 6.4.3.3 (3)**

### 4.2.1.3 Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben **EN 0, 6.4.3.4**

Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen **EN 0, 6.4.3.4 (1)**

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j};\ A_{Ed};\ \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}\}\ \ j \geq 1, i > 1$$

Kombinationen der Einwirkungen **EN 0, 6.4.3.4 (2)**

Der Klammerausdruck { } wird errechnet mit:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

## 4.2.2 Bemessungswerte der Einwirkungen für Kombinationen

### 4.2.2.1 Bemessungswerte der Einwirkungen für den Nachweis der Lagesicherheit und der Tragfähigkeit

***Tabelle 4-3:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen – Lagesicherheit EQU* **EN 0, Tab. A.2.4 (A)**

| Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen | Ständige Einwirkungen | | Leitein-wirkung [a] | Begleiteinwirkungen [a] | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ungünstig | Günstig | | Haupt (falls vorhanden) | Andere |
| zu 4.2.1.1 | $\gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$ | - | $\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ |
| Bemessungs-situationen | $\gamma_{G,sup} = 1{,}05$<br>$\gamma_{G,inf} = 0{,}95$ | | $\gamma_{Q,sup} = 1{,}45$<br>$\gamma_{Q,inf} = 0{,}0$<br>für alle anderen veränderlichen EW gilt:<br>$\gamma_{Q,sup} = 1{,}5$<br>$\gamma_{Q,inf} = 0{,}0$ | | |
| | *Anmerkung:*<br>$Q_{k,1}$ bezeichnet die vorherrschende destabilisierende veränderliche EW in vorübergehenden Bemessungssituationen<br>$Q_{k,i}$ bezeichnet die maßgebenden begleitenden destabilisierenden veränderlichen Einwirkungen für Lagesicherheitsnachweise in vorübergehenden Bemessungssituationen | | | | |
| | $\gamma_{G,sup} = 1{,}05$<br>$\gamma_{G,inf} = 0{,}95$ | | $\gamma_{Q,sup} = 1{,}35$<br>$\gamma_{Q,inf} = 0{,}0$<br>für alle anderen veränderlichen EW gilt:<br>$\gamma_{Q,sup} = 1{,}5$<br>$\gamma_{Q,inf} = 0{,}0$ | | |

[a] Die veränderlichen Einwirkungen sind in Tabelle 4-2 angeführt

### 4.2.2.2 Bemessungswerte für Einwirkungen für die Nachweise der Tragfähigkeit

***Tabelle 4-4:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen - Tragfähigkeit STR* **EN 0, Tab. A.2.4 (B)**

| Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen | Ständige Einwirkungen | | Leitein-wirkung [a] | Begleiteinwirkungen [a] | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ungünstig | Günstig | | Haupt (falls vorhanden) | Andere |
| zu 4.2.1.1 | $\gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup}$ | $\gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf}$ | $\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$ | - | $\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ |
| Bemessungs-situationen | $\gamma_{G,sup} = 1{,}35$ [b]<br>$\gamma_{G,inf} = 1{,}00$ | | $\gamma_{Q,sup} = 1{,}45$ [c]<br>$\gamma_{Q,inf} = 0{,}0$ [c] | | |
| | | | $\gamma_{Q,sup} = 1{,}20$ [d]<br>$\gamma_{Q,inf} = 0{,}00$ [d] | | |
| | | | $\gamma_{Q} = 1{,}50$ [e] | | |
| | $Q_{k,1}$ und $Q_{k,i}$ siehe Tabelle 4-3 | | | | |

*Anmerkung:*
Die charakteristischen Werte aller ständigen Einwirkungen, die den gleichen Ursprung besitzen, werden als Ganzes mit $\gamma_{G,sup}$multipliziert, wenn ihre Auswirkung ungünstig ist. Sie werden als Ganzes mit $\gamma_{G,inf}$ multipliziert, wenn ihre Auswirkung günstig ist. Zum Beispiel dürfen alle Einwirkungen aus dem Eigengewicht des Tragwerks als aus einem Ursprung herrührend betrachtet werden. Dies gilt auch bei Verbundtragwerken und Mischbauweisen.

[a] Die veränderlichen Einwirkungen sind in Tabelle 4-2 angeführt

[b] gültig für Eigengewicht von tragenden und nichttragenden Bauteilen, Schotterbett, beweglichen Lasten, Grundwasser und frei fließendes Wasser, etc.

[c] Einwirkungen aus gr11, gr12, gr13, gr14, gr15 sowie LM 71, wenn diese als einzelne Leiteinwirkung aus Verkehr berücksichtigt werden

[d] Einwirkungen aus gr16, gr17 und SW/2

[e] für andere Einwirkungen aus Verkehr und andere veränderliche EW (Einwirkungen aus Wind und Temperatur, etc.)

### 4.2.2.3 Bemessungswerte der Einwirkungen in Nachweisen für außergewöhnliche Einwirkungskombinationen und Kombinationen für Erdbeben

***Tabelle 4-5:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen - außergewöhnliche EW und Erdbeben* **EN 0, Tab. A.2.4 (C)**

| Bemessungssituationen | Ständige Einwirkungen | | Außergew. EW oder Erd-beben | Begleiteinwirkung [a] | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ungünstig | Günstig | | Haupt (falls vorhanden) | Andere |
| Außergewöhnlich [b] | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $A_d$ | $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ (oder $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$) [d] | $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ |
| Erdbeben [c] | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $A_{Ed} = \gamma_i \cdot A_{Ek}$ | - | $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ |

[a] Die veränderlichen Einwirkungen sind in Tabelle 4-2 angeführt

[b] In außergewöhnlichen Bemessungssituationen darf die vorherrschende Begleiteinwirkung mit ihrem häufigen Wert eingesetzt werden oder, wie bei Erdbeben, mit ihrem quasi-ständigen Wert

[c] Das Lastmodell SW/2 kann vernachlässigt werden

[d] Für die Kombination von außergewöhnlichen Lasten mit der führenden veränderlichen Einwirkung ist $\psi_{1,1}$ zu verwenden. **ÖN B 0-2, 4.2.2**

## 4.3 Kombinationen bei Nachweisen für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

**EN 0, 6.5**

Es ist nachzuweisen, dass

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$ … Bemessungswert der Grenze für das maßgebende Kriterium

$R_d$ … Bemessungswert der Auswirkung von Einwirkungen aufgrund der maßgebenden Einwirkungskombination

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise sollten auf folgende Kriterien eingehen:

- Verformungen und Verschiebungen bzw. Durchbiegungen welche das äußere Erscheinungsbild oder die planmäßige Nutzung eines Tragwerks beeinträchtigen oder Schäden an Oberflächen oder nichttragenden Bauteilen verursachen
- Schwingungen, die Unbehagen bei Menschen oder Schäden am Bauwerk oder seiner Einrichtung verursachen oder die Funktionsfähigkeit des Bauwerks einschränken,
- Schlupf in der Verbundfuge wenn dieser Schlupf so ausgeprägt ist, dass die Bemessungsnachweise für andere Gebrauchstauglichkeitszustände bei denen der Einfluss von Schlupf vernachlässigt wird, ungültig werden und
- Schäden (z.B. zufolge Rissbildung des Betons oder Schädigung des Betons wegen übermäßiger Druckbeanspruchung), welche die Dauerhaftigkeit, das Erscheinungsbild oder die Funktionsfähigkeit des Tragwerks nachteilig beeinflussen **EN 0, 3.4 (3)**

### 4.3.1 Gebrauchstauglichkeitskriterien

**EN 0, 6.5.2**

#### 4.3.1.1 Verformungs- und Schwingungsnachweise

**EN 0, A.2.4.4**

Es werden Grenzwerte für Verformungen und Schwingungen, die bei dem Entwurf neuer Eisenbahnbrücken zu berücksichtigen sind, definiert.

<u>Nachweise der Brückenverformung für die Verkehrssicherheit</u> **EN 0,A.2.4.4.1 (2)**

- Vertikale Beschleunigung des Überbaues
- Vertikale Durchbiegung des Brückenüberbaus
- Vertikale Durchbiegung am Überbauende, das über die Lager auskragt

- Verdrehung des Überbaus bezogen auf die Gleisachse zwischen Auffahrt und Brückenmitte
- Verdrehung der Überbauenden um die Querachse am Brückenende oder resultierende Gesamtverdrehung zwischen zwei aneinander angrenzenden Überbauenden
- Längsverschiebung der Oberkante der Überbauenden infolge Verformung in Längsrichtung und Verdrehung des Überbauendes
- Horizontale Querverschiebung
- Horizontale Verdrehung der Überbauenden um die vertikale Achse
- Begrenzung der ersten Eigenfrequenz der seitlichen Schwingungen

Nachweis der Brückenverformung für den Reisendenkomfort **EN 0,A.2.4.4.1 (2)**

- Vertikale Durchbiegung des Überbaues

## 4.3.2 Kombination der Einwirkungen **EN 0, 6.5.3**

### 4.3.2.1 Charakteristische Kombination

Die charakteristische Kombination wird in der Regel für nicht umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet.

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j};\ Q_{k,1};\ \psi_{0,i} \cdot Q_{k,1}\} \quad j \geq 1, i > 1$$

Der Klammerausdruck { } wird errechnet mit:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

### 4.3.2.2 Häufige Kombination

Die häufige Kombination wird in der Regel für umkehrbare Auswirkungen am Tragwerk verwendet.

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j};\ \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1};\ \psi_{2,i} \cdot Q_{k,1}\} \quad j \geq 1, i > 1$$

Der Klammerausdruck { } wird errechnet mit:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

#### 4.3.2.3 Quasi-ständige Kombination

Die quasi ständige Kombination wird in der Regel für Langzeitauswirkungen, zum Beispiel für das Erscheinungsbild des Bauwerks verwendet.

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j};\ \psi_{2,i} \cdot Q_{k,1}\}\ \ j \geq 1, i > 1$$

Der Klammerausdruck { } wird errechnet mit:

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \oplus \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

### 4.3.3 Bemessungswerte der Einwirkungen für Kombinationen

***Tabelle 4-6:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen - Gebrauchstauglichkeit* **EN 0, Tab. A.2.6**

| Kombination | Ständige Einwirkungen $G_d$ | | Veränderliche Einwirkungen $Q_d$ | |
|---|---|---|---|---|
| | Ungünstig | Günstig | Leiteinwirkung | Andere |
| Charakteristisch | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $Q_{k,1}$ | $\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ |
| Häufig | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ | $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ |
| Quasi-ständig | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ | $\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ |

*Anmerkung:* Die $\gamma$-Faktoren sind für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit 1,0 anzusetzen. **EN 0, A.2.4.1.1**

## 4.4 Kombinationen bei Nachweisen für Ermüdungssicherheit

**EN 1-2, Anhang D**

Es ist nachzuweisen, dass

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

| | |
|---|---|
| $\gamma_{Ff}$ | Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungslasten |
| $\lambda$ | Beiwert des Schadensäquivalents für Ermüdung, der den Verkehr auf der Brücke und die lichte Weite des betrachteten Bauteils berücksichtigt |
| $\Phi_2$ | dynamischer Beiwert |
| $\Delta\sigma_{71}$ | Spannungsschwingbreite aufgrund von Lastmodell 71, jedoch ohne α |
| $\Delta\sigma_c$ | Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel |
| $\gamma_{Mf}$ | Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungsfestigkeit |

### 4.4.1 Verkehrslasten für Ermüdung

Eingleisige Eisenbahnbrücken unter normalem Verkehr werden auf Grundlage der charakteristischen Werte (ohne Lastklassenbeiwert α) des Lastmodells 71 einschließlich des dynamischen Beiwerts $\Phi_2$ berechnet. **EN 1-2, 6.9 (2)**

Im Ermüdungsnachweis sollten vertikale Verkehrslasten, einschließlich der dynamischen Erhöhungen, berücksichtigt werden. Im Allgemeinen können Seitenstoß und Längskräfte im Ermüdungsnachweis vernachlässigt werden. **EN 1-2, 6.9 (9)**

### 4.4.2 Maßgebende Spannungen

**EN 3-1-9, 5**

*Maßgebende Spannungen im Grundwerkstoff*

- Längsspannungen $\sigma$
- Schubspannungen $\tau$

*Maßgebende Spannungen in Schweißnähten*

- Längsspannungen $\sigma_{wf}$ quer zur Nahtachse $\sigma_{wf} = \sqrt{\left(\sigma^2{}_{\perp f} + \tau^2{}_{\perp f}\right)}$
- Schubspannungen $\tau_{wf}$ längs der Nahtachse $\tau_{wf} = \tau_{\parallel f}$

Es sind in der Regel zwei getrennte Nachweise für die Längs- und Schubspannungen zu führen.

### 4.4.3 Spannungsschwingbreite für die Ermüdung

**EN 3-2, 9.4**

*Vorgehensweise*

- Bestimmung der maximalen Spannung $\sigma_{P,max}$ sowie der minimalen Spannung $\sigma_{P,min}$ (z.B. über die Auswertung von Einflussflächen)
- Ermittlung der Schädigungswirkung des Spektrums der Spannungsschwingbreiten mit Hilfe des Bezugswertes der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_P$

$$\Delta\sigma_P = |\sigma_{P,max} - \sigma_{P,min}|$$

- Die Schädigungswirkung des Spektrums der Spannungsschwingbreiten darf durch die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel $\Delta\sigma_{E,2}$ ausgedrückt werden

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_P$$

- Wenn Bauteile sowohl durch Biegebeanspruchungen des Haupttragwerks (globale Beanspruchungen „glo“) als auch durch lokale Beanspruchung „loc“ belastet werden, sind die Einzelbeanspruchungen in der Regel wie folgt zu kombinieren **EN 3-2, 9.5.4**

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_{loc} \cdot \Phi_{loc} \cdot \Delta\sigma_{loc} + \lambda_{glo} \cdot \Phi_{glo} \cdot \Delta\sigma_{glo}$$

Der Ermüdungsnachweis darf demnach nach den folgenden Bedingungen geführt werden

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}} \leq 1{,}0$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}}\right)^5 \leq 1{,}0$$

$\Delta\tau_{E,2}$ Schädigungsäquivalente konstante Spannungsschwingbreite bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele

$\Delta\tau_c$ Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen

# 5 Tragwerksuntersuchung mittels Finiter Elemente

## 5.1 Vorüberlegungen zur Tragwerksanalyse

Bei der Verbundbrücke handelt es sich um ein einfeldriges Tragwerk. Die Tragelemente – der Stahlhohlkasten und die Ortbetonplatte – werden über Kopfbolzendübel schubfest miteinander verbunden. Im Bereich der beiden Auflagerlinien werden Endquerträger aus Stahl angeordnet.

Die Brücke unterliegt einer Belastungsgeschichte aus der Herstellung und Langzeitverformungen (Effekte aus Kriechen und Schwinden des Betonbauteils). Die Abbildung dieser Einflüsse erfolgt zweckmäßig durch Primärlastfälle für die Zeitpunkte t = 0 (Bauablauflasten und Ausbaulasten) und $t = \infty$ (Lasten zum Zeitpunkt 0 sowie Kriechen und Schwinden). Die veränderlichen Lasten werden anschließend auf die jeweiligen Primärlastfälle aufgesetzt.

Die Materialnichtlinearitäten des Baustoffs Beton werden im Finiten Elemente-Modell nicht implementiert. Die Berücksichtigung von Beton im Zustand II erfolgt gesondert auf Grundlage der Elastizitätstheorie nach EC 4.

Die aufgrund der Nutzung des Tragwerks definierten veränderliche Einwirkungen wie beispielsweise die vertikalen Verkehrslasten des Lastmodells 71, Schwerverkehr SW/2 und Lastmodell „unbeladener Zug“ oder Wind, stellen Einwirkungen dar, welche durch einen variablen Angriffsort gekennzeichnet sind. Das Tragwerk ist so auszulegen, dass in jedem Querschnitt die dort auftretenden maximalen bzw. minimalen Beanspruchungen aufgenommen werden können. Um die jeweiligen Schnittgrößen an einem vorgegebenen Schnitt des statischen Systems zufolge einer Belastung an variablen Orten bestimmen zu können, werden Einflusslinien herangezogen.

Definition: Eine Einflusslinie für eine Schnittgröße im Punkt *i* gibt an, wie groß die Schnittgröße in diesem Punkt ist, wenn eine Kraft $F = 1$ an der Stelle *x* wirkt. Einflusslinien für Schnittgrößen stellen somit einen Spezialfall des Reziprozitätssatzes von Maxwell dar. [1]

[1] Dallmann, R. (2008). *Baustatik 1 - Berechnung statisch bestimmter Tragwerke*

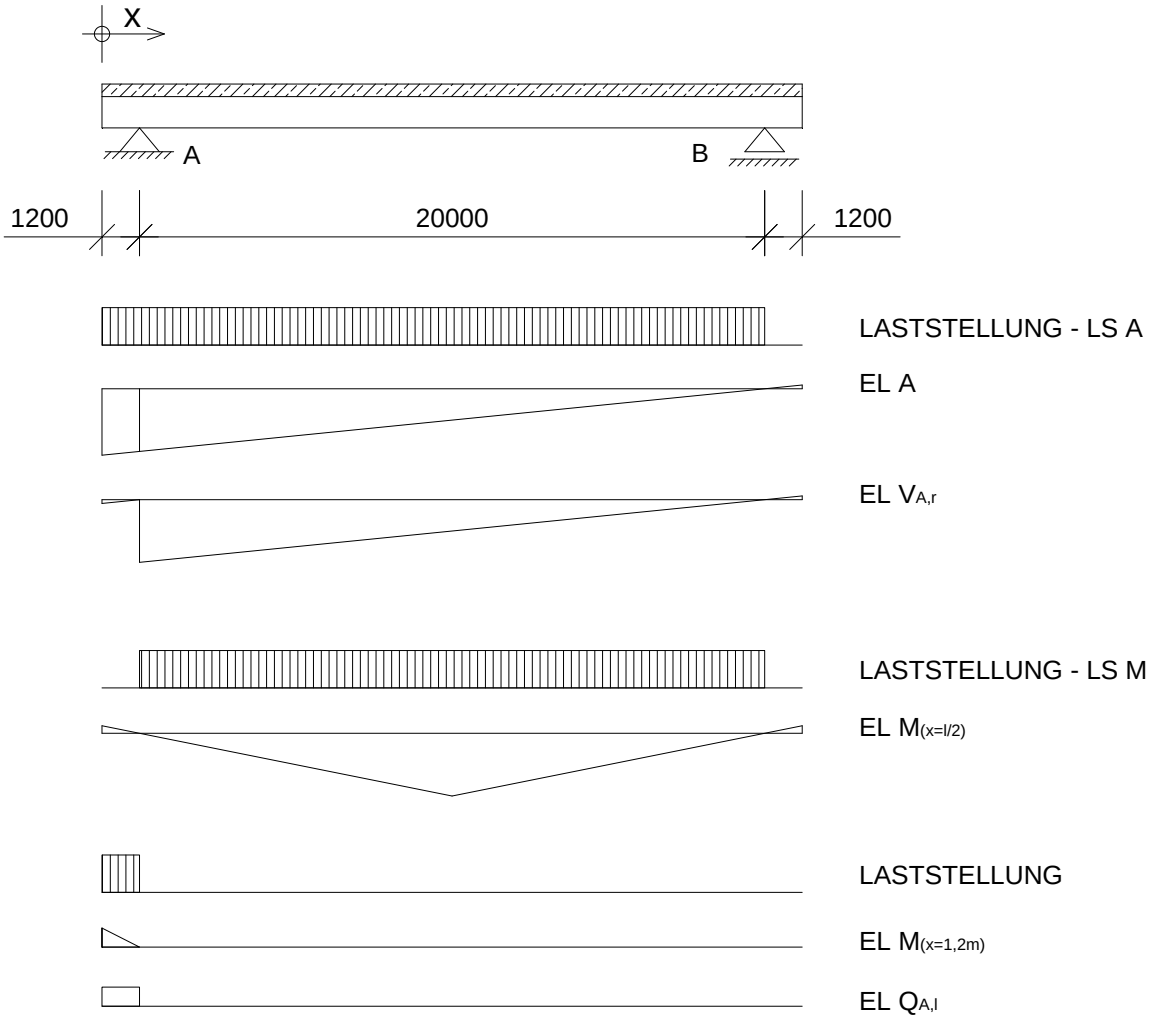



***Abbildung 5-1:*** *Einflusslinien und zugehörige Laststellungen (schematisch). Abmessungen in [mm]*

## 5.2 Materialnichtlinearität von Beton

Der Werkstoff Beton weist im Zustand II eine geringere Biegesteifigkeit auf als im ungerissenen Zustand. Diesem Umstand wurde in der Finiten Elemente Untersuchung nicht Rechnung getragen.

Studien zur Bemessung von Konstruktionen mit Stahlbetonkörpern mittels FE-Programmen an der Technischen Universität Graz [14] sowie der Universität Leipzig [15] ergaben Unregelmäßigkeiten bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung und bei Spannungsumlagerungen durch Materialnichtlinearität von Beton in Verbundtragwerken. Dieser Umstand lässt sich auf die Art und Anordnung der Strukturelemente, auf Eingabefehler als auch auf ungenügende Genauigkeit bei der Auswertung der Ergebnisse zurückführen. Problematisch erweist sich ebenfalls die Berücksichtigung der Zugversteifung des Betons zwischen den Rissen (tension stiffening Effekt), welcher jedoch nur für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit miteingerechnet werden darf. Hierbei ergeben sich erhebliche Differenzen zwischen den verschiedenen Rechenverfahren der FE-Softwarepakete.

Das in der vorliegenden Arbeit untersuchte Verbundtragwerk ist in Haupttragrichtung statisch bestimmt gelagert. Eine mögliche Verringerung der Steifigkeit der Brückenkonstruktion bewirkt daher keine Änderungen von Normal- oder Schubsspannungen an den maßgebenden Querschnitten. Die Auswirkungen der Materialnichtlinearität müssen gegebenenfalls für weitere Untersuchungen in dem FE-Modell implementiert werden.

[14] Rombach, (2007). *Finite Elemente im Ingenieurbau – Theorie & Praxis.* Graz.

[15] Schenk, G. *Einfluss der Netzgeometrie auf die Berechnung von gerissenem Beton.* Leipzig.

## 5.3 Ausgewählte Einwirkungskombinationen - Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)

Im Zuge einer Vergleichsrechnung der Verbundbrücke nach Stabtheorie 1. Ordnung wurden für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR) drei maßgebende Einwirkungskombinationen ausgewählt. Diese enthalten von den veränderlichen Einwirkungen lediglich das Lastmodell 71, Seitenstoß, Anfahren und Wind. Sie sind nach den geltenden normativen Regelungen mit den ständigen Einwirkungen zu überlagern. Außergewöhnliche Einwirkungen werden in der gegenständlichen Vergleichsrechnung nicht berücksichtigt.

Nachweise für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sowie der Ermüdungswahrscheinlichkeit sind getrennt zu führen und sind nicht Teil der angeführten Untersuchung.

***Tabelle 5-1:*** *Ausgesuchte maßgebende Lastfallkombinationen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR)*

<table>
<tr><th>Fall</th><th>Teilquerschnitt, Schnittgrößen, Laststellung</th><th>Ständige Einwirkungen</th><th>Vertikale veränderliche Einwirkungen</th><th colspan="2">Horizontale veränderliche Einwirkungen</th><th>Veränderl. Einwirkung aus Wind</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Stahl, M und N, Feldmitte</td><td rowspan="3">Eigengewicht Tragwerk, Ausbaulasten, (Kriechen und Schwinden)</td><td rowspan="3">LM 71</td><td rowspan="3">Seiten-stoß in Richtung positive oder negative y-Achse</td><td>Anfahren → Zug</td><td rowspan="3">Wind in Richtung positive oder negative y-Achse</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Stahlbetonplatte, N, Feldmitte</td><td>Anfahren → Druck</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Stahl, Vz, Auflagernahe</td><td>Anfahren Zug/Druck</td></tr>
</table>

***Tabelle 5-2:*** *Ausgesuchte Kombinationen der veränderlichen Einwirkungen – ULS Endzustand*

| Benennung | Kombination | $\gamma_{Q,1}$ | $\gamma_{0,i}$ | $\psi_{0,i}$ |
|---|---|---|---|---|
| **Verkehr** und Wind | $\gamma_{Q,1}$ · [gr11 oder gr12 oder LM 71 ⊕ Stoß ⊕ Anfahren] + $\gamma_{0,i}$ · $\psi_{0,i}$ · Wind | 1,45 | 1,50 | 0,75 |
| Die angegebenen Einwirkungen sind jeweils an ungünstigster Stelle (Feldmitte, Auflagernahe) und in der maßgebenden Richtung anzusetzen. | | | | |

***Tabelle 5-3:*** *Ausgesuchte charakteristische Werte der mehrteiligen Einwirkungen – Lastgruppen*

<table>
<tr><th rowspan="2">Last-gruppen</th><th rowspan="2">Vertikalkraft LM 71 [a]</th><th colspan="2">Horizontalkräfte</th><th rowspan="2">α</th><th rowspan="2">$\Phi_2$</th></tr>
<tr><th>Anfahren</th><th>Seitenstoß</th></tr>
<tr><td>gr11</td><td>1</td><td>1</td><td>0,5</td><td rowspan="2">1,21</td><td rowspan="2">Haupttragrichtung 1,157<br>Quertragrichtung 1,670</td></tr>
<tr><td>gr12</td><td>1</td><td>0,5</td><td>1</td></tr>
</table>

## 5.4 Modellierung der Tragstruktur

Die Eingabe der Grundeinstellungen für die vorliegende Finite-Elemente Berechnung erfolgte über den SOFiSTiK Structural Desktop, kurz SSD. Hierin wurde in einem ersten Schritt die anzuwendende Norm, das System (3D Flächentragwerk) sowie die Art des Koordinatensystems festgelegt. Weiters sind Angaben zu den Materialien und deren zugewiesenen Nummern erforderlich. Mit dem Hintergrund eines übersichtlichen Aufbaus wurde jedem Bauteil eine Gruppennummer zugeteilt und ein eigenes Material erstellt (z.B. Stahl-Untergurt, Stahl-Steg, Stahlbetonplatte sowie Verbundmittel).

Die Struktur der Verbundbrücke wurde dreidimensional durch Ebenen über die Funktion Linie in AutoCAD vorgegeben. Die generierten Flächen stellen Systemflächen dar, welche je nach Querschnittselement in der Mittelachse des jeweiligen Elements zu liegen kommen oder die untere bzw. obere Begrenzungslinie darstellen.

Über das Programm SOFiPLUS(-X) 2010 17.3, welches auf einen AutoCAD 2009 Kern aufgesetzt ist, wurden den Systemflächen Eigenschaften zugewiesen. Diese Eigenschaften umfassen die Materialnummer (Fläche sowie Bewehrung), Gruppe, Bauteildicke, lokale Vernetzung, Lagerung und Geometrie. Durch die Zuweisung einer Dicke erzeugt SOFiPLUS(-X) Strukturelemente, welche durch den Export in SSD in sogenannte QUAD-Elemente umgewandelt werden. Mit dem Ziel einer einfacheren Fehlersuche und einer besseren Übersichtlichkeit wurden die Strukturelemente in 100-er Schritten nach ihrer Funktion unterteilt (1xy - Stahl-Untergurt, 2xy - Stahl-Steg, ..., 8xy – Stahlbetonplatte).

Die Gruppeneinteilung wird in weiterer Folge für die Erstellung von Bauabschnitten und den Effekt des zeitabhängigen Materialverhaltens von Stahlbeton zufolge Kriechen und Schwinden benötigt. Die Gruppen 1 bis 6 belegen die Elemente der Stahlhohlkastenkonstruktion, Gruppe 7 umfasst die Verbundmittel und Gruppe 8 wurde dem Stahlbetonkörper zugewiesen.

Für die Abbildung der Verbundfuge konnten die Funktionen Kopplung und Feder im vorhandenen Projekt nicht angewendet werden. Kopplungen können Kräfte in ausgewählten lokalen bzw. globalen Richtungen sowie Momente zwischen zwei oder mehreren Strukturlinien übertragen. Die Kopplung entsprach der Verbindung von Stahlbetonplatte und Stahlhohlkasten ähnlich dem Näherungsverfahren des Zweistabmodells mit nicht kontinuierlichen Zustandslinien und erwies sich unter Verwendung von Bauabschnitten als problematisch.
Die Funktion Feder ermöglicht die gegenseitige Kopplung zweier Strukturpunkte wodurch ein erheblicher Rechenaufwand entstehen würde.

Die in der Verbundfuge zu liegen kommenden Kopfbolzendübel wurden daher im Modell durch stehende Plattenstreifen über den Stahlstegen sowie den Endquerträgern mit einer Dicke von 10 mm mit den Materialkennwerten von S 235 abgebildet. Ihre Höhe reicht von Unterkante Stahl-Obergurt zu Unterkante Stahlbetonplatte. Diese Form wurde aus Gründen der Vereinfachung bei der graphischen Eingabe gewählt.
Die Modellierung der schubfesten Verbindung zwischen der Stahlbetonplatte und der Stahlkonstruktion als Blech bedingt jedoch zusätzliche Flächenintegrale 2. Ordnung

$$A_{zz,V} = 10.483.484{,}0\ cm^4 \qquad A_{yy,V} = 1{,}13294 \cdot 10^8\ cm^4$$

$$A_{zz,B} = n_B \cdot \left(\frac{d_B \cdot {h_B}^3}{12} + A_B \cdot {e_S}^2\right) \qquad [cm^2]$$

$$A_{zz,B} = 4 \cdot \left(\frac{1{,}0 \cdot 1{,}8^3}{12} + 1{,}8 \cdot 16{,}26^2\right) = 1.905{,}53\ cm^4$$

$$A_{yy,B} = 4{,}47\ cm^4 \ll A_{yy,V}$$

Hierin bedeuten

| | |
|---|---|
| $A_{zz,V}$ $A_{yy,V}$ | Trägheitsmomente um die y- bzw. z-Achse des Verbundquerschnitts mit Kopfbolzendübel |
| $A_{zz,B}$ $A_{yy,B}$ | Trägheitsmomente um die y- bzw. z-Achse der Bleche |
| $n_B$ | Anzahl der geschnittenen Bleche im Regelquerschnitt |
| $d_B$ | Dicke eines Bleches |
| $h_B$ | Höhe eines Bleches |
| $A_B$ | Fläche eines Bleches |
| $e_S$ | Abstand Schwerpunkt Blech zu Schwerpunkt Verbundquerschnitt |

Das Trägheitsmoment der Bleche um die z-Achse ist klein gegenüber jenem des Verbundquerschnittes und hat somit keinen Einfluss auf die Biegesteifigkeit des Berechnungsmodells um die z-Achse.
Das Flächenintegral 2. Ordnung der Bleche um die y-Achse weist einen Anteil im Promillbereich bezogen auf das Trägheitsmoment $A_{zz,V} = 10.483.484{,}0\ cm^4$ auf. Der geringe Einfluss auf die Querschnittswerte bzw. die Biegesteifigkeit des Systems ist hinreichend genau und bedarf keiner Änderung der Modellbildung.
Auf die effektive Schubfläche des Gesamtquerschnitts haben die stehenden Bleche ebenfalls keinen nennenswerten Einfluss.

Die Lagerungsbedingungen wurden als Festhaltungen den jeweiligen Strukturflächen des Stahl-Untergurtes zugeordnet.
Alle für die Bemessungsfälle 1, 2 und 3 erforderlichen Lasten wurden entsprechend den in der Lastaufstellung ermittelten Werten und Angriffspunkten auf das Tragwerk angesetzt.

## 5.5 Tragstruktur unter ständigen Einwirkungen und Bauablauflasten

### 5.5.1 Allgemeines

Der Bauablauf sowie Effekte aus Schwinden und Kriechen wurden mit der Eingabesprache CADINP in den Programmen CSM (Construction Stage Manager) und ASE (Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen) dargestellt.

Die Eingabe der Lasten erfolgt graphisch im Programm SOFiPLUS(-X) 2010 17.3 über Strukturelementlasten oder Freie Lasten.

Für die Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens von Beton in Hinblick auf Schwinden und Kriechen stehen in ASE zwei Verfahren zur Verfügung. [6]

- Vereinfachtes Verfahren
  Für Platten wird ohne Angabe eines Primärlastfalls Kriechen und Schwinden in einem Lastfallschritt wie folgt ermittelt:
  - der E-Modul des Betons wird auf $E = {E_0}/{[1 + \varphi(\infty, 28)]}$ reduziert
  - dem Beton wird eine Vordehnung von $\varepsilon_{cs(t)}$ eingeprägt
- Komplexe Berechnung mit Aufsetzen auf einen Primärlastfall
  Das Gesamtkriechen wird in eine festgelegte Anzahl n von Kriechintervallen zerlegt, die in n Lastfällen berechnet werden. Die während einer Kriechstufe als konstant wirkend angenommenen Spannungen des Primärlastfalles (oder der letzten Kriechstufe) werden in Dehnungen umgerechnet. Diese Dehnungen werden bei allen Elementen aus Beton mit der Teilkriechzahl $\varphi(t, 28)$ multipliziert und als Last angesetzt.

Im gegenständlichen Projekt wurde die komplexe Berechnung mit Aufsetzen auf einen Primärlastfall zum Zeitpunkt t = 0 angewandt und mit 10 Kriechstufen in den Lastfällen LF 6240 bis 6249, LF 6250 bis 6259 und LF 6260 bis 6269 ausgewertet. Zweckmäßig wurden die bereits ermittelten Werte für die Kriechzahl $\varphi(\infty, 28) = 1{,}668$ und die gesamte Schwinddehnung zum Zeitpunkt t = ∞ $\varepsilon_{cs(t)} = 2{,}53 \times 10^{-4}$ vorgegeben.

Im Allgemeinen wurde für die Geometrie der Finiten Elemente Rechteckelemente mit einer maximalen Kantenlänge von 0,25 m vorgegeben.

### 5.5.2 Ständige Einwirkungen

Zu den ständigen Lasten zählen Eigengewicht der Tragkonstruktion (Stahlhohlkasten und Stahlbetonplatte), Schalungsgewicht und Ausbaulasten. Letztere werden in die Fälle maximale, minimale und Nennschotterhöhe eingeteilt.

***Tabelle 5-4:*** *Ständige Einwirkungen und Lastfälle (LF) im Bauzustand*

| LF-Nummer | Bezeichnung | Einwirkung | γ- und ψ-Werte |
|---|---|---|---|
| 12 | Schalung | G1 Bauablauflast | siehe Kapitel 4 |
| 20 | Frischbeton | G1 Bauablauflast | |
| 40 | Ausbaulast max. Schotterhöhe | G2 Ausbaulast | |
| 41 | Ausbaulast Nennschotterhöhe | G2 Ausbaulast | |
| 42 | Ausbaulast min. Schotterhöhe | G2 Ausbaulast | |

*<u>Anmerkung:</u> Alle ständigen Lasten wirken über die gesamte Trägerlänge.*

#### 5.5.2.1 Schalung und Frischbeton

Die Lasten der Schalung und des Frischbetons werden, entsprechend der Tragkonstruktion der Schalung, auf den Stahlhohlkasten an den Montagebereichen eingeleitet.

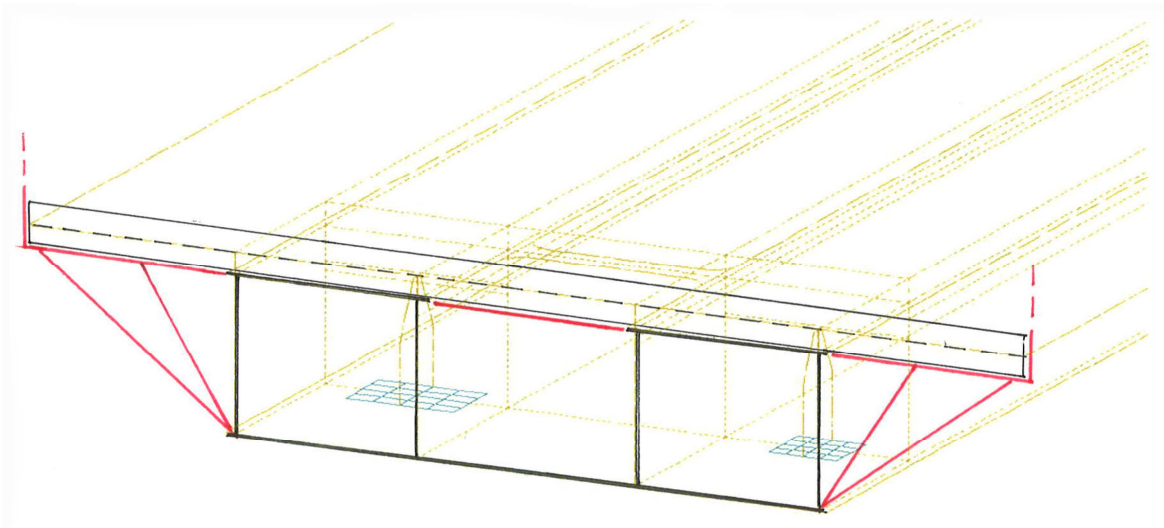
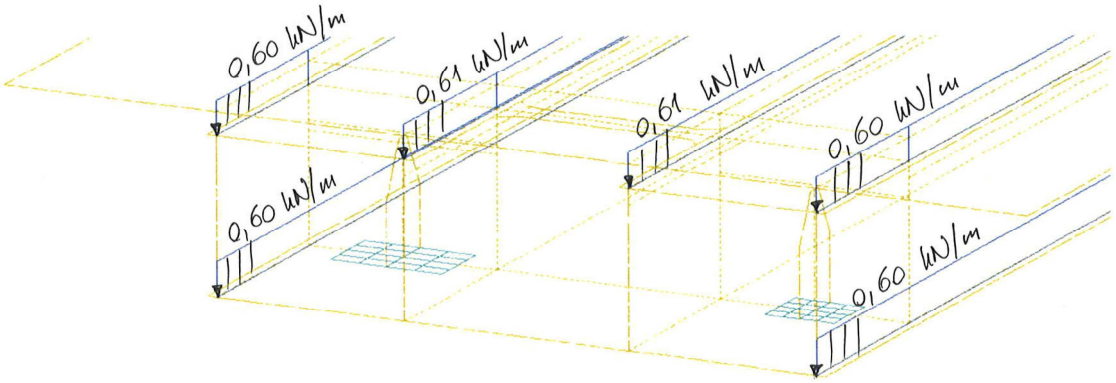


***Abbildung 5-2:*** *Geometrie der Schalung für die Ortbeton-Fahrbahnplatte, Detail Auflagerlinie A*

a) LF 12 → Schalung, PZ = 0,60 kN/m




b) LF 20 → Frischbeton

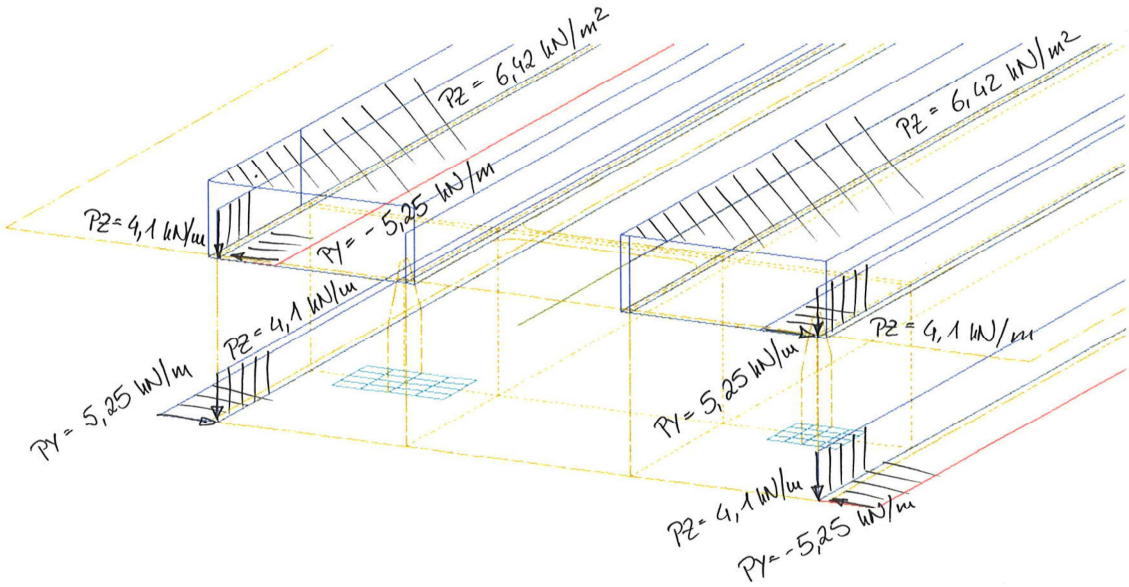
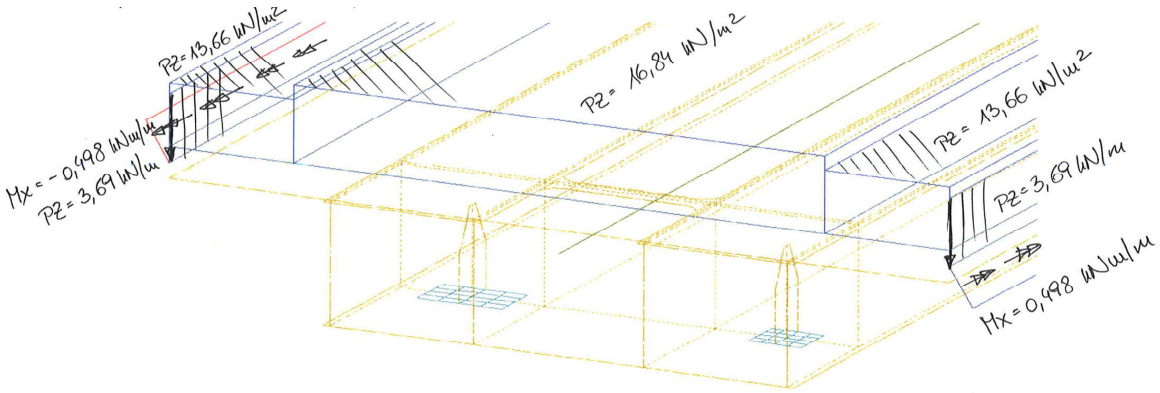



***Abbildung 5-3:*** *Bauablauflasten, a) Einwirkung Schalung LF 12; b) Einwirkung Frischbeton LF 20; Detail Auflagerlinie A*

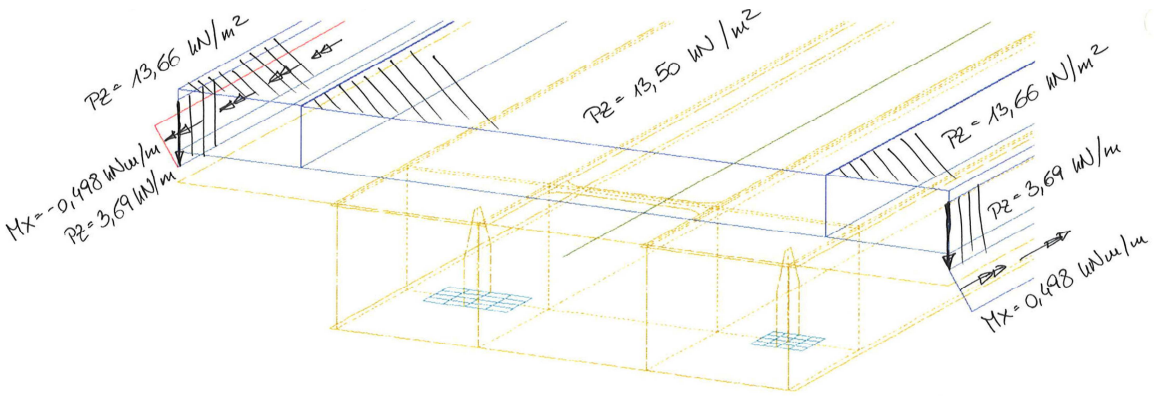
### 5.5.2.2 Ausbaulasten

Die Ausbaulasten - unterteilt nach den Fällen minimale, maximale Schotterbetthöhe und Nennschotterbetthöhe – werden entsprechend Kapitel 3.1.2, Tabelle 3-5 bis Tabelle 3-7 sowie Abbildung 3-1 bis Abbildung 3-3 auf das Tragwerk angesetzt.

a) LF 40 – Ausbaulasten, maximale Schotterbetthöhe




b) LF 41 – Ausbaulasten, Nennschotterbetthöhe




c) LF 42 – Ausbaulasten, minimale Schotterbetthöhe

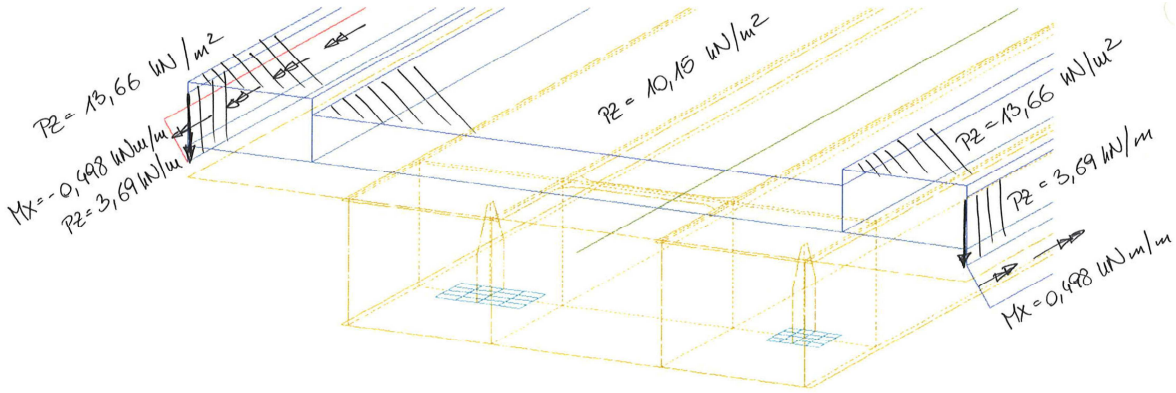



***Abbildung 5-4:*** *ständige Einwirkungen der Ausbaulasten, a) Fall maximale Schotterbetthöhe LF 40; b) Nennschotterbetthöhe LF 41; c) minimale Schotterbetthöhe LF 42; Detail Auflagerlinie A*

***Tabelle 5-5:*** *charakteristische Gesamtlastfälle der Primärlastfälle*

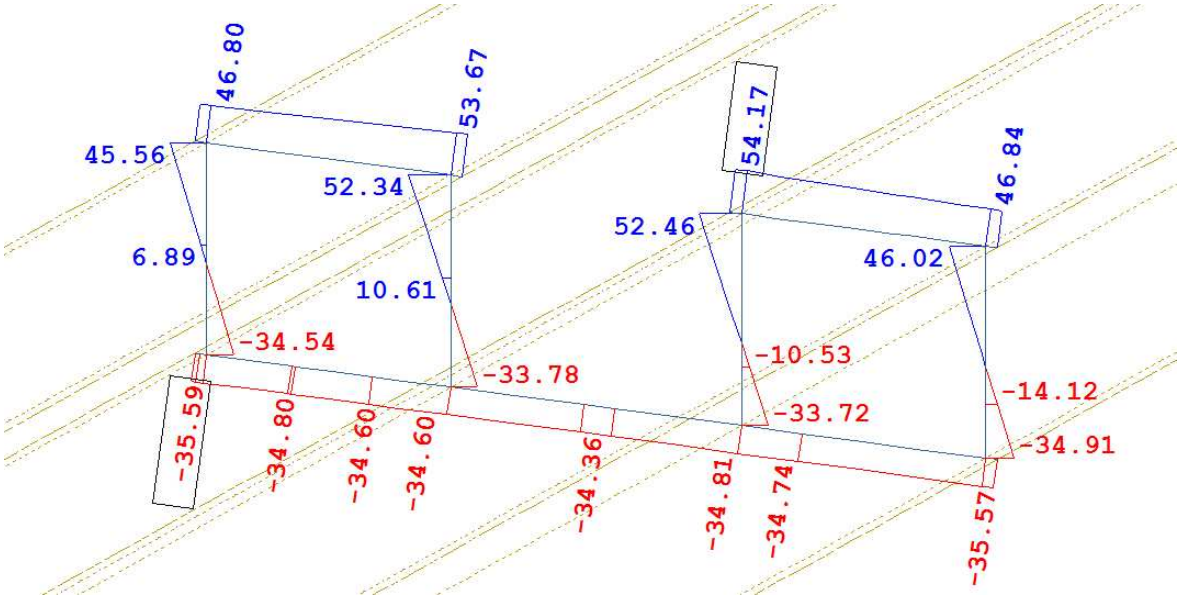
| | LF-Nummer Gesamt-LF | Nummer Bauab-schnitt | Bezeichnung | Lasten |
|---|---|---|---|---|
| Stahlhohlkasten | 6001 | Vorspannung des Stahlhohlkastens zufolge negativen Bauablauflasten | | |
| | 6002 | Stahlhohlkasten in Endlage, vorgespannt und spannungslos | | |
| | 6110 | 110 | Stahlkonstruktion in Endlage | Eigenlast Stahlhohlkasten |
| | 6120 | 120 | Schalung und Frischbeton | Eigenlast Stahlhohlkasten + LF12 + LF20 |
| Verbundträger | 6130 | 130 | Erhärten Betonplatt – Verbund, $t = 0$ | Eigenlast Brückentrag-werk |
| | 6140 | 140 | max. Schotterhöhe, $t = 0$ | Eigenlast Brückentrag-werk + LF 40 |
| | 6150 | 150 | Nennschotterhöhe, $t = 0$ | Eigenlast Brückentrag-werk + LF 41 |
| | 6160 | 160 | Minimale Schotterhöhe, $t = 0$ | Eigenlast Brückentrag-werk + LF 42 |
| | 6240 - 6249 | 240 | max. Schotterhöhe K+S, $t = \infty$ | Eigenlast Brückentrag-werk + LF 40 |
| | 6250 - 6259 | 250 | Nennschotterhöhe K+S, $t = \infty$ | Eigenlast Brückentrag-werk + LF 41 |
| | 6260 - 6269 | 260 | min. Schotterhöhe K+S, $t = \infty$ | Eigenlast Brückentrag-werk + LF 42 |

### 5.5.3 Zustandsgrößen von Primärlastfällen

Dieses Kapitel veranschaulicht die Zustandsgrößen von Primärlastfällen vergleichsweise mit und ohne Einfluss aus Kriechen und Schwinden des Betons.

***LF 6001 – Stahlhohlkasten: negative Vorverformung, mit Spannungen***

a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

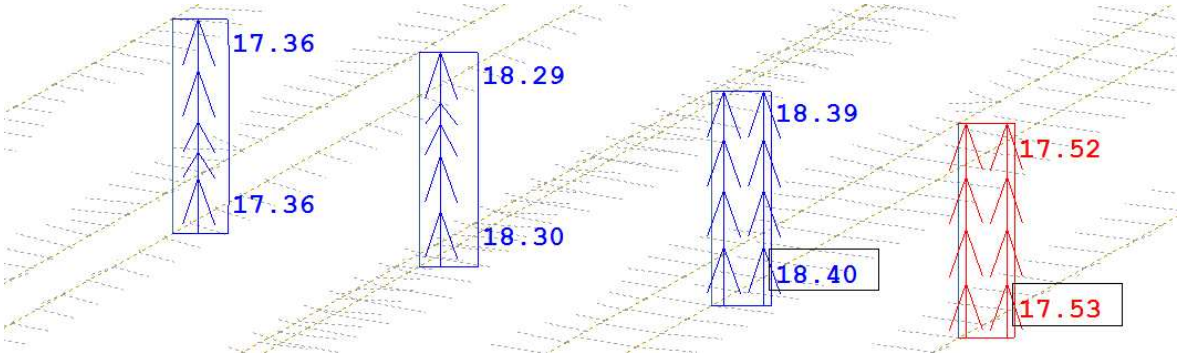



***Abbildung 5-5:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6001 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

***LF 6002 – Stahlhohlkasten: negative Vorverformung, spannungsfrei***

Der Stahlhohlkasten behält die Verformung aus LF 6001, ist jedoch spannungsfrei.

### *LF 6120 – Stahlhohlkasten: Eigengewicht, EW Schalung und Frischbeton*

Die Lage des Stahlhohlkastens ist horizontal.

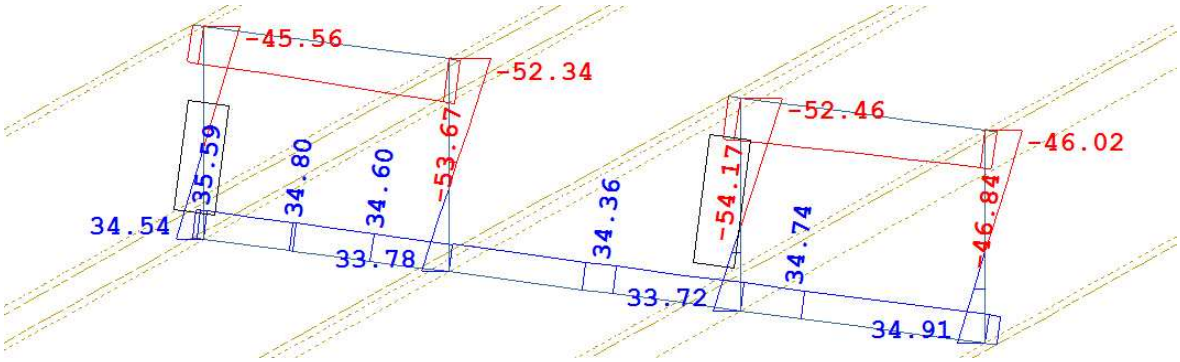



***Abbildung 5-6:*** *Normalspannungen in der Stahlkonstruktion zufolge LF 6120 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

### *LF 6130 – Verbund: Erhärten der Betonplatte*

Die Zustandsgrößen im Betonkörper sind alle gleich Null, die Lage des Verbundtragwerkes ist horizontal.

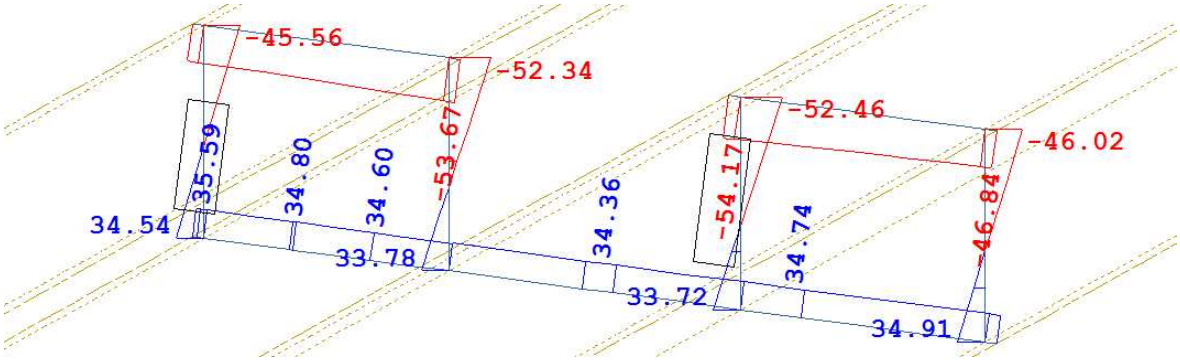
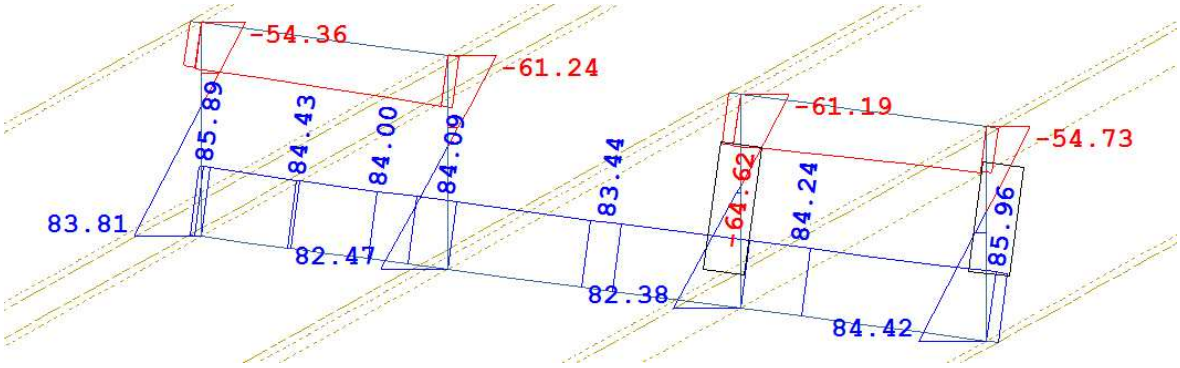



***Abbildung 5-7:*** *Normalspannungen der Stahlkonstruktion zufolge LF 6130 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

***LF 6140 – Verbund: Ausbaulasten maximale Schotterbetthöhe, t = 0***

a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

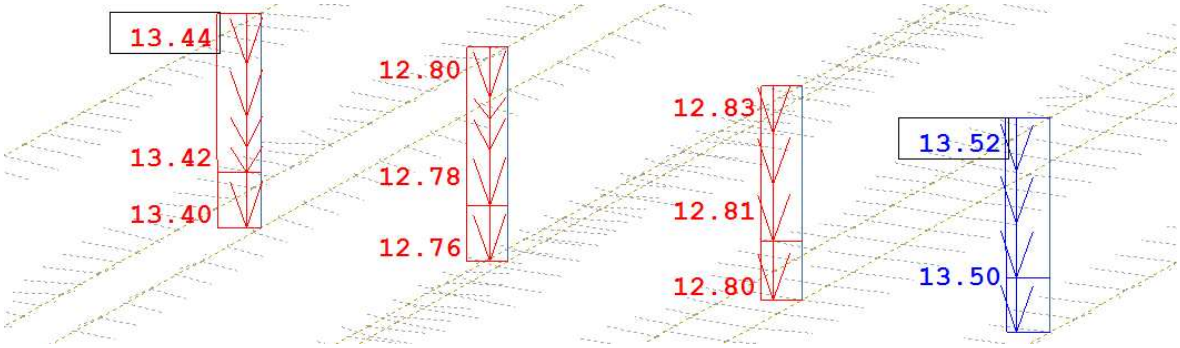
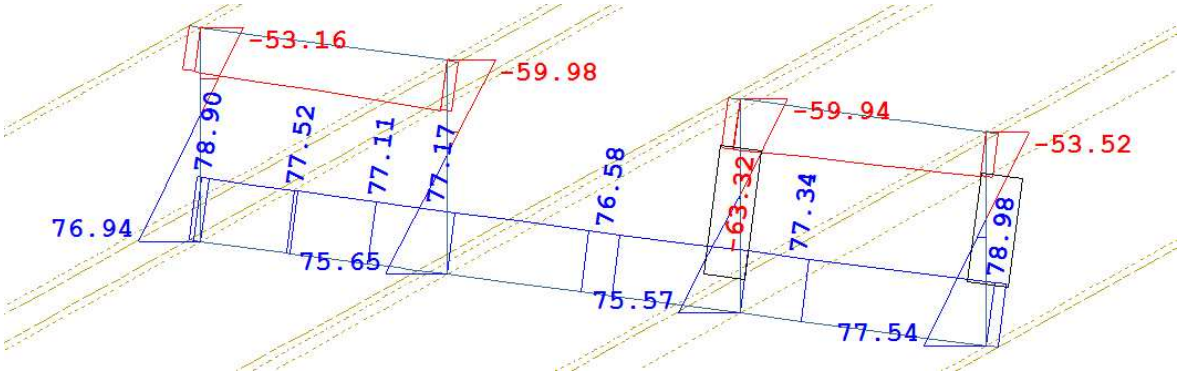



***Abbildung 5-8:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6140 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

*Anmerkung:* Für die Gesamtverformung der Verbundkonstruktion muss die Vorverformung aus LF 6001 zu den Verschiebungen der nachfolgenden Lastfälle hinzugezählt werden.

***LF 6150 – Verbund: Ausbaulasten Nennschotterbetthöhe, t = 0***

a) Normalspannungen in den Stahlstegen (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

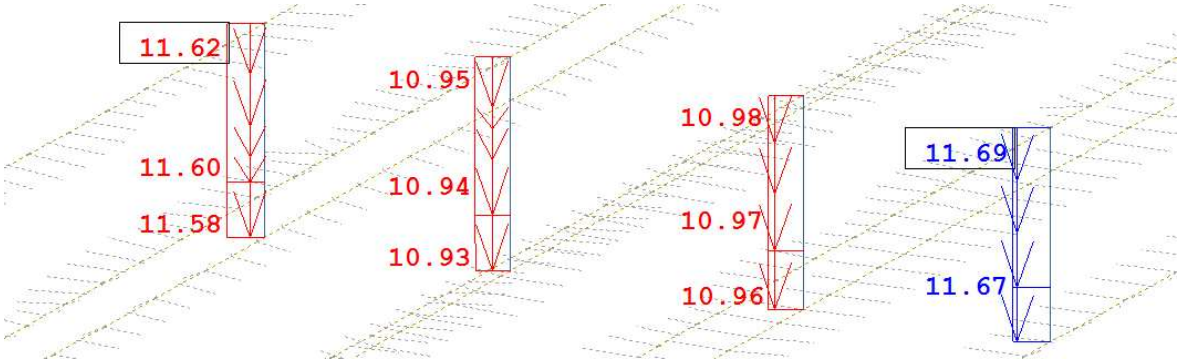
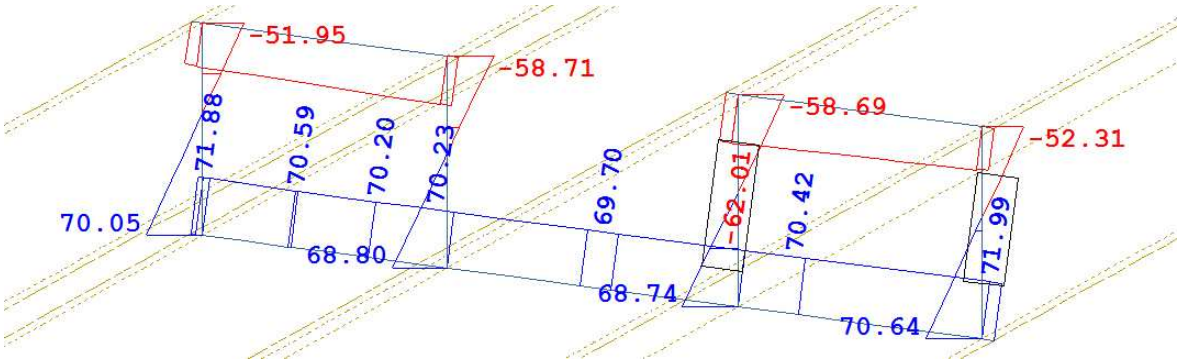



***Abbildung 5-9:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6150 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

***LF 6160 – Verbund: minimale Schotterbetthöhe, t = 0***

a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

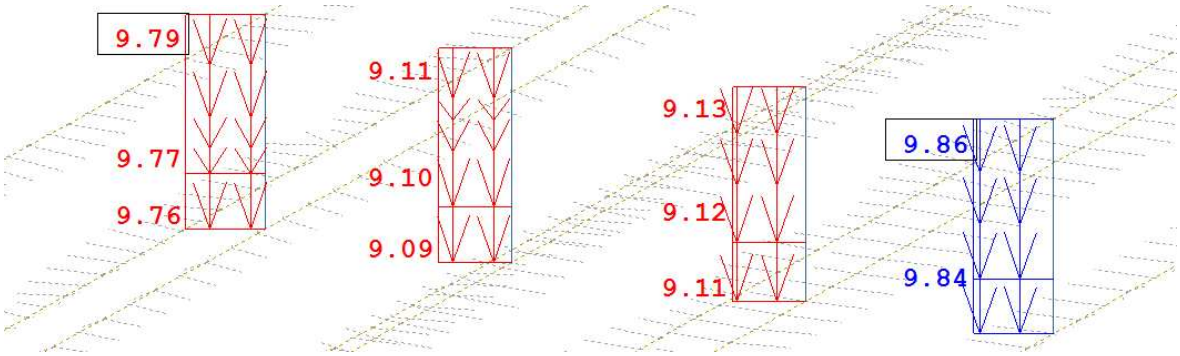
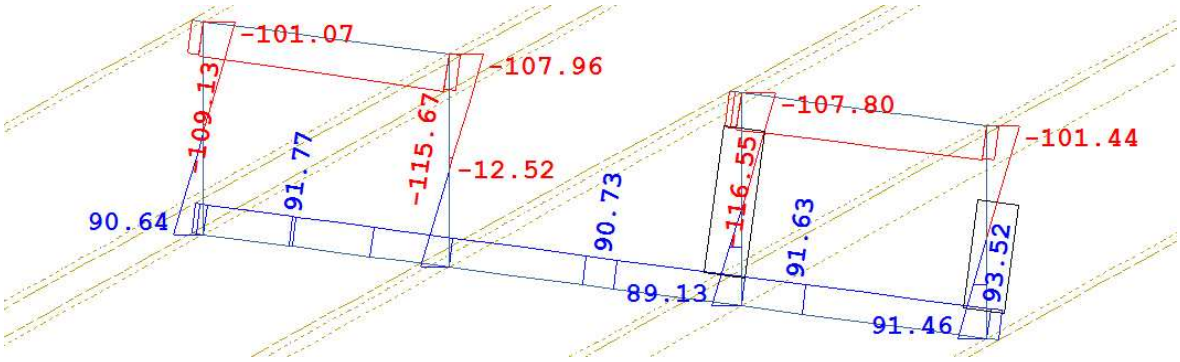



***Abbildung 5-10:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6160 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

***LF 6249 – Verbund: Ausbaulasten maximale Schotterbetthöhe, t = ∞***

a) Normalspannungen in den Stahlstegen (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

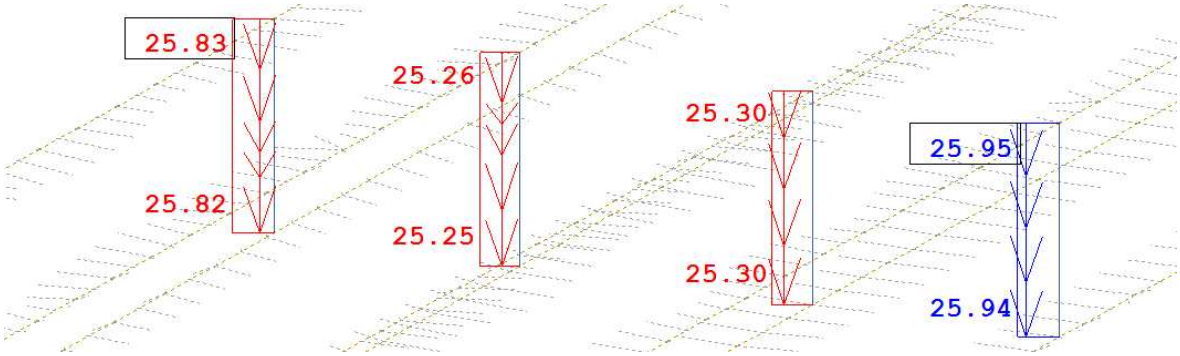
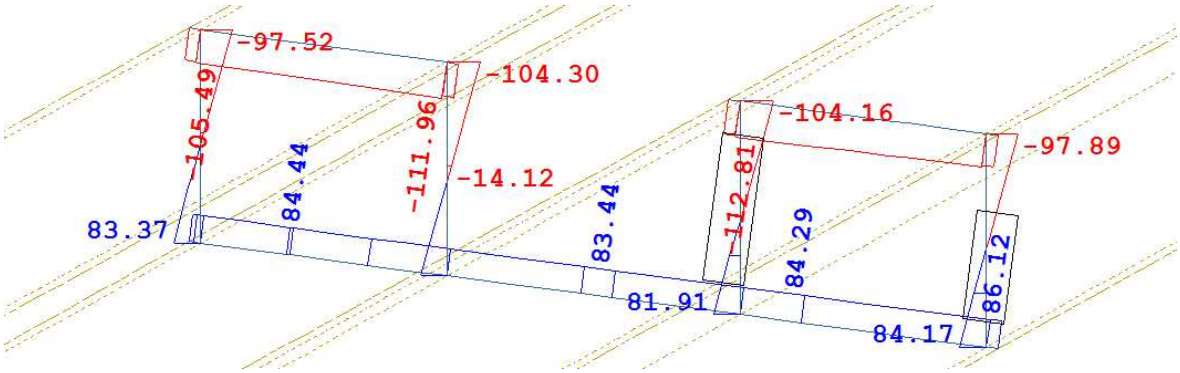



***Abbildung 5-11:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6249 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

***LF 6259 – Verbund: Ausbaulasten Nennschotterbetthöhe, t = ∞***

a) Normalspannungen in den Stahlstegen (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

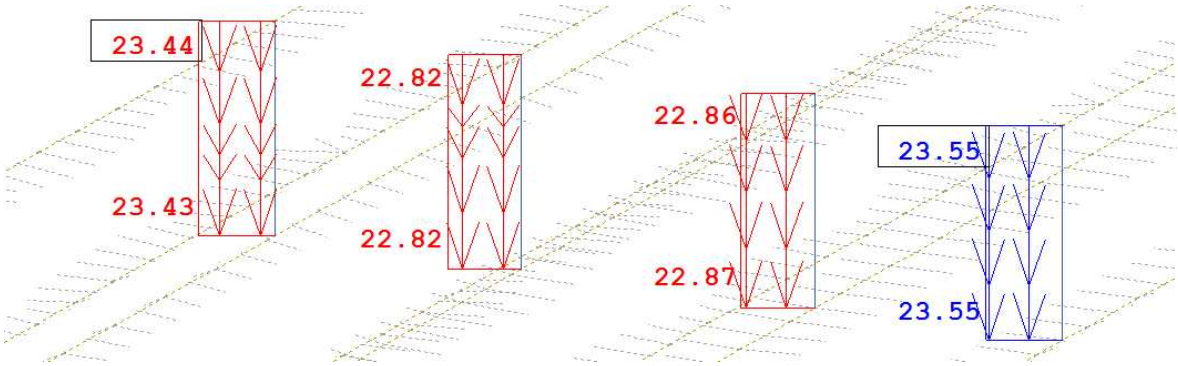
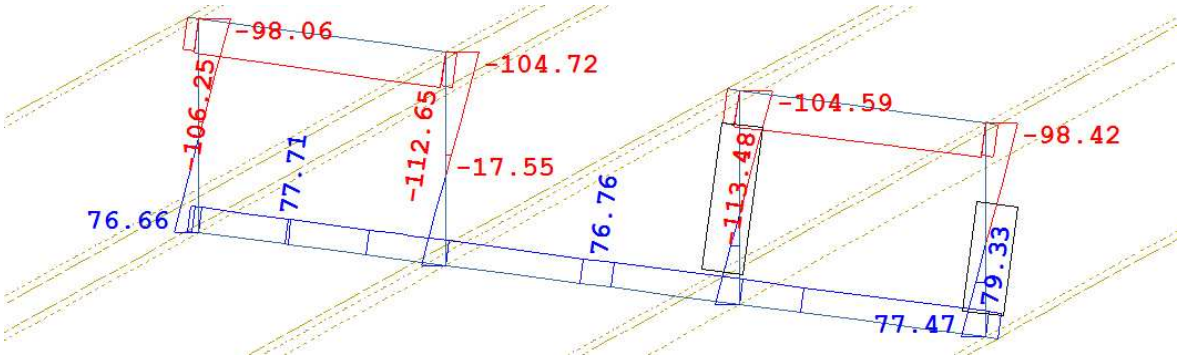



***Abbildung 5-12:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6259 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

***LF 6269 – Verbund: Ausbaulasten minimale Schotterbetthöhe, t = ∞***

a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion (Stelle x = 11,20 m) [MPa]




b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion, Darstellung der Stahlstege (Stelle x = 11,20 m) [mm]

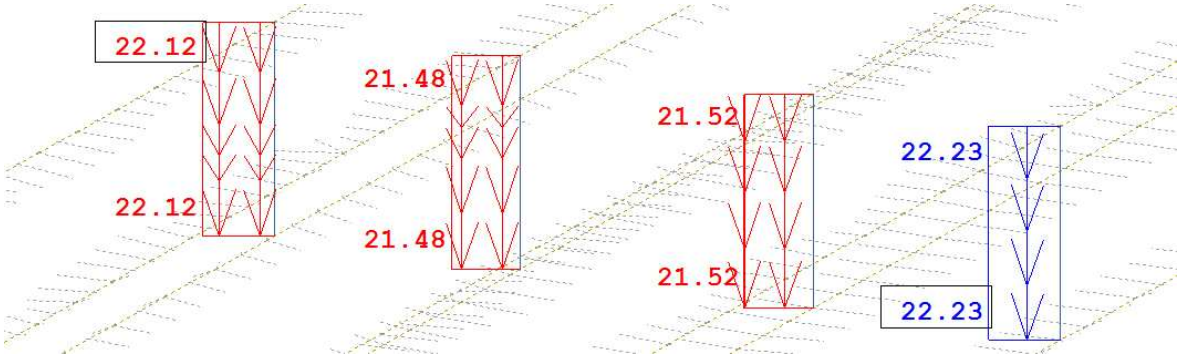



***Abbildung 5-13:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6269 in Feldmitte, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]*

## 5.6 Tragstruktur unter veränderlichen Einwirkungen sowie Kombinationen

### 5.6.1 Allgemeines

Die Lasteingabe erfolgte interaktiv in der SofiPlus(-X) – Software.

Eine Übersicht über die anzuwendenden Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_i$ und Kombinationsbeiwerte $\psi$ für den Nachweis für Grenzzustände der Tragfähigkeit (STR) ist in Tabelle 5-6 gegeben. Die Faktoren entsprechen jenen aus Tabelle 4-4 in Kapitel 4 Lastkombinationen.

Eine Unterscheidung in ständige und veränderliche Einwirkungen ist entsprechend den Vorgaben aus Kapitel 3 erfolgt.

### 5.6.2 Veränderliche Einwirkungen

#### 5.6.2.1 Einwirkungen und Lasten

***Tabelle 5-6:*** *Einwirkungen im Endzustand für die maßgebenden Einwirkungskombinationen*

| EW | Bezeichnung | Einteilung | Überlagerung | $\gamma_{i,sup}$ | $\gamma_{i,inf}$ | $\Psi_0$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| G | Eigengewicht gesamt | ständig | PERM immer | 1,35 | 1,00 | -- |
| L | Verkehrslast – LM 71 | veränderlich | EXCL bedingt | 1,45 | 0,00 | 0,80 |
| S | Verkehrslast – Seitenstoß | veränderlich | EXCL bedingt | 1,45 | 0,00 | 0,80 |
| Q | Verkehrslast – Anfahren | veränderlich | EXCL bedingt | 1,45 | 0,00 | 0,80 |
| W | Windeinwirkungen | veränderlich | EXCL bedingt | 1,50 | 0,00 | 1,00 |
| G1 | Bauablauflasten | ständig | PERM immer | 1,35 | 1,00 | -- |
| G2 | Ausbaulasten | ständig | PERM immer | 1,35 | 1,00 | -- |

Die Kombinationsvorschriften PERM und EXCL richten sich nach den Lasten der jeweiligen Einwirkung und deren Bezug zueinander während der Überlagerung.

- PERM immer: Alle Lastfälle dieser Einwirkung werden immer berücksichtigt
- EXCL bedingt: Lastfälle innerhalb einer Kategorie schließen sich gegenseitig aus

Ein Überblick über die Lastfälle der Einwirkungen L, Q, S - Verkehrslasten und W - Windlasten ist in der nachfolgenden Tabelle gegeben.

***Tabelle 5-7:*** *Lastfälle (LF) der Einwirkungen L, Q, S – Verkehrslasten und W – Windlasten*

| LF | Bezeichnung | Beschreibung |
|---|---|---|
| 100 | max LM71_LS A | Vertikale Einwirkung zufolge Lastmodell 71<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe |
| 101 | max LM71_LS M | Vertikale Einwirkung zufolge Lastmodell 71<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte |
| 110 | max Stoß_LS A_positiv y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe, Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 111 | max Stoß_LS A_negativ y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe, Wirkungsrichtung negative y-Achse |
| 112 | max Stoß_LS M_positiv y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte, Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 113 | max Stoß_LS M_negativ y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte, Wirkungsrichtung negative y-Achse |
| 120 | max Anf71_LS A_Zug | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe, erzeugt Zug im Brückenträger |
| 121 | max Anf71_LS A_Druck | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe, erzeugt Druck im Brückenträger |
| 122 | max Anf71_LS M_Zug | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte, erzeugt Zug im Brückenträger |
| 123 | max Anf71_LS M_Druck | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall maximale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte, erzeugt Druck im Brückenträger |
| 200 | min LM71_LS A | Vertikale Einwirkung zufolge Lastmodell 71<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe |

| | | |
|---|---|---|
| 201 | min LM71_LS M | Vertikale Einwirkung zufolge Lastmodell 71<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte |
| 210 | min Stoß_LS A_positiv y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 211 | min Stoß_LS A_negativ y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>Wirkungsrichtung negative y-Achse |
| 212 | min Stoß_LS M_positiv y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 213 | min Stoß_LS M_negativ y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>Wirkungsrichtung negative y-Achse |
| 220 | min Anf71_LS A_Zug | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>erzeugt Zug im Brückenträger |
| 221 | min Anf71_LS A_Druck | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>erzeugt Druck im Brückenträger |
| 222 | min Anf71_LS M_Zug | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>erzeugt Zug im Brückenträger |
| 223 | min Anf71_LS M_Druck | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall minimale Schotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>erzeugt Druck im Brückenträger |
| 300 | Nenn LM71_LS A | Vertikale Einwirkung zufolge Lastmodell 71<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Auflagernahe |
| 301 | Nenn LM71_LS M | Vertikale Einwirkung zufolge Lastmodell 71<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Feldmitte |
| 310 | Nenn Stoß_LS A_positiv y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 311 | Nenn Stoß_LS A_negativ y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>Wirkungsrichtung negative y-Achse |

| | | |
|---|---|---|
| 312 | Nenn Stoß_LS M_positiv y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 313 | Nenn Stoß_LS M_negativ y | Horizontale Einwirkung zufolge Seitenstoß<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>Wirkungsrichtung negative y-Achse |
| 320 | Nenn Anf71_LS A_Zug | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>erzeugt Zug im Brückenträger |
| 321 | Nenn Anf71_LS A_Druck | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Auflagernahe,<br>erzeugt Druck im Brückenträger |
| 322 | Nenn Anf71_LS M_Zug | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>erzeugt Zug im Brückenträger |
| 323 | Nenn Anf71_LS M_Druck | Horizontale Einwirkung zufolge Anfahren (zugeh. LM 71)<br>Fall Nennschotterhöhe, Laststellung Feldmitte,<br>erzeugt Druck im Brückenträger |
| 400 | Wind_LS A_positiv y | Windeinwirkung (Fall Verkehr), Laststellung Auflagernahe<br>Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 401 | Wind_LS A_negativ y | Windeinwirkung (Fall Verkehr), Laststellung Auflagernahe<br>Wirkungsrichtung negative y-Achse |
| 402 | Wind_LS M_positiv y | Windeinwirkung (Fall Verkehr), Laststellung Feldmitte<br>Wirkungsrichtung positive y-Achse |
| 403 | Wind_LS M_negativ y | Windeinwirkung (Fall Verkehr), Laststellung Feldmitte<br>Wirkungsrichtung negative y-Achse |

#### 5.6.2.2 Lastangriffsflächen auf den Stahlbetonkörper

Die Geometrie der Lastangriffsbereiche auf Höhe der STB-OK wird in die Fälle minimale, maximale Schotterbetthöhe sowie Nennschotterbetthöhe eingeteilt. Eine weitere Unterscheidung wird durch die Laststellungen Auflagernahe (LS A) und Feldmitte (LS M) erforderlich.

Die Lastangriffsflächen werden bestimmt über die Lastausbreitung der Schwellen und des Schotterbettes. Ihre Lage ist gemessen von der Mittelachse der Tragkonstruktion zufolge exzentrischer Gleislage um 100 mm in negativer y-Richtung verschoben.

*Ermittlung der Lastangriffsbereiche (Schwelle B 70)*

| | |
|---|---|
| Schwellenlänge | $L_S = 2.600\,mm$ |
| Schwellenbreite | $B_S = 260\,mm$ |
| Schwellenhöhe | $H_S = 214\,mm$ |
| Minimale Schotterbetthöhe | $h_{min} = 385\,mm$ |
| Nennschotterbetthöhe | $h_{Nenn} = 550\,mm$ |
| Maximale Schotterbetthöhe | $h_{max} = 715\,mm$ |
| Winkel der Lastausbreitung | $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1}{4}\right) = 14{,}036\,°$ |

$$B_i = B_S + 2 \cdot (h_i - H_S) \cdot \tan(\alpha) \qquad mit\ i = min, Nenn, max$$
$$L_i = L_S + 2 \cdot (h_i - H_S) \cdot \tan(\alpha) \qquad mit\ i = min, Nenn, max$$

- Fall minimale Schotterbetthöhe

  $B_{min} = 260 + 2 \cdot (385 - 214) \cdot \tan(14{,}036) = 346\,mm$

  $L_{min} = 2.600 + 2 \cdot (385 - 214) \cdot \tan(14{,}036) = 2.686\,mm$

- Fall Nennschotterbetthöhe

  $B_{min} = 260 + 2 \cdot (550 - 214) \cdot \tan(14{,}036) = 428\,mm$

  $L_{min} = 2.600 + 2 \cdot (550 - 214) \cdot \tan(14{,}036) = 2.768\,mm$

- Fall maximale Schotterbetthöhe

  $B_{min} = 260 + 2 \cdot (715 - 214) \cdot \tan(14{,}036) = 510\,mm$

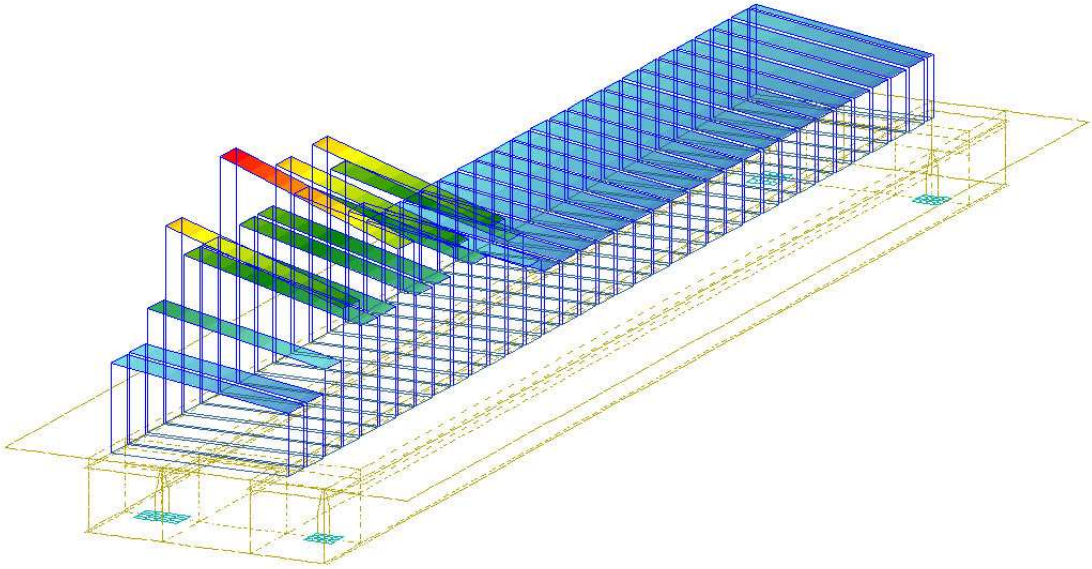
  $L_{min} = 2.600 + 2 \cdot (715 - 214) \cdot \tan(14{,}036) = 2.850\,mm$

### 5.6.2.3 Veränderliche vertikale Einwirkungen aus Verkehr – LM 71

Beispielhaft für die nachfolgenden Lastfälle sei hier eine Axonometrie über das Lastgebirge von LF 100 angeführt.

LF 100 → LM 71, Fall maximale Schotterbetthöhe – Laststellung Auflagernahe

a)



b)

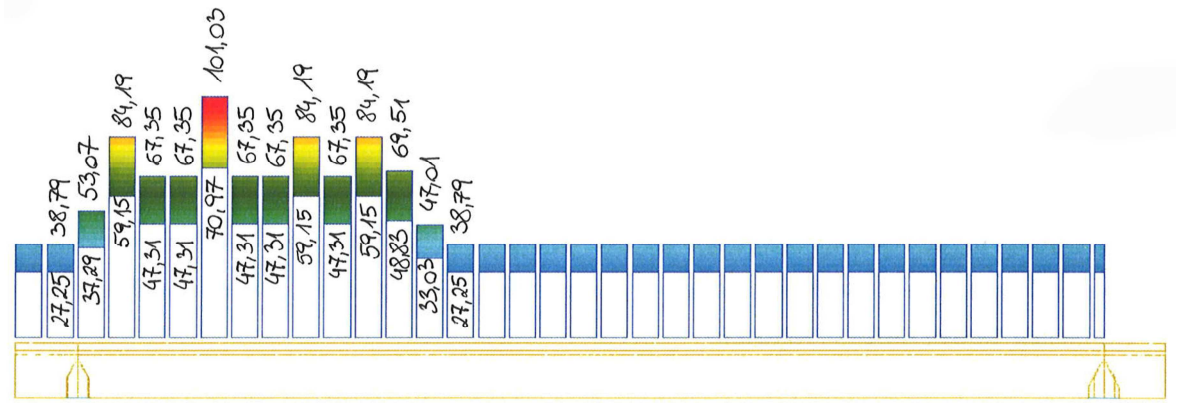
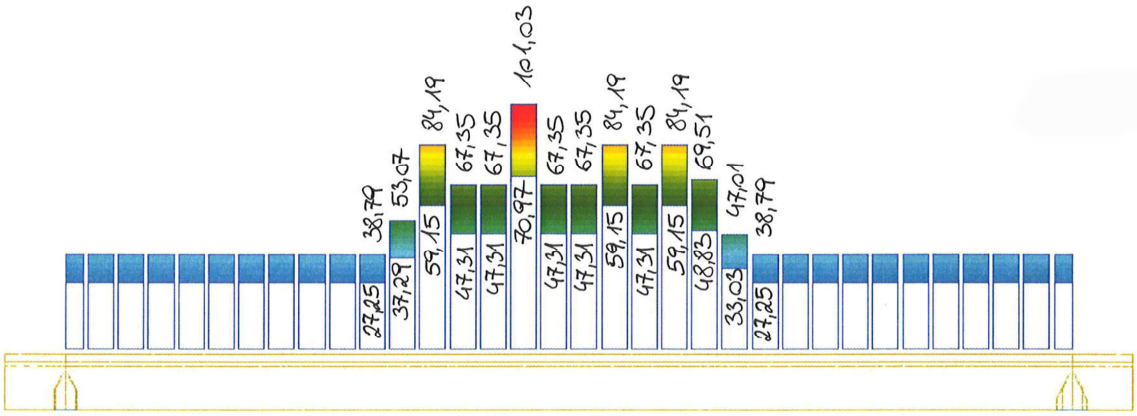


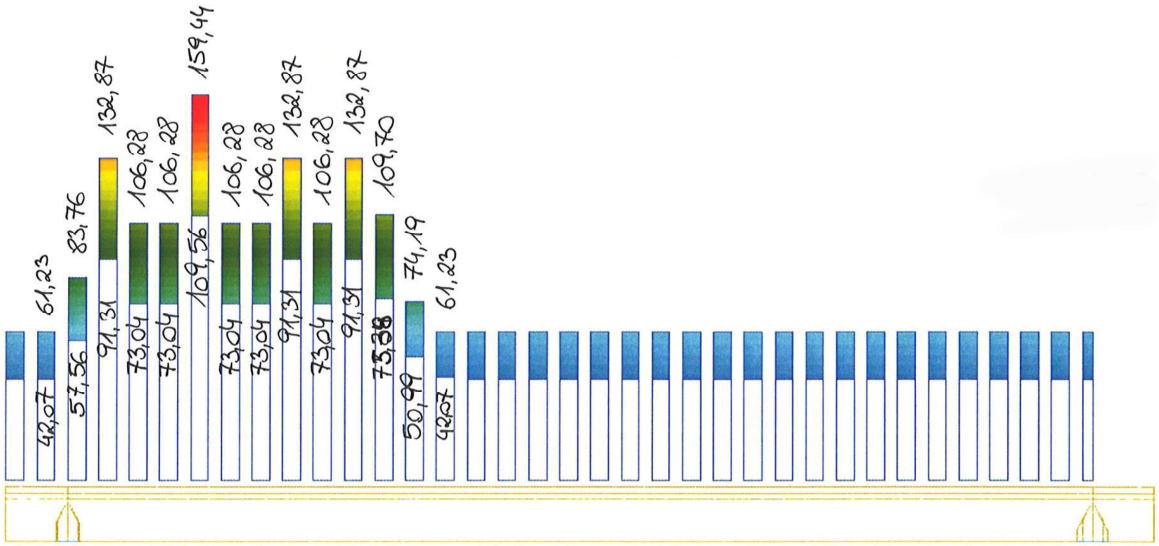

***Abbildung 5-14:*** *Veränderliche Einwirkung LM 71 LF 100 - Fall maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe; a) Axonometrie Modell Brückentragwerk; b) Ansicht Modell Brückentragwerk entgegen der positiven Y-Achse. Flächenlasten in [kN/m²]*

Alle Laststellungen der vertikalen Verkehrseinwirkung LM 71 werden aus Gründen der Übersichtlichkeit in Ansichten parallel der XZ-Ebene entgegen der positiven Y-Achse dargestellt.

a) LF 101 → LM 71, Fall maximale Schotterbetthöhe – Laststellung Feldmitte




b) LF 200 → LM 71, Fall minimale Schotterbetthöhe – Laststellung Auflagernahe




c) LF 201 → LM 71, Fall minimale Schotterbetthöhe – Laststellung Feldmitte

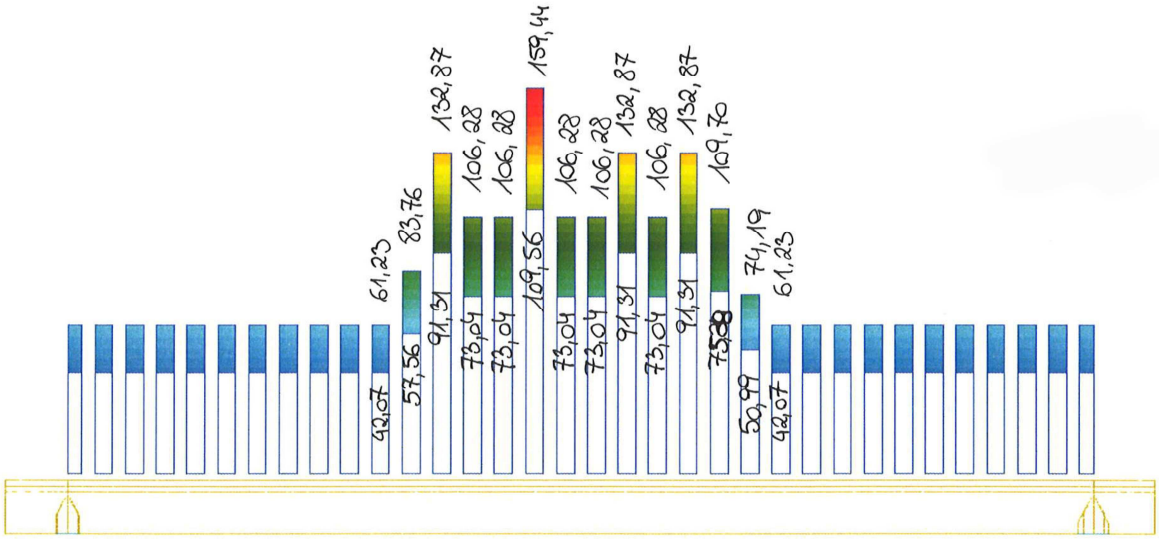
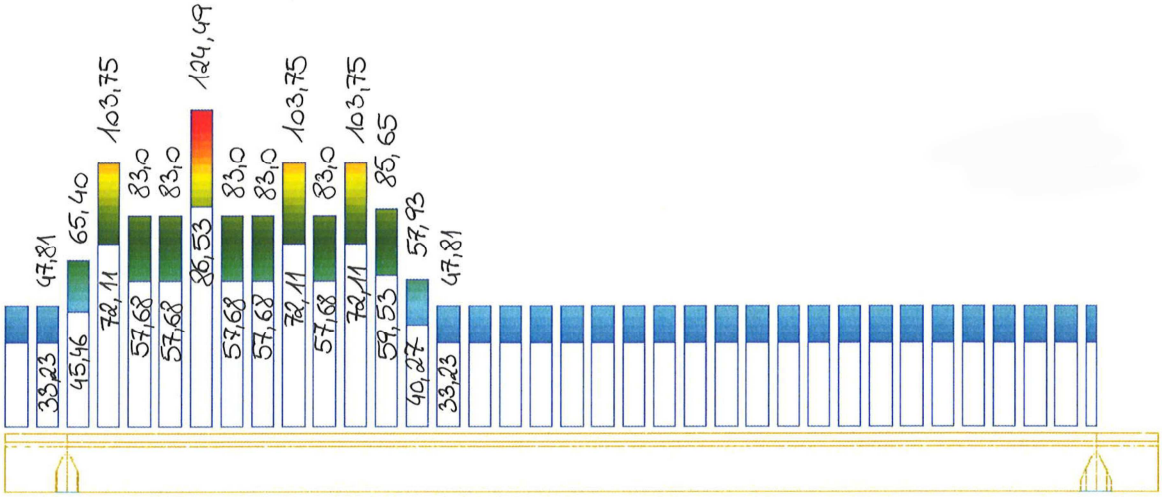



***Abbildung 5-15:*** *Veränderliche Einwirkung LM 71, a) LF 101 maximale; b) LF 200 und c) LF 201 minimale Schotterbetthöhe; Ansicht Modell Brückentragwerk entgegen der positiven Y-Achse. Flächenlasten in [kN/m²]*

a) LF 300 → LM 71, Fall Nennschotterbetthöhe – Laststellung Auflagernahe




b) LF 301 → LM 71, Fall Nennschotterbetthöhe – Laststellung Feldmitte

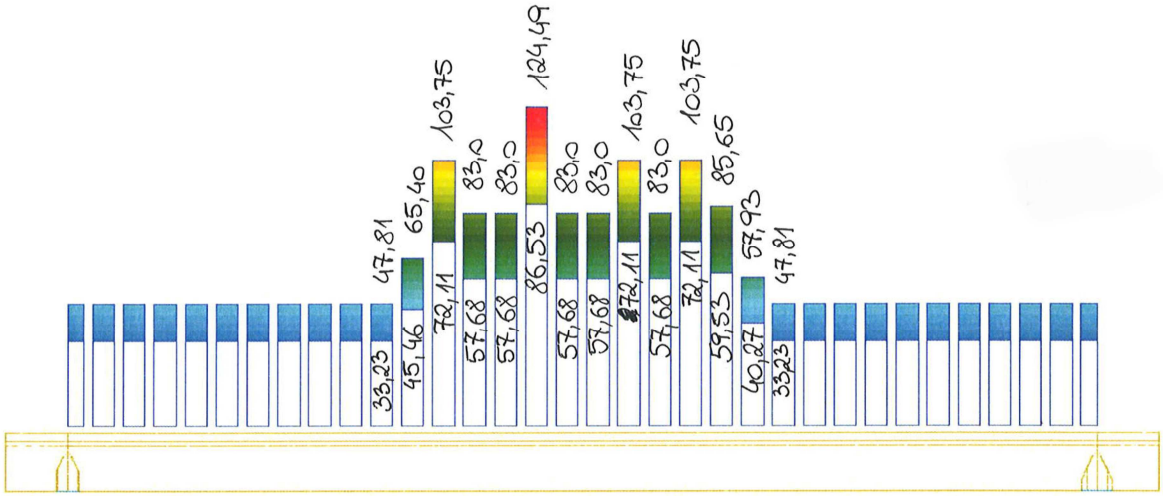



***Abbildung 5-16:*** *Veränderliche Einwirkung LM 71, a) LF 300 Nennschotterbetthöhe; b) LF 301 Nennschotterbetthöhe; Ansicht Modell Brückentragwerk entgegen der positiven Y-Achse. Flächenlasten in [kN/m²]*

#### 5.6.2.4 Veränderliche horizontale Einwirkungen aus Verkehr - Seitenstoß

Für die unterschiedlichen Schotterbetthöhen sind jeweils vier Laststellungen für den Seitenstoß erforderlich. Die Positionierung ist Auflagernahe bzw. in Feldmitte und beschreibt die Lastrichtung in positiver bzw. negativer Y-Achse.

Je Lastbild werden drei Schwellen betrachtet. Die direkt belastete Schwelle erhält 50 %, die benachbarten Schwellen jeweils 25 % der einwirkenden Last. Zufolge der Exzentrizität der Horizontalkraft (Lastangriff in Höhe der Schienenoberkante) bezogen auf die Stahlbeton-Oberkante entsteht zusätzlich zu der horizontalen Flächenlast je Schwelle ein Torsionsmoment, welches in eine lineare Flächenlast pro Lastangriffsfläche umgerechnet wurde.

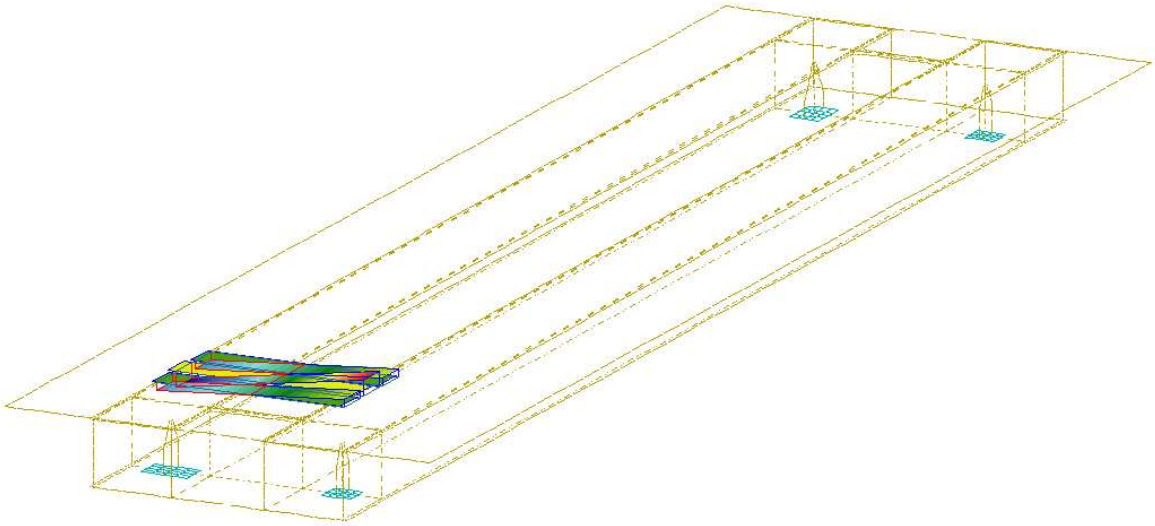
***Tabelle 5-8:*** *Veränderliche Einwirkungen PYY und PZZ in Folge Seitenstoß, positive y-Achse*

| Einwirkung | | max. Schotter<br>LF 110 (LS A)<br>LF 112 (LS M) | min. Schotter<br>LF 210 (LS A)<br>LF 212 (LS M) | Nennschotter<br>LF 310 (LS A)<br>LF 312 (LS M) |
|---|---|---|---|---|
| | | direkt belastete Schwelle (Seitenstoß = 50kN) | | |
| PYY | [kN/m²] | 34,4 | 53,8 | 42,2 |
| PZZ | [kN/m²] | ± 64,53 | ± 67,42 | ± 66,42 |
| | | indirekt belastete Schwellen (Seitenstoß = 25 kN) | | |
| PYY | [kN/m²] | 17,7 | 26,9 | 21,1 |
| PZZ | [kN/m²] | ± 32,27 | ± 33,72 | ± 33,21 |

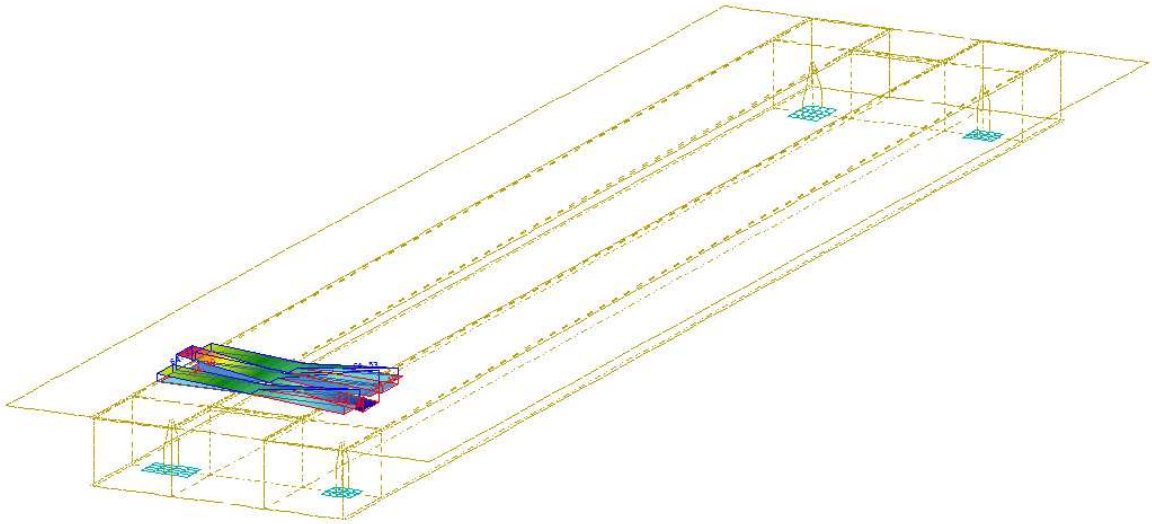
***Tabelle 5-9:*** *Veränderliche Einwirkungen PYY und PZZ in Folge Seitenstoß, negative y-Achse*

| Einwirkung | | max. Schotter<br>LF 110 (LS A)<br>LF 112 (LS M) | min. Schotter<br>LF 210 (LS A)<br>LF 212 (LS M) | Nennschotter<br>LF 310 (LS A)<br>LF 312 (LS M) |
|---|---|---|---|---|
| | | direkt belastete Schwelle (Seitenstoß = 50kN) | | |
| PYY | [kN/m²] | -34,4 | -53,8 | -42,2 |
| PZZ | [kN/m²] | ± 64,53 | ± 67,42 | ± 66,42 |
| | | indirekt belastete Schwellen (Seitenstoß = 25 kN) | | |
| PYY | [kN/m²] | -17,7 | -26,9 | -21,1 |
| PZZ | [kN/m²] | ± 32,27 | ± 33,72 | ± 33,21 |

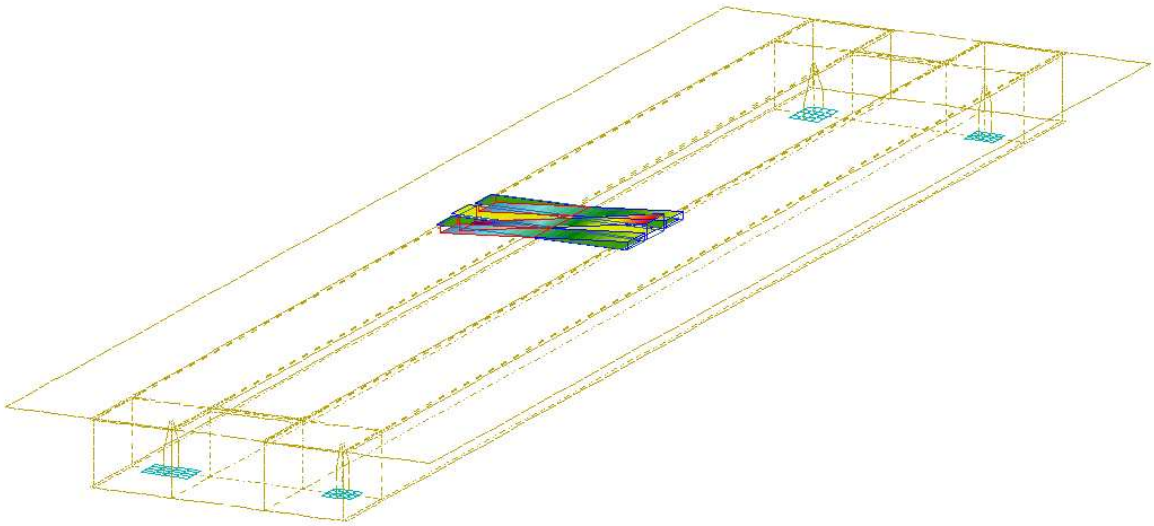
a) Übersicht Einwirkung Seitenstoß - Laststellung Auflagernahe, positiv y



b) Übersicht Einwirkung Seitenstoß - Laststellung Auflagernahe, negativ y



c) Übersicht Einwirkung Seitenstoß - Laststellung Feldmitte, positiv y



d) Übersicht Einwirkung Seitenstoß - Laststellung Feldmitte, negativ y

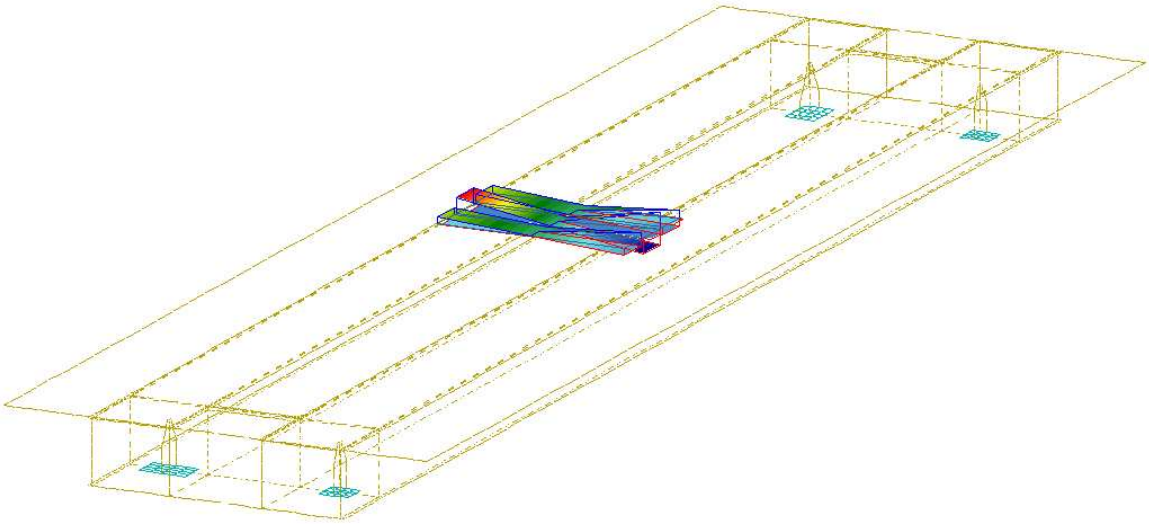


***Abbildung 5-17:*** *Übersicht veränderliche horizontale Einwirkung Seitenstoß, a) Laststellung Auflagernahe positiv y; b) Laststellung Auflagernahe negativ y; c) Laststellung Feldmitte positiv y; d) Laststellung Feldmitte negativ y*

#### 5.6.2.5 Veränderliche horizontale Einwirkungen aus Verkehr - Anfahren

Für die unterschiedlichen Schotterbetthöhen sind jeweils vier Laststellungen für Anfahren (maßgebend gegenüber Bremsen) erforderlich. Die Positionierung ist nach den Einflusslinien für Zustandsgrößen im Auflagerbereich und Feldmitte definiert und beschreibt die Lastrichtungen in positiver (Zug im Brückenträger) bzw. negativer (Druck im Brückenträger) X-Achse.

Durch die Exzentrizität der Horizontalkraft (Lastangriff in Höhe der Schienenoberkante) bezogen auf die Stahlbeton-Oberkante entsteht zusätzlich zu der horizontalen Flächenlast ein Biegemoment um die Y-Achse.

In Tabelle 5-10 und Tabelle 5-11 sind die horizontalen Flächenlasten PXX und Biegemomente MYY der einzelnen Lastfälle aufgelistet. Die Länge der Lasteinflussflächen beträgt bei Laststellung Auflagernahe *21,2* m und bei Laststellung Feldmitte *20,0* m.

***Tabelle 5-10:*** *Veränderliche horizontale Einwirkungen PXX und MYY in Folge Anfahren, Zug im Brückenträger*

| Einwirkung | | max. Schotter<br>LF 120 (LS A)<br>LF 122 (LS M) | min. Schotter<br>LF 220 (LS A)<br>LF 222 (LS M) | Nennschotter<br>LF 320 (LS A)<br>LF 322 (LS M) |
|---|---|---|---|---|
| PXX | [kN/m²] | 11,6 | 12,3 | 11,9 |
| MYY | [kNm/m²] | - 10,3 | - 6,9 | - 8,6 |
| Breite Einflussfläche | | 2,850 m | 2,686 m | 2,768 m |

***Tabelle 5-11:*** *Veränderliche horizontale Einwirkungen PXX und MYY in Folge Anfahren, Druck im Brückenträger*

| Einwirkung | | max. Schotter<br>LF 121 (LS A)<br>LF 123 (LS M) | min. Schotter<br>LF 221 (LS A)<br>LF 223 (LS M) | Nennschotter<br>LF 321 (LS A)<br>LF 323 (LS M) |
|---|---|---|---|---|
| PXX | [kN/m²] | - 11,6 | - 12,3 | - 11,9 |
| MYY | [kNm/m²] | 10,3 | 6,9 | 8,6 |
| Breite Einflussfläche | | 2,850 m | 2,686 m | 2,768 m |

***LF 120/220/320 → Anfahren max/min/Nennschotterhöhe, LS A, Zug im Tragwerk***

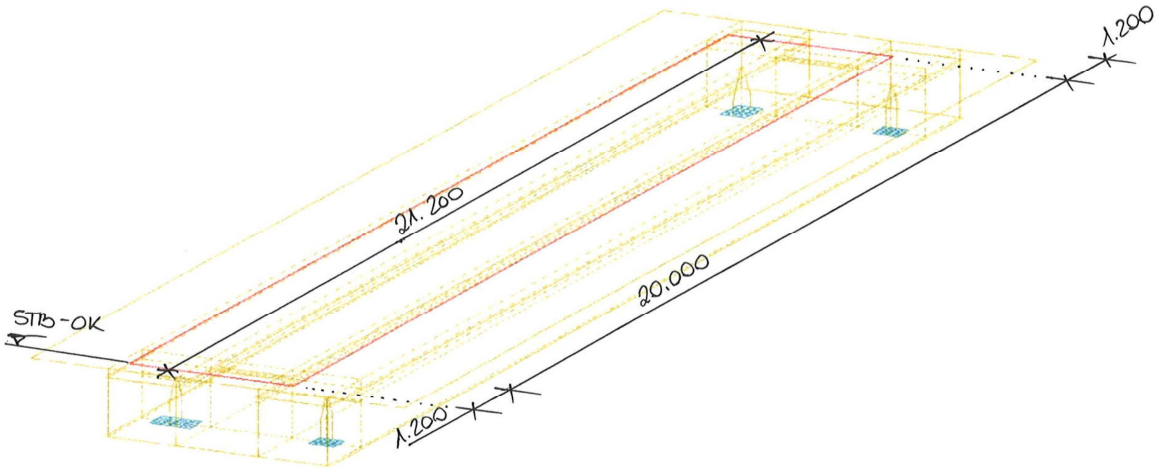



***Abbildung 5-18:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 120, 220 und 320 – Laststellung Auflagernahe, Einwirkung erzeugt Zug im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk*

***LF 121/221/321 → Anfahren max/min/Nennschotterhöhe, LS A, Druck im Tragwerk***

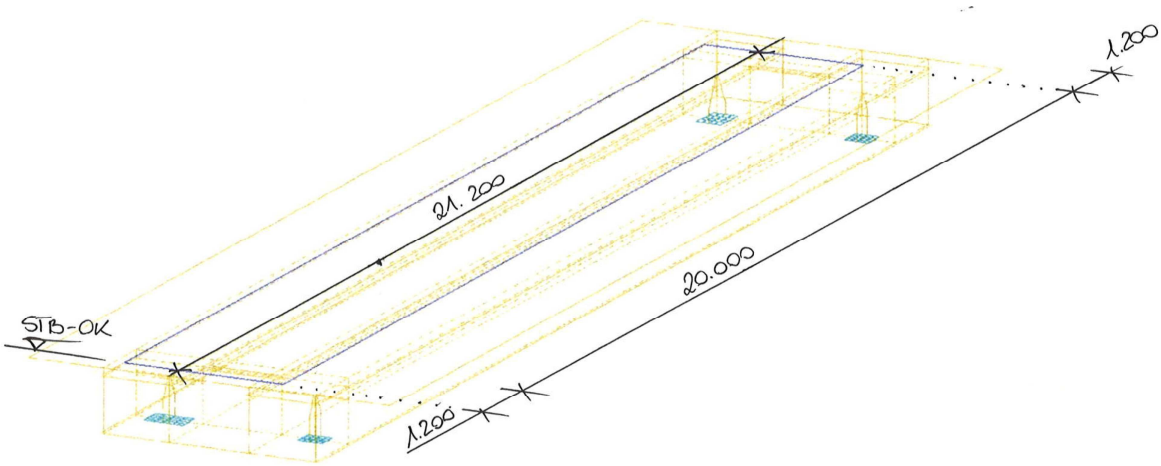



***Abbildung 5-19:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 121, 221 und 321 – Laststellung Auflagernahe, Einwirkung erzeugt Druck im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk*

***LF 122/222/322 → Anfahren max/min/Nennschotterhöhe, LS M, Zug im Tragwerk***

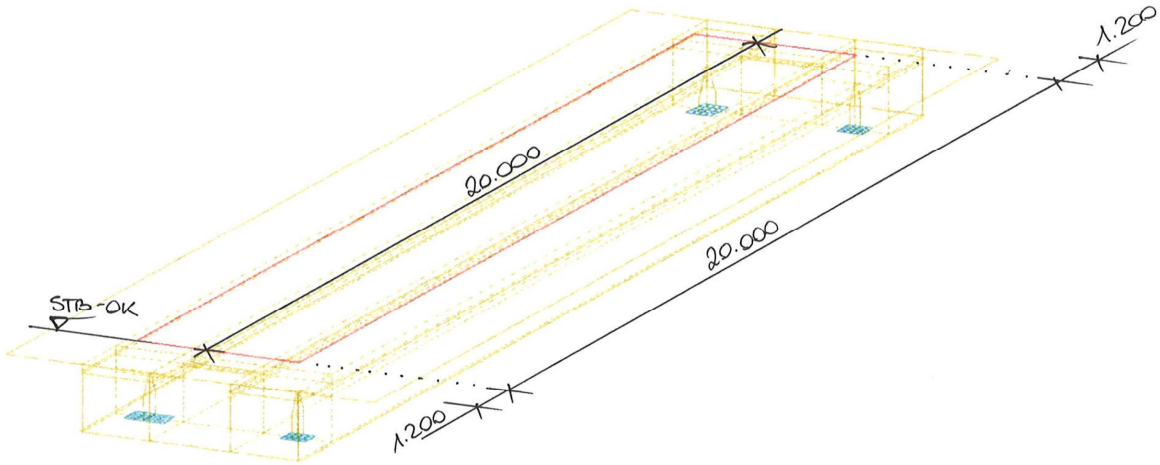



***Abbildung 5-20:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 122, 222 und 322 – Laststellung Feldmitte, erzeugen Zug im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk*

***LF 123/223/323 → Anfahren max/min/Nennschotterhöhe, LS M, Druck im Tragwerk***

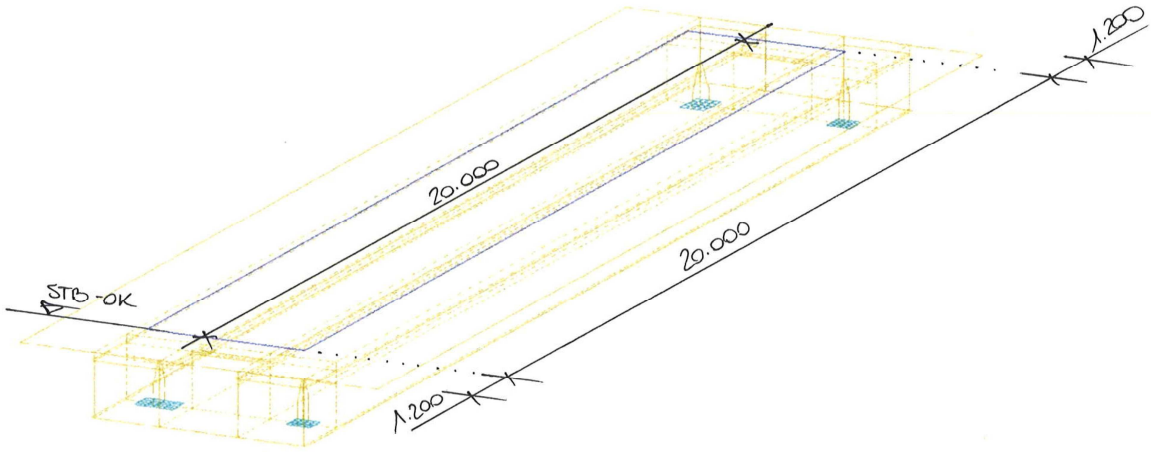



***Abbildung 5-21:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 123, 223 und 323 – Laststellung Feldmitte, erzeugen Druck im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk*

### 5.6.2.6 Veränderliche Einwirkung Wind

Die maßgebende Windeinwirkung in Hinsicht auf Torsionswirkung im Verbundtragwerk entsteht bei unter Verkehr stehender Brücke inkl. Lärmschutzwandkonstruktion.
Das Modell der Windeinwirkung auf das Tragwerk ist in Kapitel 3.2.6.3 ersichtlich.

*<u>Anmerkung:</u> Alle Lasten wirken von Tragwerksanfang bei LS Auflagernahe (x = 0,0 m) bzw. von Auflagerlinie A bei LS M (x = 1,20 m) bis zu Auflagerlinie B (x = 21,20 m).*

LF 400 → Wind – Laststellung Auflagernahe, positiv y

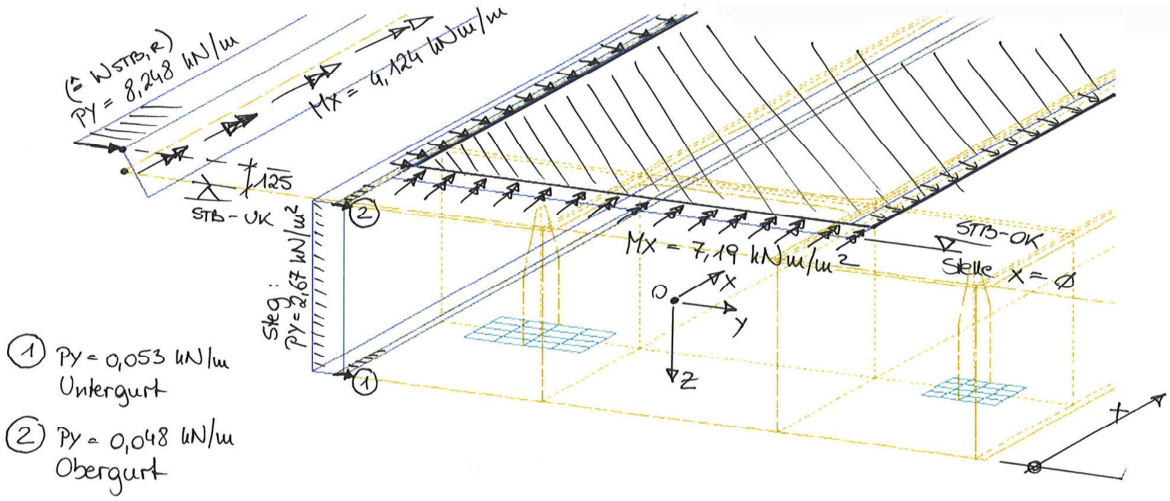



***Abbildung 5-22:*** *Veränderliche Einwirkung Wind LF 400 – Laststellung Auflagernahe positiv y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A*

LF 401 → Wind – Laststellung Auflagernahe, negativ y

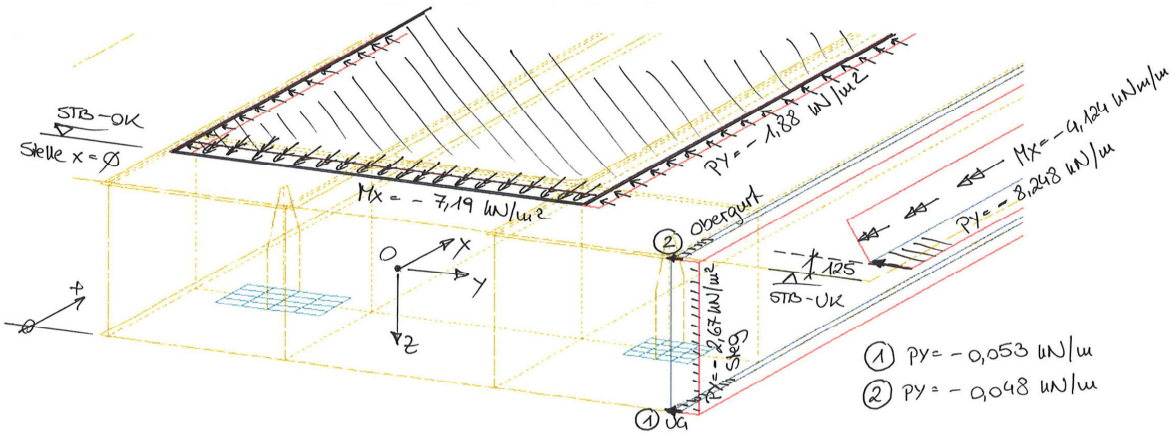



***Abbildung 5-23:*** *Veränderliche Einwirkung Wind LF 401 – Laststellung Auflagernahe negativ y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A*

LF 402 → Wind – Laststellung Feldmitte, positiv y

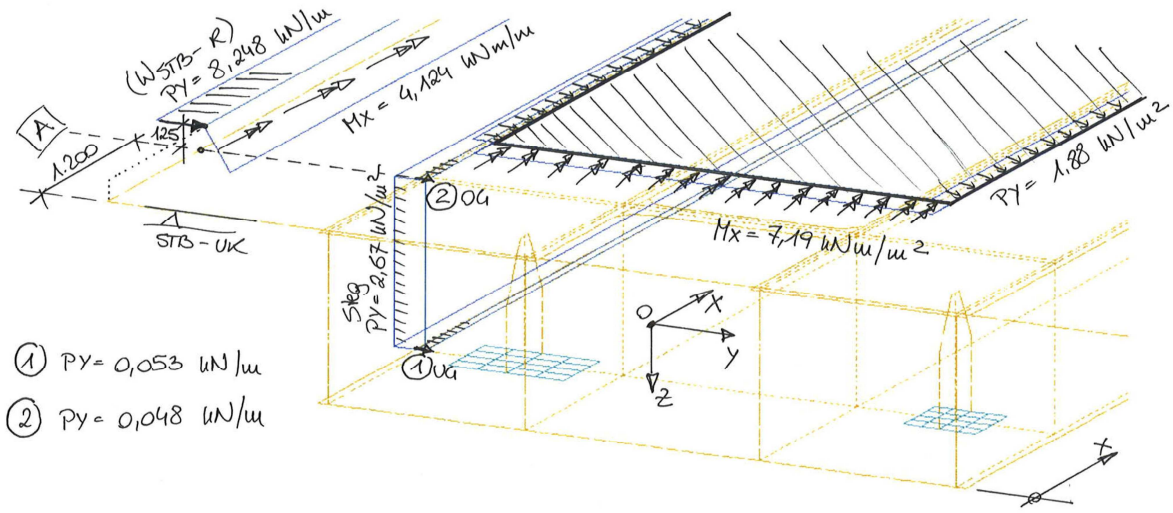



***Abbildung 5-24:*** *Veränderliche Einwirkung Wind LF 402 – Laststellung Feldmitte positiv y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A*

LF 403 → Wind – Laststellung Feldmitte, negativ y

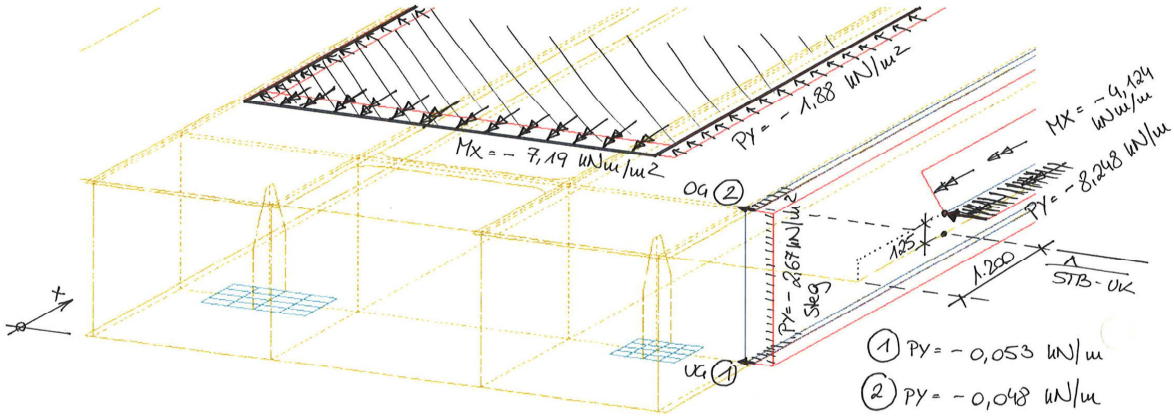



***Abbildung 5-25:*** *veränderliche Einwirkung Wind LF 403 – Laststellung Feldmitte negativ y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A*

### 5.6.2.7 Lastfälle für die Ermittlung von Zustandsgrößen der veränderlichen Lasten

Die in Tabelle 5-7 aufgelisteten Lastfälle aus SofiPlus(-X) werden im Eingabeeditor in Lastfälle umgeschrieben, für welche mittels des Programmes ASE Zustandsgrößen ermittelt werden. Zu diesem Zweck werden Lastfälle mit den Nummern 1xxx erzeugt. Die xxx werden mit den im Kapitel 5.6.2.1 aufgezählten Lastfällen besetzt.

| | | |
|---|---|---|
| Beispiel: | Grundlastfall *113* | Bezeichnung: max Stoß, LS M, negativ y |
| | Ergebnislastfall *1113* | Bezeichnung: Stoß – LS M, -y; max |

***Tabelle 5-12:*** *Übersicht Ergebnislastfälle 1xxx-Nummern der Verkehrslastfälle*

| Grund-lastfall | Ergebnis-lastfall | Grund-lastfall | Ergebnis-lastfall | Grund-lastfall | Ergebnis-lastfall |
|---|---|---|---|---|---|
| 100 | 1100 | 200 | 1200 | 300 | 1300 |
| 101 | 1101 | 201 | 1201 | 301 | 1301 |
| 110 | 1110 | 210 | 1210 | 310 | 1310 |
| 111 | 1111 | 211 | 1211 | 311 | 1311 |
| 112 | 1112 | 212 | 1212 | 312 | 1312 |
| 113 | 1113 | 213 | 1213 | 313 | 1313 |
| 120 | 1120 | 220 | 1220 | 320 | 1320 |
| 121 | 1121 | 221 | 1221 | 321 | 1321 |
| 122 | 1122 | 222 | 1222 | 322 | 1322 |
| 123 | 1123 | 223 | 1223 | 323 | 1323 |

***Tabelle 5-13:*** *Übersicht Ergebnislastfälle 1xxx-Nummern der Windlasten*

| Grund-lastfall | Ergebnis-lastfall | Grund-lastfall | Ergebnis-lastfall |
|---|---|---|---|
| 400 | 1400 | 402 | 1402 |
| 401 | 1401 | 403 | 1403 |

### 5.6.3 Zustandsgrößen und Spannungen in Haupttragrichtung

Basierend auf den in Tabelle 4-2 und Tabelle 4-4 angeführten Beiwerten für Einwirkungskombinationen wurden mit dem Programm MAXIMA die maßgebenden Überlagerungen von ständigen und veränderlichen Lasten aus Verkehr und Wind berechnet und ausgegeben.

Die Schnittgrößen und Spannungen infolge ausgesuchter Lastfallkombinationen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR) nach Kapitel 5.2, Tabelle 5-1 wurden mit dem Programm ASE ermittelt und im SOFiSTiK WinGraf ausgewertet. Fall 2 erwies sich gegenüber Fall 1 als nicht maßgebend und wird daher in weiterer Folge nicht dargestellt.

***Tabelle 5-14:*** *Maßgebende Lastfallkombinationen in Haupttragrichtung von veränderlichen Einwirkungen berechnet mit Programm MAXIMA inklusive anzuwendende Beiwerte, Zeitpunkt* $t = \infty$

| Fall-Nr. Schotter-betthöhe | Kombinationen Verkehr: gr11 oder gr12 oder LM 71 ⊕ Seitenstoß oder LM 71 ⊕ Anfahren | Wind |
|---|---|---|
| 1 maximal | $\gamma_{Q,sup}$ · gr11 = 1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1101 + 0,5 · 1113 + 1122) | $\gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0$ · 1403 1,50 · 1,0 · 1403 |
| 1 minimal | $\gamma_{Q,sup}$ · gr11 = 1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1201 + 0,5 · 1213 + 1222) | $\gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0$ · 1403 1,50 · 1,0 · 1403 |
| 1 Nenn- | $\gamma_{Q,sup}$ · gr11 = 1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1301 + 0,5 · 1313 + 1322) | $\gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0$ · 1403 1,50 · 1,0 · 1403 |
| 3 maximal | $\gamma_{Q,sup}$ · gr11 = 1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1100 + 0,5 · 1111 + 1121) | $\gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0$ · 1400 1,50 · 1,0 · 1400 |
| 3 minimal | $\gamma_{Q,sup}$ · gr11 = 1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1200 + 0,5 · 1211 + 1221) | $\gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0$ · 1400 1,50 · 1,0 · 1400 |
| 3 Nenn- | $\gamma_{Q,sup}$ · gr11 = 1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1300 + 0,5 · 1311 + 1321) | $\gamma_{Q,sup} \cdot \psi_0$ · 1400 1,50 · 1,0 · 1400 |

***Tabelle 5-15:*** *Ergebnislastfälle für die Ermittlung von Zustandsgrößen auf Designlastniveau inkl. Grundlastfälle und Faktoren in Haupttragrichtung, Stelle x = 11,20 m; Zeitpunkt t = ∞ – Eingabe für Programm ASE*

| FALL Nr. | Ergeb-nis-lastfall | Grundlastfall der ständigen EW inkl. Teilsicher-heitsbeiwert | Grundlastfälle der veränderlichen Einwirkungen inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten |
|---|---|---|---|
| Fall 1: maßgebend Nx, My – Stahlteilquerschnitt; Haupttragrichtung, Laststellung Feldmitte | | | |
| 1 | 2501 | *1,35 · 6249* | *1,45 · 1,21 · (1,157 · 1101 + 0,5 · 1113 + 1122) + 1,50 · 1403* |
| 1 | 2511 | 1,35 · 6269 | *1,45 · 1,21 · (1,157 · 1201 + 0,5 · 1213 + 1222) + 1,50 · 1403* |
| 1 | 2521 | 1,35 · 6259 | *1,45 · 1,21 · (1,157 · 1301 + 0,5 · 1313 + 1322) + 1,50 · 1403* |
| Fall 3: maßgebend Vz – Stahlteilquerschnitt (Stege); Haupttragrichtung, Laststellung Auflagernahe | | | |
| 3 | 2561 | *1,35 · 6249* | *1,45 · 1,21 · (1,157 · 1100 + 0,5 · 1111 + 1121) + 1,50 · 1400* |
| 3 | 2571 | 1,35 · 6269 | *1,45 · 1,21 · (1,157 · 1200 + 0,5 · 1211 + 1221) + 1,50 · 1400* |
| 3 | 2581 | 1,35 · 6259 | *1,45 · 1,21 · (1,157 · 1300 + 0,5 · 1311 + 1321) + 1,50 · 1400* |

Die Ergebnislastfälle 25xx in Haupttragrichtung sowie 26xx in Quertragrichtung ergeben sich aus einer ASE-Berechnung basierend auf den mit MAXIMA erhaltenen maßgebenden Einwirkungskombinationen inklusive aller Beiwerte und Faktoren.

#### 5.6.3.1 Schnittgrößen zum Zeitpunkt t = ∞

Die Ermittlung der Zustandsgrößen auf Basis von Primärlastfällen erfolgte mit dem Programm SIR. Die Schnittgrößen der maßgebenden Einwirkungskombinationen (Ergebnislastfälle 25xx) sind aufgeschlüsselt für die unterschiedlichen Schotterbetthöhen und die Fälle 1 und 3.

***Tabelle 5-16:*** *extremale Schnittkraftkomponenten und Gesamtschnittgrößen in Feldmitte für Fall 1 in Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$*

| Querschnitt | **Nx** | **My** | Vz |
|---|---|---|---|
| | **[kN]** | **[kNm]** | [kN] |
| LF 2501 – Fall maximale Schotterbetthöhe | | | |
| Stahlteilquerschnitt | **13.033,4** | **19.062,17** | -70,27 |
| Betonteilquerschnitt | -12.435,5 | 4.109,86 | -59,06 |
| Gesamtquerschnitt | 598,0 | 23.172,03 | -129,33 |
| LF 2511 – Fall minimale Schotterbetthöhe | | | |
| Stahlteilquerschnitt | **11.409,3** | **17.641,96** | -70.79 |
| Betonteilquerschnitt | -10.812,4 | 3.599,27 | -38,07 |
| Gesamtquerschnitt | 596,9 | 21.241,22 | .-108,86 |
| LF 2521 – Fall Nennschotterbetthöhe | | | |
| Stahlteilquerschnitt | **12.379,2** | **18.304,27** | -70.04 |
| Betonteilquerschnitt | -11.783,9 | 3.904,06 | -48.20 |
| Gesamtquerschnitt | 596,3 | 22.208,33 | -118,3 |

***Tabelle 5-17:*** *extremale Schnittkraftkomponenten und Gesamtschnittgrößen an Stelle x = 1,2 m (Auflager A rechts) für Fall 3 in Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$*

| Querschnitt | Nx | My | **Vz** |
|---|---|---|---|
| | [kN] | [kNm] | **[kN]** |
| LF 2561 – Fall maximale Schotterbetthöhe | | | |
| Stahlteilquerschnitt | -3.126,6 | -25,30 | **1.953,55** |
| Betonteilquerschnitt | 2.418,9 | -979,06 | 970,73 |
| Gesamtquerschnitt | -707,7 | -1.004,35 | 2.924,28 |
| LF 2571 – Fall minimale Schotterbetthöhe | | | |
| Stahlteilquerschnitt | -3.281,6 | 47,67 | **1.753,35** |
| Betonteilquerschnitt | 2.588,1 | -1.007,36 | 886,30 |
| Gesamtquerschnitt | -693,5 | -959,69 | 2.639,65 |
| LF 2581 – Fall Nennschotterbetthöhe | | | |
| Stahlteilquerschnitt | -3.109,7 | -8,11 | **1.863,65** |
| Betonteilquerschnitt | 2.413,2 | -986,35 | 931,48 |
| Gesamtquerschnitt | -696,5 | -976,46 | 2.795,14 |

### 5.6.3.1 Spannungen zum Zeitpunkt t = ∞

Die maßgebenden Normalspannungen im Stahlteilquerschnitt zum Zeitpunkt t = ∞ ergeben sich für Lastfall 2501 (Fall 1, maximale Schotterbetthöhe).

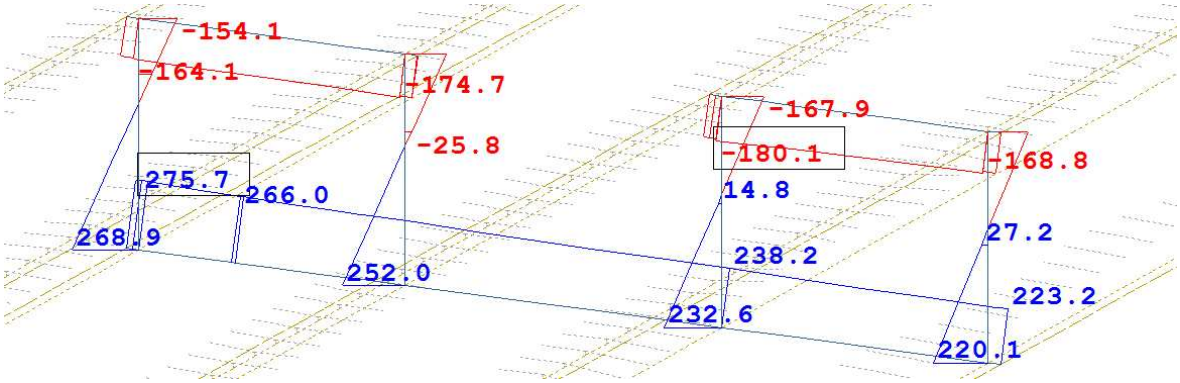



***Abbildung 5-26:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt LF 2501 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt t = ∞, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

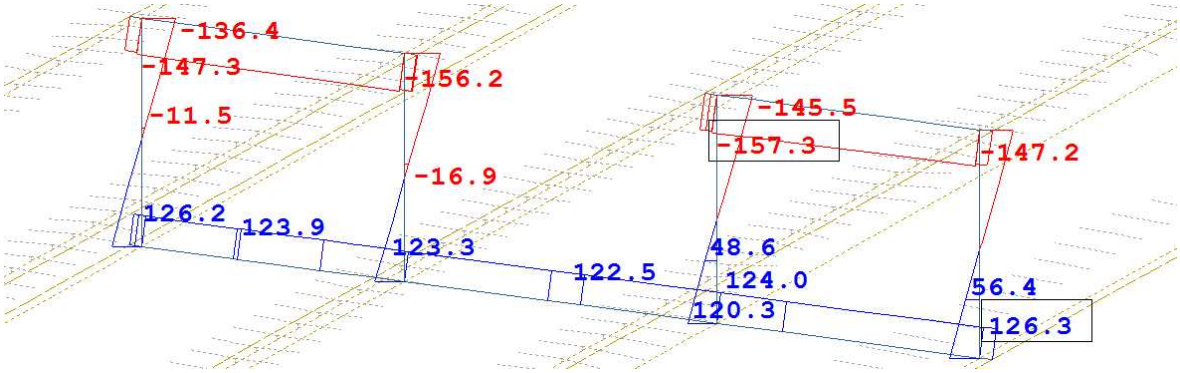



***Abbildung 5-27:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 6249 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt t = ∞, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

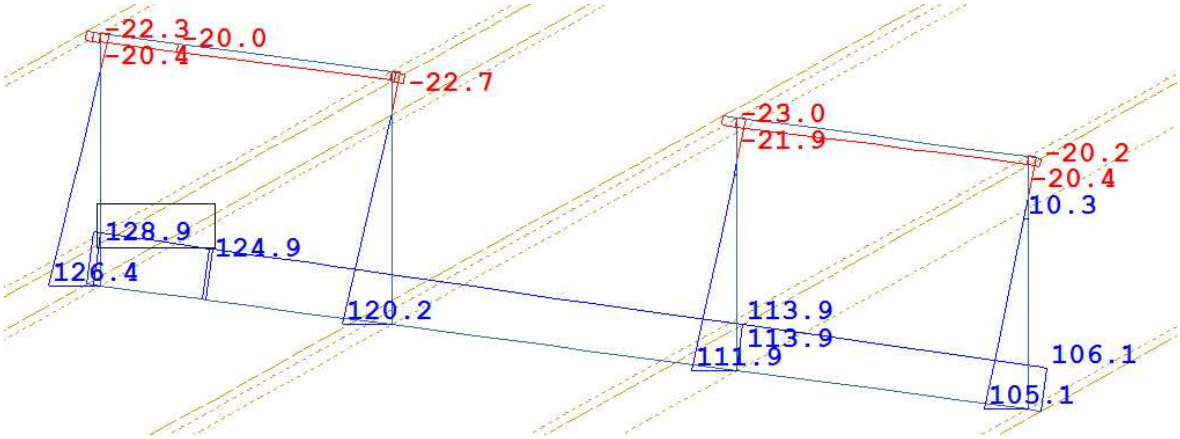



***Abbildung 5-28:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1101 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

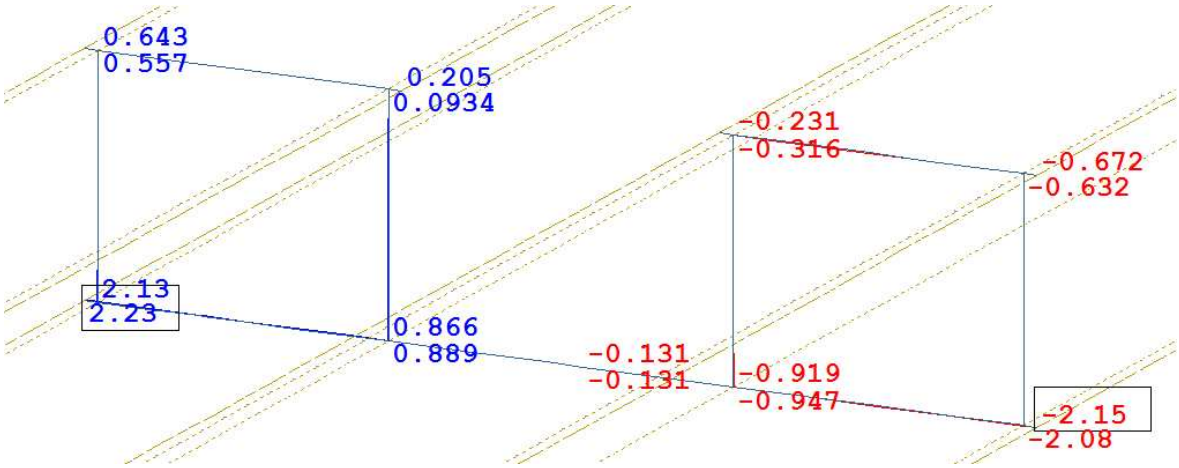



***Abbildung 5-29:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1113 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

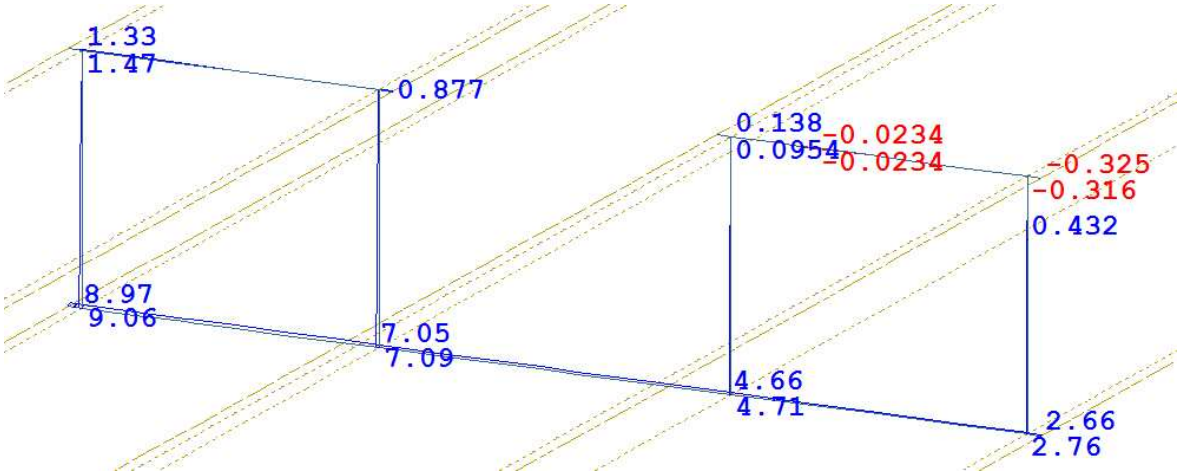



***Abbildung 5-30:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1122 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, Zug im Brückenträger); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

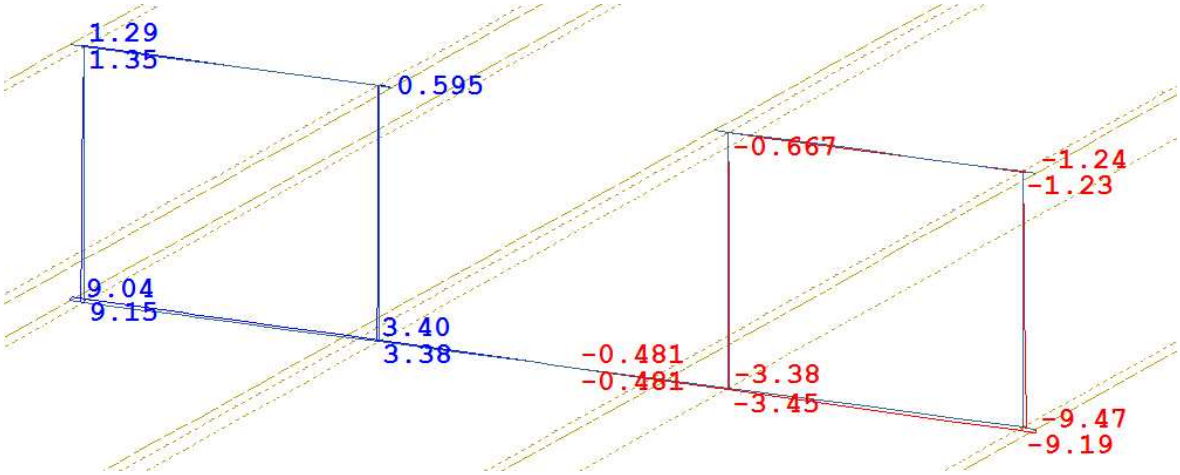



***Abbildung 5-31:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1403 (Wind, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

Für die Querkraftschubspannungen in den Stahlstegen zeigt sich Lastfall 2561 (Fall 3, maximale Schotterbetthöhe) als maßgebend für den Zeitpunkt $t = \infty$. Die größte Beanspruchung der schubbeanspruchten Stahlteile tritt für die Laststellung Auflagernahe bei Auflagerlinie A (Stelle x = 1,23 m) auf.

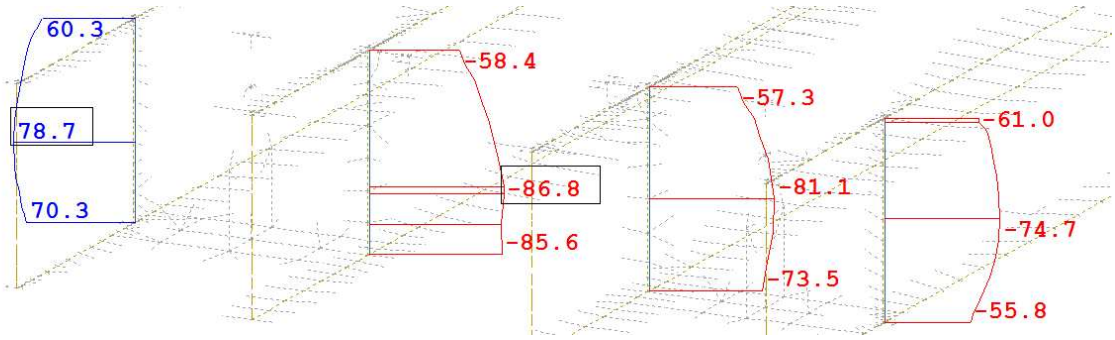



***Abbildung 5-32:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege LF 2561 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe); Stelle x = 1,23 m. [MPa]*

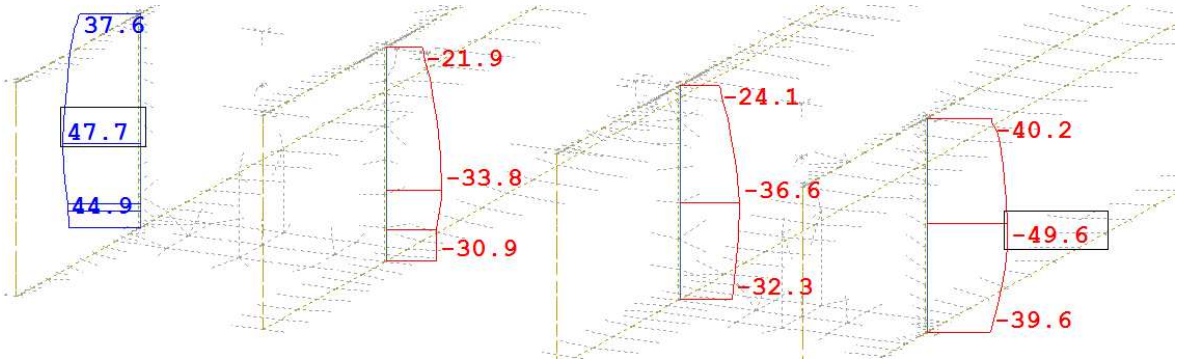



***Abbildung 5-33:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 6249 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt t = 0, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe); Stelle x = 11,20 m. [MPa]*

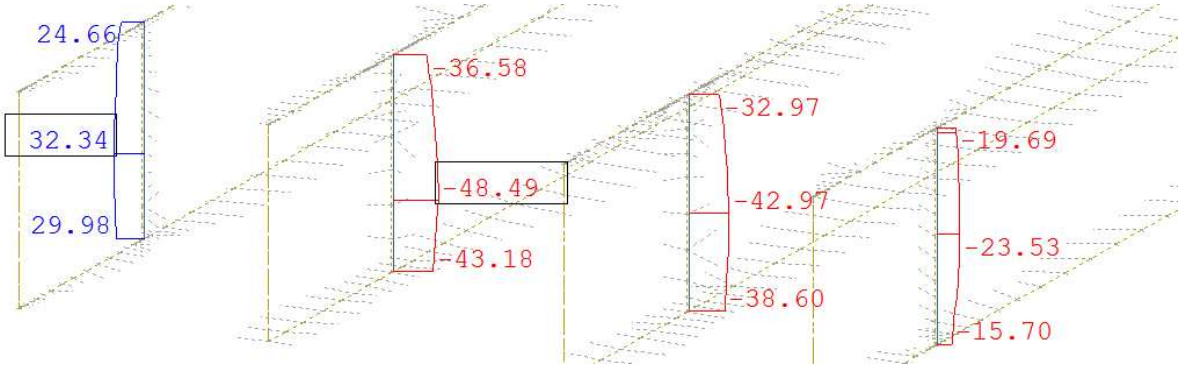



***Abbildung 5-34:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1100 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe); Stelle x = 1,23 m. [MPa]*

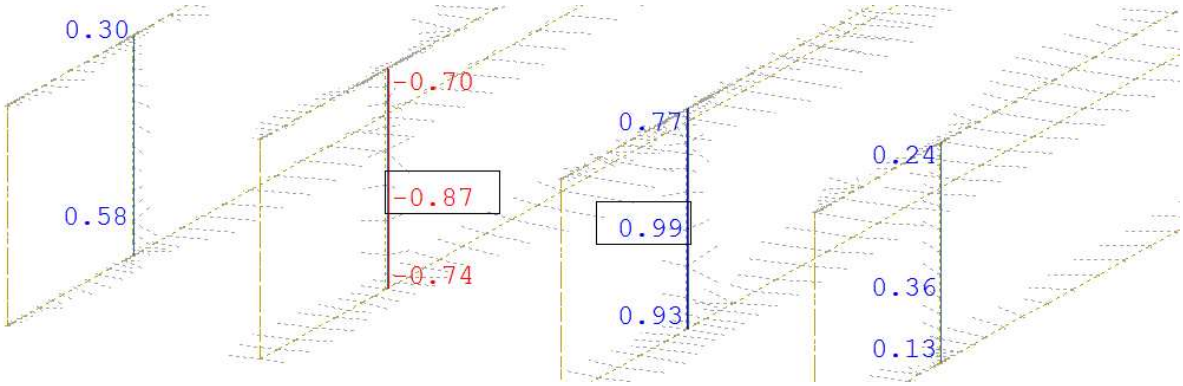



***Abbildung 5-35:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1111 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe, negativ y); Stelle x = 1,23 m. [MPa]*

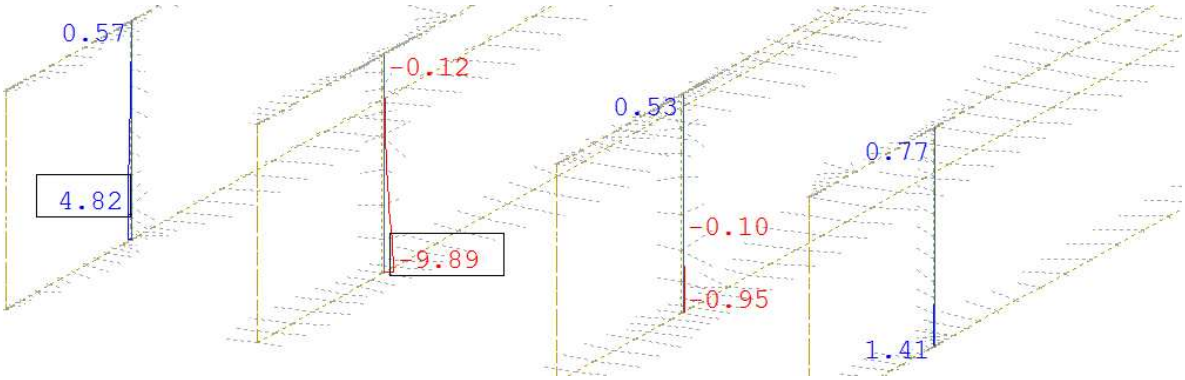



***Abbildung 5-36:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1121 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe, Druck im Brückenträger); Stelle x = 1,23 m. [MPa]*

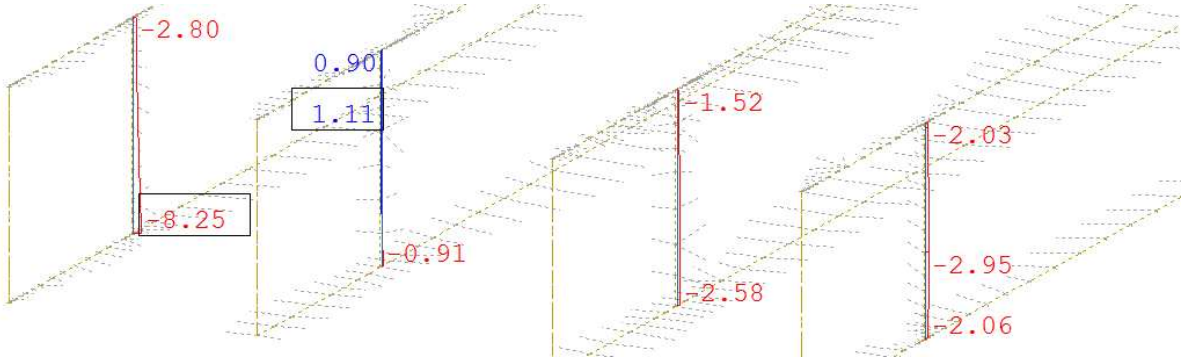



***Abbildung 5-37:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1400 (Wind, Laststellung Auflagernahe, positiv y); Stelle x = 1,23 m. [MPa]*

### 5.6.4 Zustandsgrößen in Quertragrichtung

Für die Biegemomente Mz der Stahlbetonplatte ist der Effekt der Materialnichtlinearität von Beton im Zustand II mit Tension Stiffening nicht implementiert.

Basierend auf den in Tabelle 4-2 und Tabelle 4-4 angeführten Beiwerten für Einwirkungskombinationen wurden mit dem Programm MAXIMA die maßgebenden Überlagerungen von ständigen und veränderlichen Lasten aus Verkehr und Wind berechnet und ausgegeben.

***Tabelle 5-18:*** *Maßgebende Lastfallkombinationen in Quertragrichtung von veränderlichen Einwirkungen für Fall 1 berechnet mit Programm MAXIMA, Zeitpunkt $t = \infty$*

| Schotter-betthöhe | Kombinationen Verkehr:<br>gr11 oder gr12 oder<br>LM 71 ⊕ Seitenstoß oder<br>LM 71 ⊕ Anfahren | Wind |
|---|---|---|
| maßgebend Mz – Stahlstege und Mx - Stahlbetonplatte; Quertragrichtung, Laststellung Feldmitte | | |
| maximal | $\gamma_{Q,sup}$ · gr12 =<br>1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1101 + 1113 + 0,5 · 1122) | $\gamma_{Q,sup}$ · $\psi_0$ · 1403<br>1,50 · 1,0 · 1403 |
| minimal | $\gamma_{Q,sup}$ · gr12 =<br>1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1201 + 1213 + 0,5 · 1222) | $\gamma_{Q,sup}$ · $\psi_0$ · 1403<br>1,50 · 1,0 · 1403 |
| Nenn- | $\gamma_{Q,sup}$ · gr12 =<br>1,45 · $\alpha$ · ($\Phi_{2H}$ · 1301 + 1313 + 0,5 · 1322) | $\gamma_{Q,sup}$ · $\psi_0$ · 1403<br>1,50 · 1,0 · 1403 |

*Maßgebender Ergebnislastfall 2602 und Grundlastfälle inklusive Sicherheitsbeiwerte für Fall 1 mit maximaler Schotterbetthöhe:*

- ständige Einwirkungen

  $1{,}35 \cdot 6249$
- veränderliche Einwirkungen

  $1{,}45 \cdot 1{,}21 \cdot (1{,}67 \cdot 1101 + 1113 + 0{,}5 \cdot 1122) + 1{,}50 \cdot 1403$

*Biegemomente Mz der Stahstege*

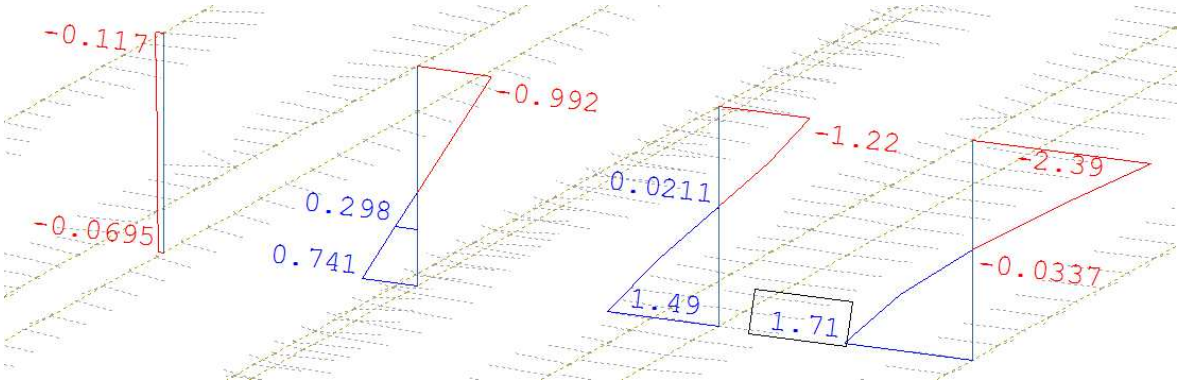



***Abbildung 5-38:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 2602 (Quertragrichtung, Zeitpunkt t = ∞, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

Für den Zeitpunkt t = ∞ ergibt sich die Randspannung $\boldsymbol{\sigma_z^{außen}}$ zu – $\mathbf{99,6\ MPa}$ **.**

*Beteiligte Lastfälle an LF 2602*

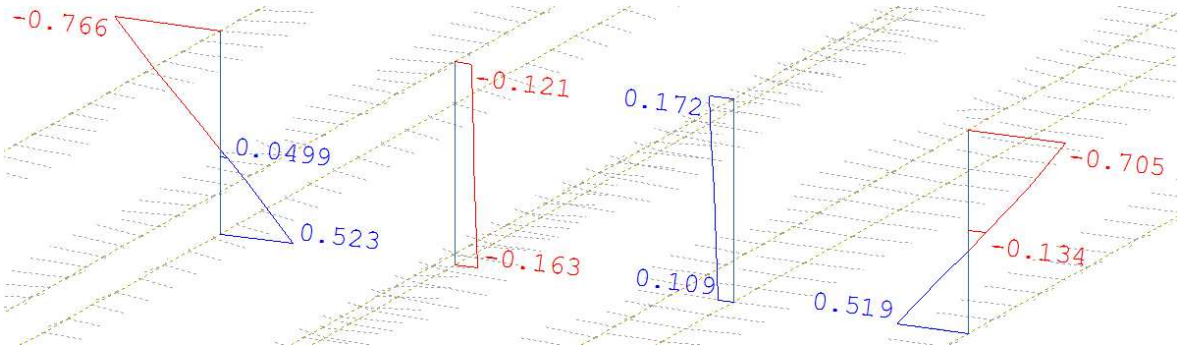



***Abbildung 5-39:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 6249 (Primärlastfall Ausbaulasten); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

Das in Abbildung 5-39 angeführte Biegemoment $M_z = -0{,}705\ kNm/m$ in der Mittelebene von Steg 4 am Anschluss zum Stahl-Obergurt verursacht Randspannungen von $\boldsymbol{\sigma_z^{außen} = -29{,}4\ MPa}$ .

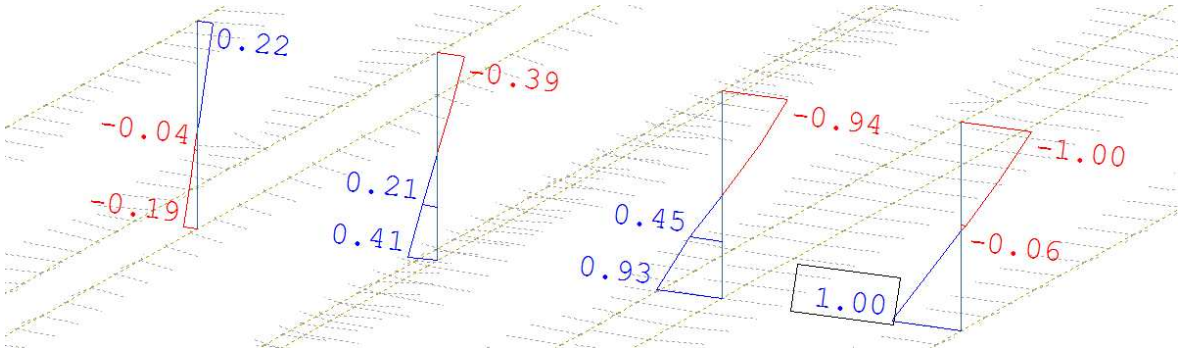



***Abbildung 5-40:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1101 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

Das in Abbildung 5-40 angeführte Biegemoment $M_z = -1{,}00\ kNm/m$ in der Mittelebene von Steg 4 am Anschluss zum Stahl-Obergurt verursacht Randspannungen von $\boldsymbol{\sigma_z^{außen}} = \boldsymbol{-41{,}67\ MPa}$ .

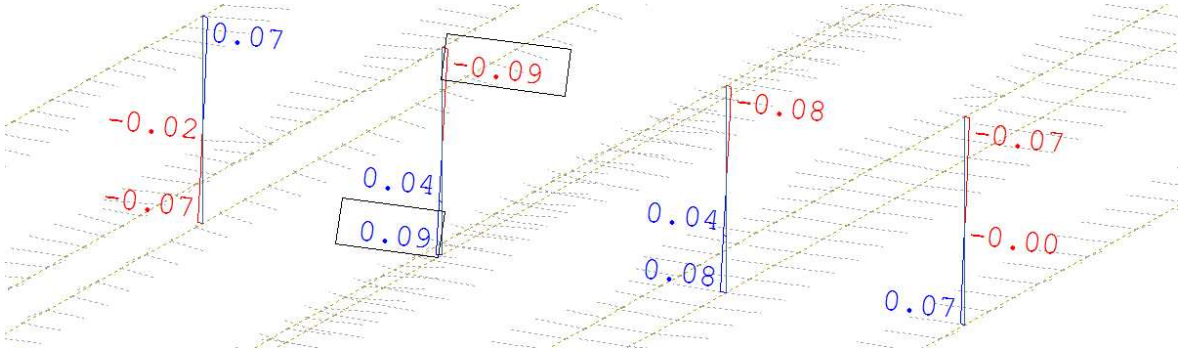



***Abbildung 5-41:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1113 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

Das in Abbildung 5-41 angeführte Biegemoment $M_z = -0{,}07\ kNm/m$ in der Mittelebene von Steg 4 am Anschluss zum Stahl-Obergurt verursacht Randspannungen von $\boldsymbol{\sigma_z^{außen}} = \boldsymbol{-2{,}92\ MPa}$ .

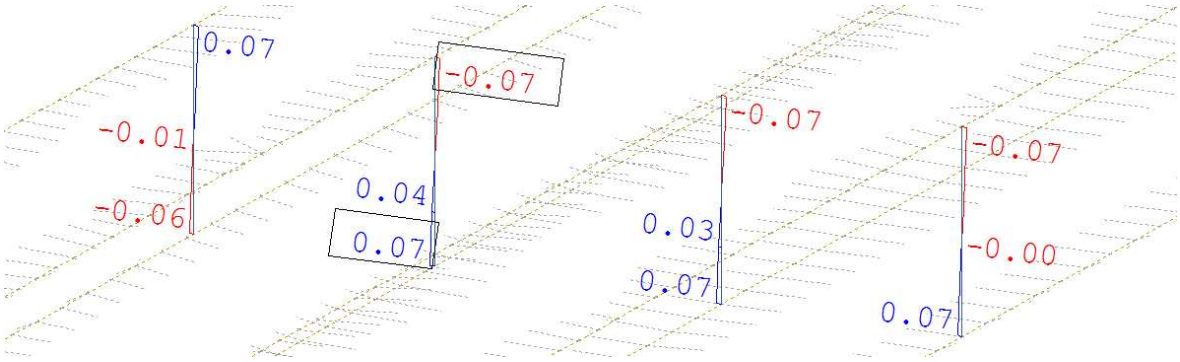



***Abbildung 5-42:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1122 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, Zug im Brückenträger); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

Das in Abbildung 5-42 angeführte Biegemoment $M_z = -0{,}07\ kNm/m$ in der Mittelebene von Steg 4 am Anschluss zum Stahl-Obergurt verursacht Randspannungen von $\boldsymbol{\sigma_z^{außen}} = \boldsymbol{-2{,}92\ MPa}$ .

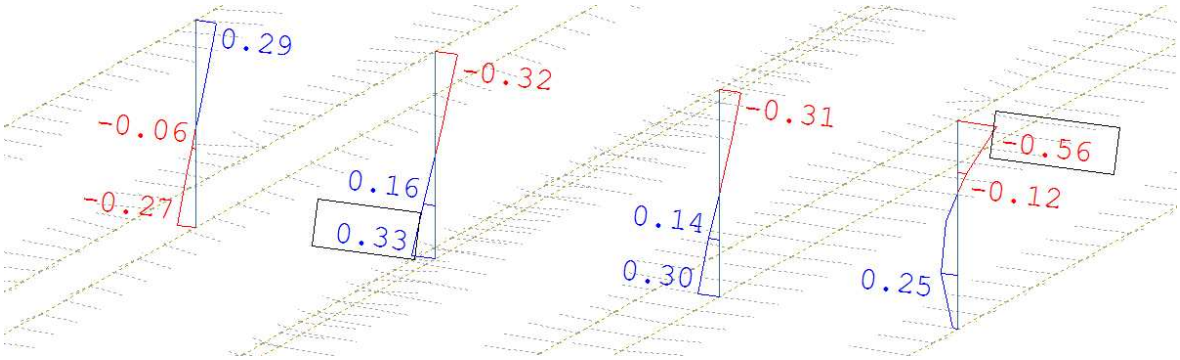



***Abbildung 5-43:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1403 (Wind, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

Das in Abbildung 5-43 angeführte Biegemoment $M_z = -0{,}56\ kNm/m$ in der Mittelebene von Steg 4 am Anschluss zum Stahl-Obergurt verursacht Randspannungen von $\boldsymbol{\sigma_z^{außen}} = \boldsymbol{-23{,}33\ MPa}$ .

Für die Darstellung der Biegemomente Mx im Stahlbetongurt ist Lastfall 2602 (Fall 2, maximale Schotterbetthöhe, Quertragrichtung) maßgebend für den Zeitpunkt t = ∞.

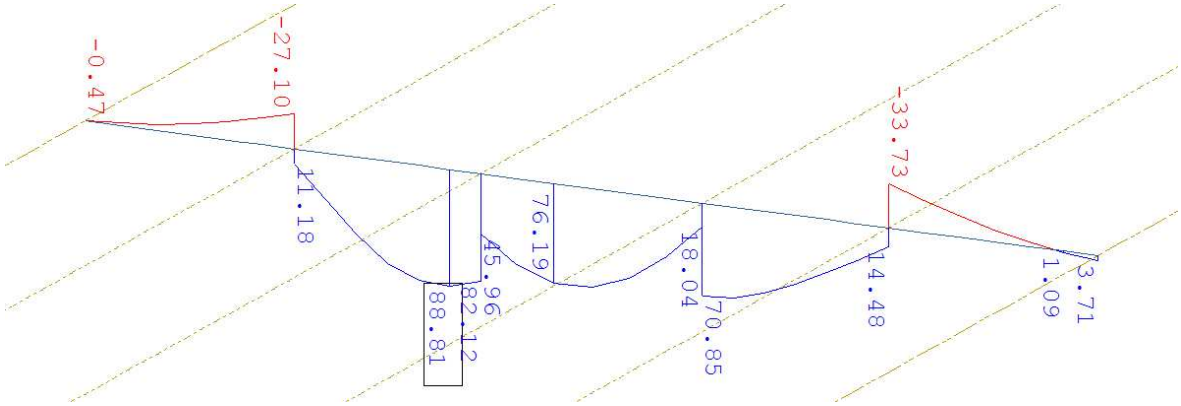



***Abbildung 5-44:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 2602 (Quertragrichtung, Zeitpunkt t = ∞, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

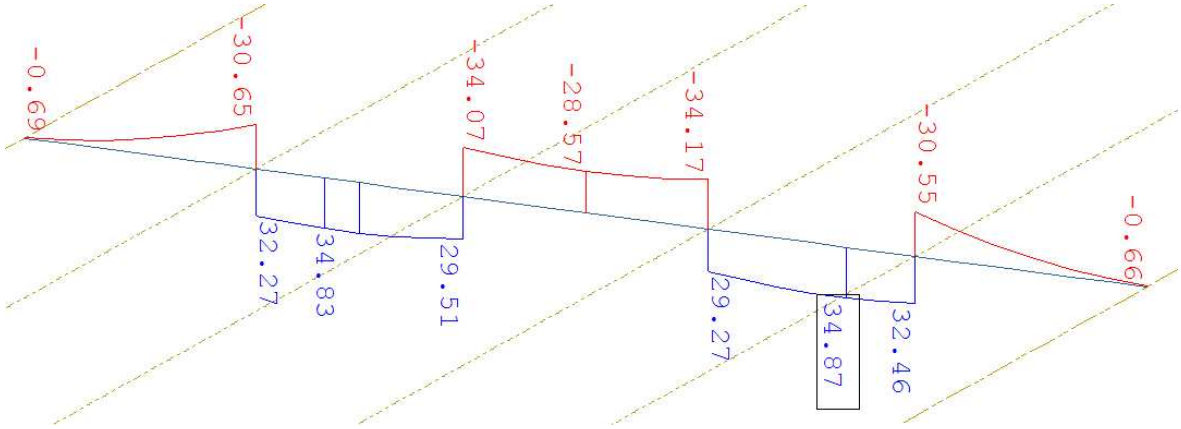



***Abbildung 5-45:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 6249 (Primärlastfall Ausbaulasten, Zeitpunkt t = ∞, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

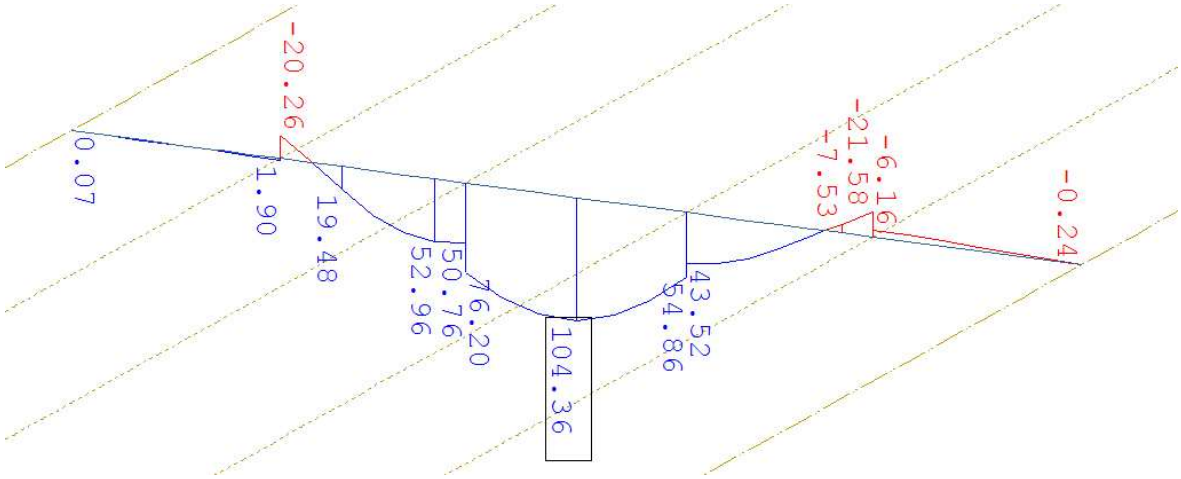



***Abbildung 5-46:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1101 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

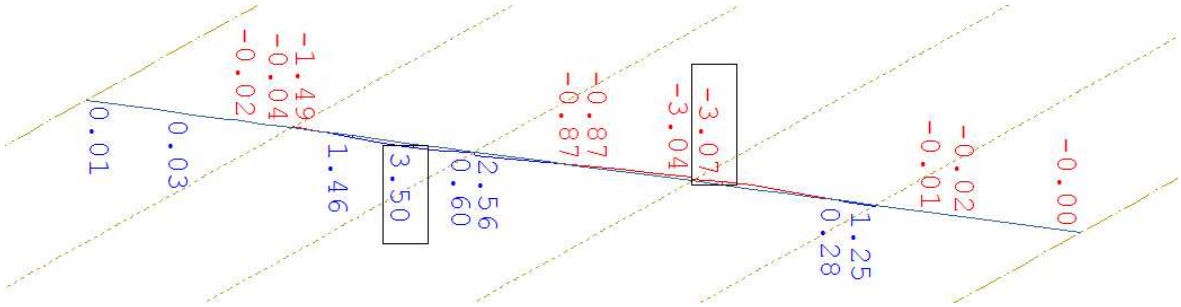



***Abbildung 5-47:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1113 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

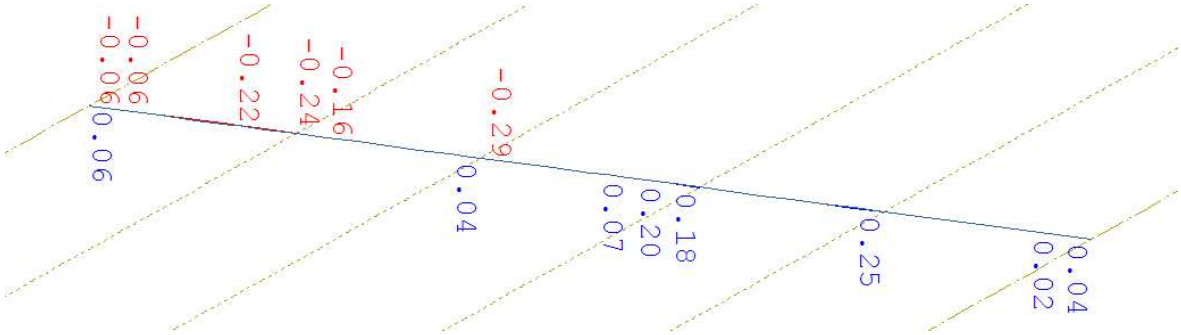



***Abbildung 5-48:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1122 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, Zug im Brückenträger); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

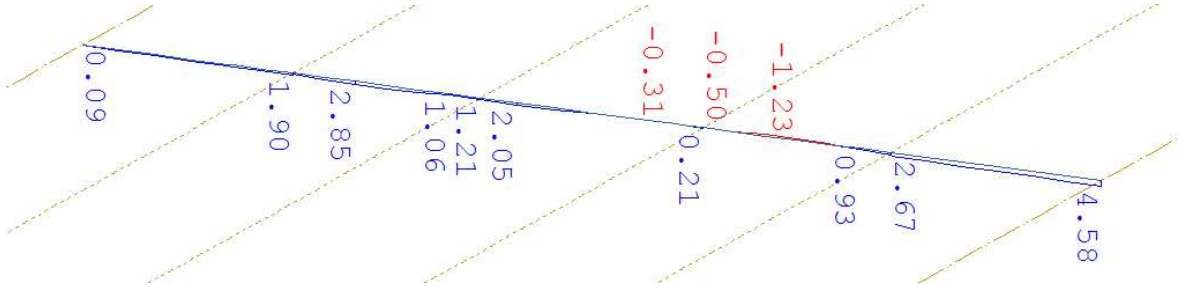



***Abbildung 5-49:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1403 (Wind, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]*

# TEIL 3

## Tragverhalten der Verbundkonstruktion in Querrichtung

## Ingenieurmodell

# 6 Tragverhalten der Verbundkonstruktion in Querrichtung

## 6.1 Allgemeines

Für den in der vorliegenden Diplomarbeit untersuchten Querschnitt einer eingleisigen Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise mit einem dreizelligen Stahlhohlkasten und einer Fahrbahnplatte aus Stahlbeton wird auf der Grundlage der Finiten Elemente Untersuchung ein Tragmodell für die Stahlbetonplatte erstellt. Das Ingenieurmodell soll mit größtmöglicher Genauigkeit die Biegemomente der Stahlbetonplatte in Quertragrichtung erfassen. In diesem Zusammenhang erfolgt weiters die Ermittlung von Biegemomenten in den Stahlstegen quer zur Haupttragrichtung. Das Ziel bei der Entwicklung des Ingenieurmodells ist die Abschätzung der Quertragrichtung mittels Modellen, dessen Eingangswerten aus einer Stabwerksberechnung anstelle eines Finite Elemente Modells stammen.

Das statische System der Stahlbetonplatte in Querrichtung entspricht einem dreifeldrigen Durchlaufträger mit Kragarmen an beiden Trägerenden. Der Stahlhohlkasten ist lediglich an den beiden Auflagerlinien durch Querscheiben ausgesteift. Im Feldbereich ist keine Aussteifungsebene vorgesehen, wodurch die Formtreuheit des Querschnitts nicht mehr vorausgesetzt werden kann. Die Auswirkungen zufolge der Verformung des unausgesteiften Verbundquerschnittes in Brückenmitte werden mit Hilfe der Finiten Elemente Analyse aufgezeigt. Diese spiegeln sich in den Momenten der Stahlbetonplatte und den Stahlstegen wieder.

## 6.2 Theorie der Differentialgleichungen nach Stabtheorie I. Ordnung

Bei der Ermittlung der Querbiegemomente $M_x$ in der Stahlbetonverbundplatte wird auf die Beziehung Durchbiegung $w_{(x)}$ – Biegemoment $M_{(x)}$ Bezug genommen.

Die Differentialgleichungen der Stabtheorie I. Ordnung eines allgemeinen biegebeanspruchten Einzelstabes werden unterteilt in geometrische und konstitutive Beziehungen sowie Gleichgewichtsbeziehungen.

*Geometrische Beziehungen der Queranteile*

$$\frac{d\varphi_{(x)}}{dx} = -\kappa_{(x)}$$

$$\frac{dw_{(x)}}{dx} = \varphi_{(x)} + \eta_{(x)}$$

*Konstitutive Beziehungen der Queranteile*

$$\kappa_{(x)} = \frac{M_{(x)}}{EI_{(x)}} + \kappa^e{}_{(x)}$$

$$\eta_{(x)} = \frac{V_{(x)}}{G\tilde{A}_{(x)}}$$

*Gleichgewichtsbeziehungen der Queranteile*

$$\frac{dV_{(x)}}{dx} = -q_{(x)}$$

$$\frac{dM_{(x)}}{dx} = V_{(x)} + m_{(x)}$$

Hierin bedeuten

| | |
|---|---|
| $\varphi_{(x)}$ | Querschnittsdrehwinkel an jeder Schnittstelle x der Stabachse |
| $\kappa_{(x)}$, $\kappa^e{}_{(x)}$ | Verkrümmung und eingeprägte Verkrümmung des Querschnitts |
| $w_{(x)}$ | Biegeordinate orthogonal auf die Stabachse in Richtung der positiven z-Achse (Durchbiegung) |
| $\eta_{(x)}$ | Gleitung des Querschnitts |
| $M_{(x)}$ | Biegemoment |
| $EI_{(x)}$ | Biegesteifigkeit des Querschnitts |
| $V_{(x)}$ | Querkraft |
| $G\tilde{A}_{(x)}$ | Schubsteifigkeit des Querschnitts |
| $q_{(x)}$ | Querbelastung je Längeneinheit |
| $m_{(x)}$ | Biegebelastung je Längeneinheit |

Unter der Näherung von schubstarren Stäben wird die Schubsteifigkeit mit $G\tilde{A}_{(x)} = \infty$ angesetzt. Die Gleitung des Querschnitts ergibt sich zu Null. Es wirken keine eingeprägten Verkrümmungen oder Biegebelastungen je Längeneinheit auf den betrachteten Stab ein.
Unter Zugrundelegung der genannten Annahmen kann die Beziehung zwischen der Durchbiegung und dem Biegemoment wie folgt dargestellt werden:

$$\frac{d^2 w_{(x)}}{dx^2} = -\frac{M_{(x)}}{EI_{(x)}}$$

Betrachtet man den trivialen Fall eines Einfeldträgers unter einer konstanten Gleichlast in Richtung der positiven z-Achse, $q_z$, so lässt sich an jeder Stelle x der Stabachse ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Durchbiegung $w_{(x)}$ und dem Biegemoment $M_{(x)}$ darstellen. Die Gleichgewichtsbeziehungen verknüpfen zusätzlich das Biegemoment mit der aufgebrachten Belastung (hier: $q_{(x)}$).

Die Differentialgleichungen der Stabtheorie I. Ordnung erlauben somit bei Kenntnis der Querschnittswerte und Materialeigenschaften sowie der Belastung die Ermittlung aller Zustandsgrößen eines Stabes.

$$q_{(x)} \rightarrow V_{(x)}, M_{(x)} \rightarrow \varphi_{(x)} \rightarrow w_{(x)}$$

Wählt man die oben erhaltene Durchbiegung $w_{(x)}$ als Belastung $w^e{}_{(x)}$, so entstehen im Umkehrschluss die gleichen Zustandsgrößen in dem betrachteten Stab.

Ist nur an bestimmten Punkten der Stabachse der Verschiebungszustand eines querbelasteten Stabes bekannt, so stimmen die Schnittgrößen des Trägers bei einer Zwangsverschiebung der jeweiligen Punkte der beiden Berechnungen nur exakt an den beschriebenen Stellen.

## 6.3 Ingenieurmodell der Quertragrichtung

### 6.3.1 Geometrie der Konstruktion

Die Stahlbetonplatte wird als Plattenstreifen mit einer Breite von 1.000 mm modelliert. Ihre Länge entspricht der wahren Breite, die Dicke der wahren Konstruktionshöhe der Fahrbahnplatte aus Stahlbeton.

Die Obergurte des Stahlhohlkastens werden mittels exzentrischen Anschlüssen an der Schwerachse der Fahrbahnplatte angeschlossen. Sie werden an je fünf Punkten bzw. entsprechend der Lage der Kopfbolzendübel miteinander verbunden.

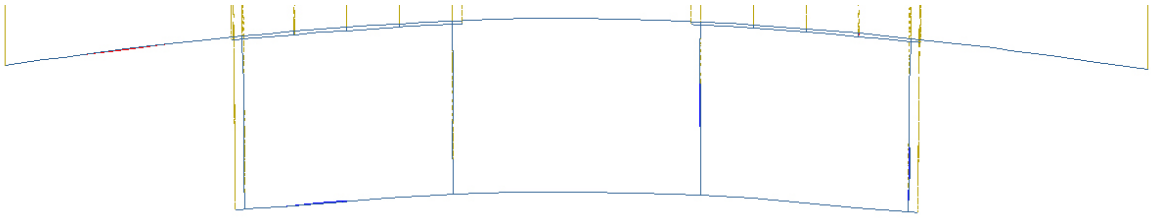
Der Stahluntergurt wird im Abstand $z_{UG}$ parallel der Stahlbetonplatte modelliert. Der Abstand errechnet sich aus der Spannweite der Stege in z-Richtung zuzüglich der halben Plattenhöhe des Stahlbetons sowie des Stahluntergurtes.

Die Stahlstege verbinden die Knoten der exzentrisch angeschlossenen Obergurte mit dem Untergurt.

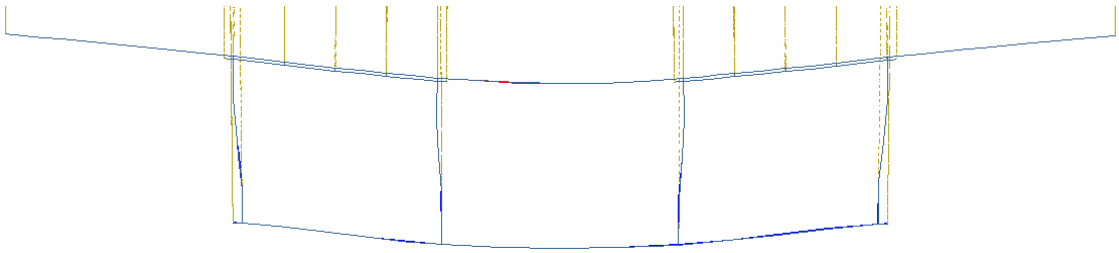
### 6.3.2 Verformungsverhalten des Brückentragwerkes

Nachfolgend sind die Verformungsfiguren des unausgesteiften Brückenquerschnittes in Feldmitte aus der FE-Berechnung stark überhöht dargestellt.

a) Verformungsfigur bei symmetrischer Belastung: LF 170 Volllast bzw. 171 Randbalken



b) Verformungsfigur bei symmetrischer Belastung: LF 172 Schotter bzw. 173 LM 71 ohne Exzentrizitäten



c) Verformungsfigur bei antimetrischer Belastung, LF 173 ff LM 71 mit Exzentrizitäten

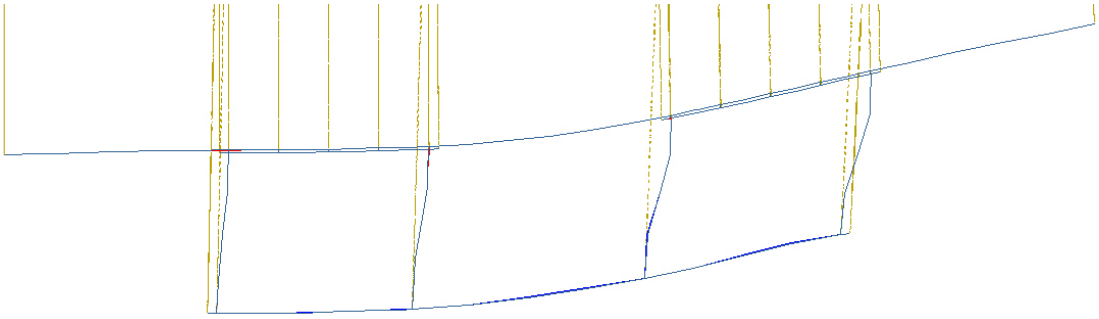


***Abbildung 6-1:*** *Verformungsfiguren des Brückenquerschnitts in Feldmitte aus der Finite Elemente Analyse, Darstellung stark überhöht. a) symmetrisch: LF Volllast bzw. Randbalken, b) symmetrisch: LF LM 71 ohne Exzentrizitäten: c) antimetrisch: LF LM 71 mit Exzentrizitäten für SLS bzw. ULS.*

*Anmerkung:* Das untersuchte Tragwerk in Verbundbauweise besitzt einen einfach symmetrischen Querschnitt, d.h. sowohl Schwerpunkt als auch Schubmittelpunkt liegen auf der Symmetrieachse der Brückenkonstruktion. Wird das Brückentragwerk mit asymmetrischen Einwirkungen belastet, so weist der unausgesteifte Querschnitt in Feldmitte ein antimetrisches Verformungsbild auf (siehe Abbildung 6-1 c).

### 6.3.3 Modell 1 – Biegemomente der Stahlbetonplatte in Querrichtung

Die gesamte Konstruktion muss aus ihrer Ebene gehalten werden. Für die Ermittlung der Biegemomente der Fahrbahnplatte wird jeder Steg an seinen Fußpunkten in z-Richtung unverschieblich gelagert, in x-Richtung sind keine Festhaltungen vorzusehen. In der Symmetrieachse am Untergurt wird das Tragwerk zusätzlich durch ein einwertiges Lager in Richtung der x-Achse fixiert.

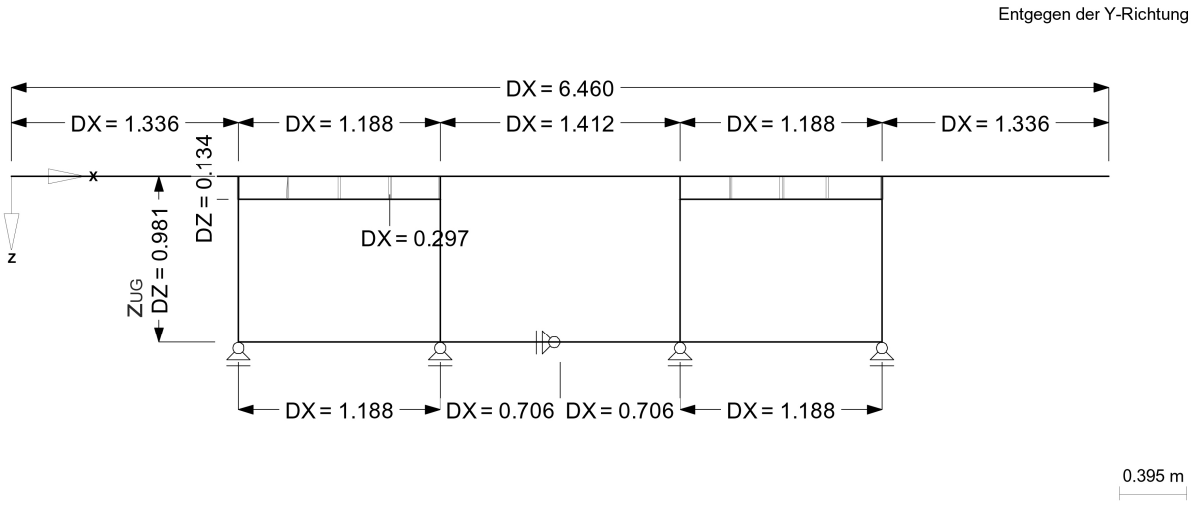



***Abbildung 6-2:*** *Modell 1: Struktur des Stabwerkmodells der tragenden Bauteile für die Ermittlung von Biegemomenten der Stahlbetonplatte in Querrichtung. Abmessungen in [m]*

### 6.3.4 Modell 2 – Biegemomente der Stahlstege in Querrichtung

An den Fußpunkten der Stege sind Wegfedern in z-Richtung anzuordnen. In Richtung der x-Achse wird das Tragwerk am Untergurt horizontal unverschieblich gelagert. Das Modell muss zusätzlich aus der Ebene gehalten werden.

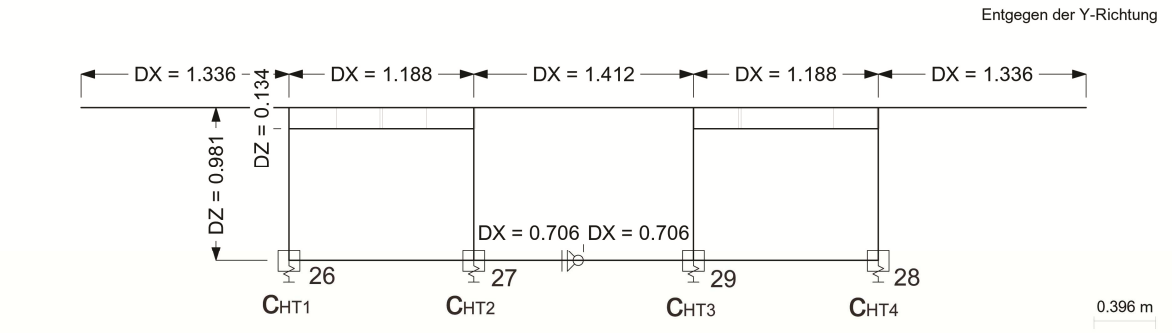



***Abbildung 6-3:*** *Modell 2: Struktur des Stabwerkmodells der tragenden Bauteile für die Ermittlung von Biegemomenten der Stahlstege in Querrichtung. Abmessungen in [m]*

### 6.3.5 Vorgehensweise

*Erforderliche Vorwerte*

- Geometrie der anzuwendenden Stabwerkmodelle entsprechend der Beschreibung in den Kapiteln 6.3.1 bis 6.3.4
- Bemessungsrelevante Lastfälle (beispielsweise aus einer Trägerrostberechnung oder einer FE-Analyse des Gesamttragwerks)
- Durchbiegung $w_i$ der Stahlstege (bzw. Hauptträger) in z-Richtung aus einer vorangegangenen Berechnung der Brückenkonstruktion in Haupttragrichtung und Ermittlung der zugehörigen Wegfedersteifigkeiten $c_i = \frac{1}{w_i}$

#### 6.3.5.1 Biegemomente der Stahlbetonplatte in Quertragrichtung der Verbundbrückenkonstruktion – Modell 1

**System:** Modell 1, vertikal unverschiebliche Lagerpunkte an den Fußpunkten der Stahlstege

**Belastung:** Lagerverschiebung in positiver z-Richtung mit den Durchbiegungen der Stege entsprechend den Eingangswerten

*Ablesen von Ergebnissen*

Stützmomente der Stahlbetonplatte und des Verbundquerschnitts über den Innenstegen

*Ermittlung der Gesamtmomentenordinaten*

- Die Stützmomente der Stahlbetonplatte über den Innenstegen entsprechen den Gesamtmomenten.
- Die Biegemomente der Stahlbetonplatte zwischen den Innenstützen werden durch das Einhängen der Momentenlinie eines fiktiven querbelasteten Einfeldträgers angepasst.
- Ermittlung der Plattenmomente über den Außenstegen mit dem Schnittprinzip an statisch bestimmten querbelasteten Kragarmen.

### 6.3.5.2 Biegemomente der Stahlstege in Quertragrichtung der Verbundbrückenkonstruktion – Modell 2

**System:** Modell 2 mit vertikalen Wegfedern an den Fußpunkten der Stege

**Belastung:** Querbelastung der Tragkonstruktion in Feldmitte umgerechnet auf eine Breite von $1{,}0\ m$ auf Höhe der Stahlbetonmittelebene

*Berechnung der Federsteifigkeiten*

Die Relationen der vertikalen Federsteifigkeiten $c_i$ werden über die Beziehung

$$c_i = \frac{1}{w_i} \quad mit\ i = 1{,}2{,}3{,}4$$

berechnet.

*Ablesen von Ergebnissen*

Biegemomente $M_x$ an den Kopf- und Fußpunkten der Stahlstege

## 6.4 Vereinfachte Laststellungen

- Lastfall Volllast
- Lastfall Randbalken
- Lastfall Verkehrsfläche
- Lastfall veränderliche vertikale Einwirkung zufolge LM 71 für ULS
- Lastfall veränderliche vertikale Einwirkung zufolge LM 71 für SLS
  Aufgeteilt in Laststellung Feld und Laststellung Kragarme

***Tabelle 6-1:*** *Grundlastfall- und Ergebnislastfall-Nummern der ständigen und veränderlichen Einwirkungen – Untersuchung der Quertragwirkung*

| Grundlastfall | Ergebnis-lastfall | Bezeichnung | Anmerkung |
|---|---|---|---|
| 70 | 170 | Eigengewicht STB - Volllast | Flächenlast mit $6{,}25\ kN/m^2$ über die gesamte Breite der Stahlbetonplatte |
| 71 | 171 | Ausbaulast Randbalken | Flächenlast mit $13{,}66\ kN/m^2$ in den Randbereichen |
| 72 | 172 | Ausbaulast maximal Schotter | Flächenlast mit $16{,}84\ kN/m^2$ im Bereich der Verkehrsfläche, maximale Schotterbetthöhe |
| 73 | 173 | LM 71, LS M, mittig maximal Schotter | Lastmodell 71, verteilt ohne Exzentrizitäten maximale Schotterbetthöhe |
| 74 | 174 | LM 71, LS M, mit $e_i$ maximal Schotter | Lastmodell 71, verteilt mit Exzentrizitäten für Spannungen nach ULS-Kombinationen maximale Schotterbetthöhe |
| 75 | 175 | LM 71, LS M, mit $e_i$ Laststellung Feld maximal Schotter | Lastmodell 71, verteilt mit Exzentrizitäten für Spannungen nach SLS-Kombinationen maximale Schotterbetthöhe |
| 76 | 176 | LM 71, LS M, mit $e_i$ Laststellung Kramarme maximal Schotter | Lastmodell 71, verteilt mit Exzentrizitäten für Spannungen nach SLS-Kombinationen maximale Schotterbetthöhe |

*Anmerkung:* Die vereinfachten Lasten wurden für den Zeitpunkt t = 0 definiert. Eine Berechnung unter Berücksichtigung der Effekte Kriechen und Schwinden zum Zeitpunkt t = ∞ ergibt keine Änderung in der Modellbildung und kann den Vorgaben entsprechend durchgeführt werden. Alle dargestellten Ergebnisse beziehen sich auf den Querschnitt in Feldmitte, Stelle x = 11,20 m.

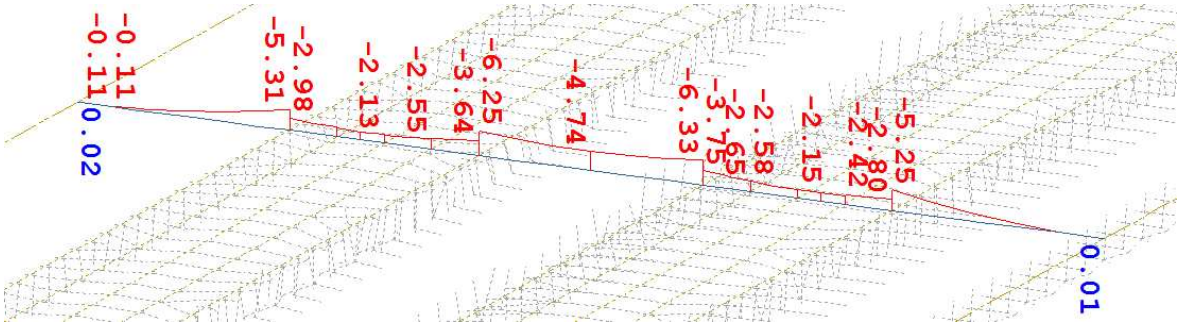
## 6.5 Vergleich FE-Analyse – Ingenieurmodell

### 6.5.1 Laststellung Eigengewicht STB-Platte - Volllast, LF 170

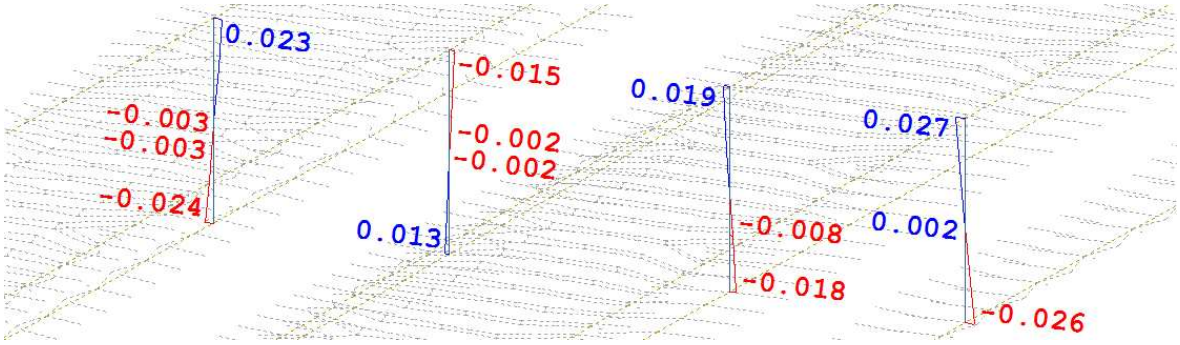
#### 6.5.1.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der FE-Berechnung für Volllast

Die charakteristische Flächenlast von $6{,}25\ kN/m^2$ greift in Laststellung Feldmitte über die gesamte Breite der Stahlbetonplatte an deren Oberkante an.

a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte, LF 170. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege, LF 170. [kNm/m]




c) Durchbiegung der Stahlstege, LF 170. [mm]

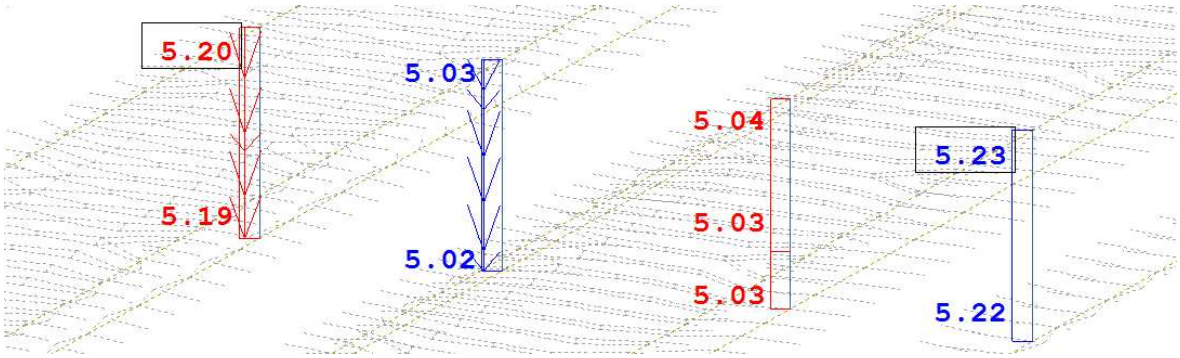



***Abbildung 6-4:*** *Zustandsgrößen von LF 170 aus der FE-Analyse (Volllast, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm].*

### 6.5.1.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für Volllast

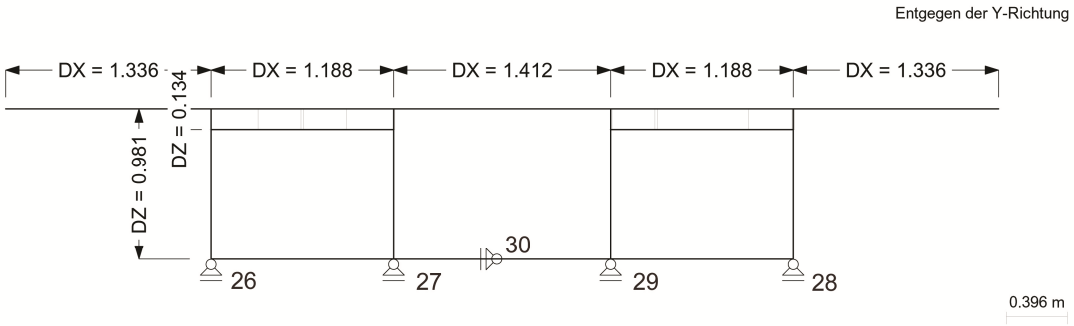
*Eingangswerte*

- Durchbiegung der Stahlstege (hier aus der FE-Analyse des Gesamttragwerkes)

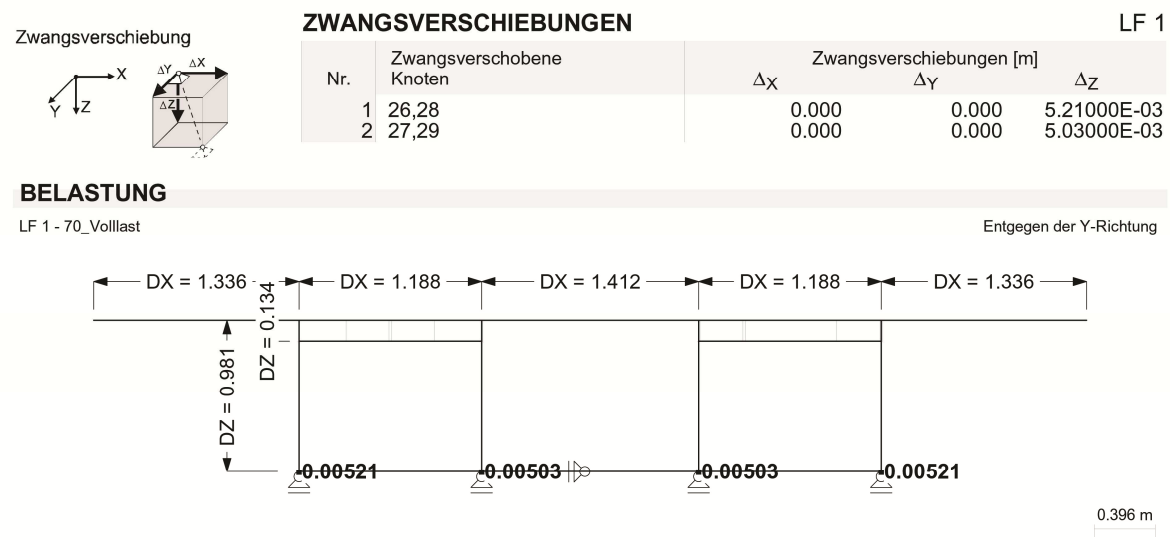
$$w_{HT1} = w_{HT4} = 5{,}21\ mm$$

$$w_{HT2} = w_{HT3} = 5{,}03\ mm$$

a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte




b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 170




c) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, LF 170 [kNm/m]

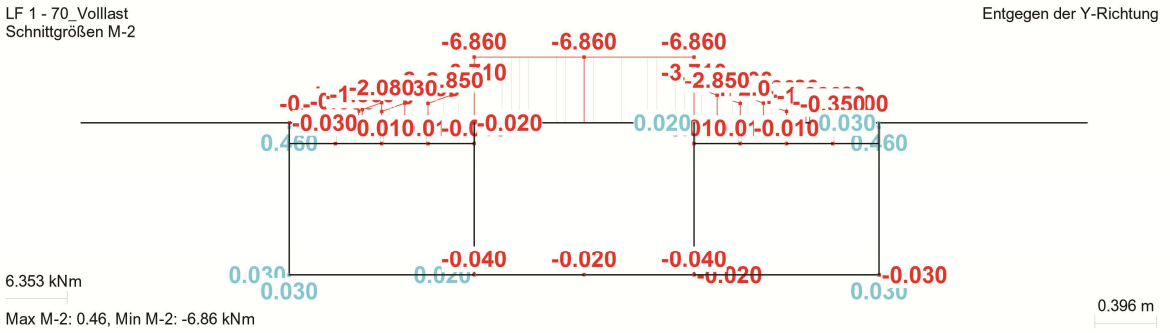



***Abbildung 6-5:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1 durch LF 170 (Volllast, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $M_x$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]*

Beispielhaft wird im Anschluss für Lastfall 170 die Überlagerung der Lastfälle für die Berechnung der Gesamtmomentenlinien der Stahlbetonplatte durchgeführt.

- Belastung des Tragwerks in Querrichtung für Lastfall Volllast

$$q_{STB} = 6{,}25\ kN/m$$

- Stützmomente der Stahlbetonplatte über den Innenstegen entsprechen den Gesamtmomenten

$$M_{St,I,STB} = -6{,}86\ kNm$$

$$M_{St,I,Verb} = -3{,}71\ kNm$$

  Das Moment der Stahlbetonverbundplatte am Schnitt knapp neben dem Auflager in Richtung Außenstege $M_{St,I,Verb}$ steht bei der betrachteten Verbundbrückenkonstruktion zu dem minimalen Stützmoment $M_{St,I,sTB}$ im Verhältnis 1,85/1,0.

- Biegemoment der Stahlbetonplatte zwischen den Innenstützen berechnen: Einhängen der Momentenlinie eines fiktiven Einfeldträgers

$$M_1 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 6{,}25 \cdot \frac{1{,}412^2}{8} = 1{,}56\ kNm$$

$$M_{ges,M} = M_{St,I} + M_1 = -6{,}86 + 1{,}56 = -5{,}30\ kNm$$

- Ermittlung der Plattenmomente über den Außenstegen mit dem Schnittprinzip an statisch bestimmten Kragarmen.

$$M_2 = M_{St,A,STB} = -q \cdot \frac{l^2}{2} = -6{,}25 \cdot \frac{1{,}336^2}{2} = -5{,}58\ kNm$$

  Das Moment des Verbundquerschnitts über den Außenstegen errechnet sich mit dem bereits ermittelten Verhältnis von 1,85/1,0.

$$M_{St,A,Verb} = \frac{-5{,}58}{1{,}85} = -3{,}02\ kNm$$

- Darstellung der Momentenlinien in den Bereichen des Verbundquerschnitts
  Die Momente der Stahlbetonplatte in den Bereichen zwischen den Stahlaußen- und Stahlinnenstegen sind für die Bemessung des Bauteils nicht maßgebend und werden daher nicht ausgewertet.

- Überlagerung der Einzelmomentenordinaten zur Aufstellung der Gesamtmomentenlinie der Stahlbetonplatte

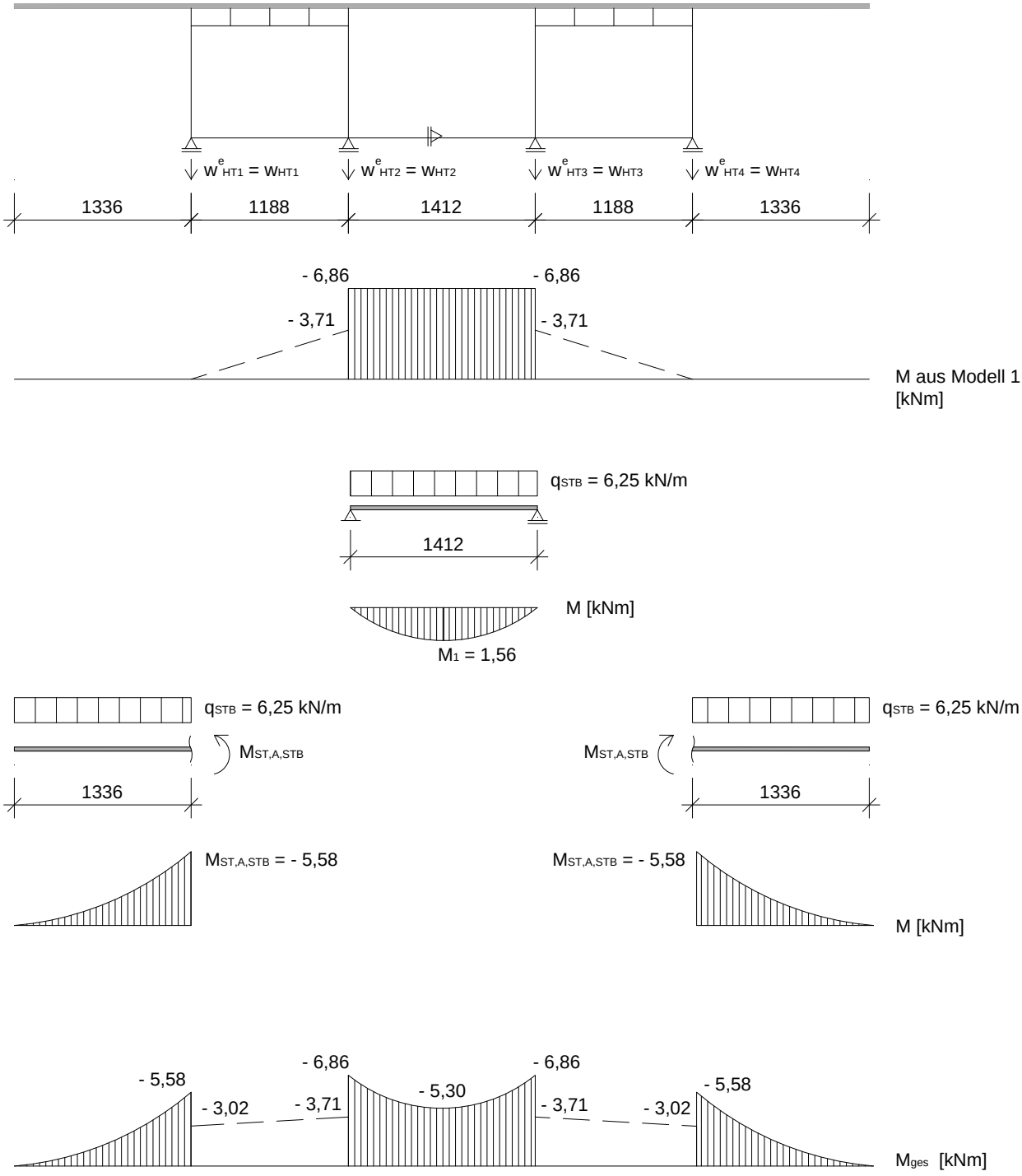



***Abbildung 6-6:*** *Vorgehensweise bei der Ermittlung des Gesamtmomentes der Stahlbetonplatte für Lastfall 170 (Volllast, Laststellung Feldmitte). Stelle x = 11,20 m*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte von LF 170*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- $M_1$ in Feldmitte $11{,}8\ \%$
- **$\mathbf{M_{St,I,STB}}$ über den Innenstegen des Stahlbetonquerschnitts** $\mathbf{9{,}8}\ \%$
- $M_{St,I,Verb}$ über den Innenstegen des Verbundquerschnitts $1{,}9\ \%$
- $M_{St,A,STB}$ über den Außenstegen des Stahlbetonquerschnitts $5{,}1\ \%$
- $M_{St,A,Verb}$ über den Außenstegen des Verbundquerschnitts $1{,}3\ \%$

Die Ordinaten der Gesamtbiegemomente $M_{ges}$ der Stahlbetonplatte aus dem Ingenieurmodell liegen an den betrachteten Punkten der Stabachse auf der sicheren Seite (positive Prozentangaben).

*Anmerkung:*
Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt.

### 6.5.1.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für Volllast

*Eingangswerte*

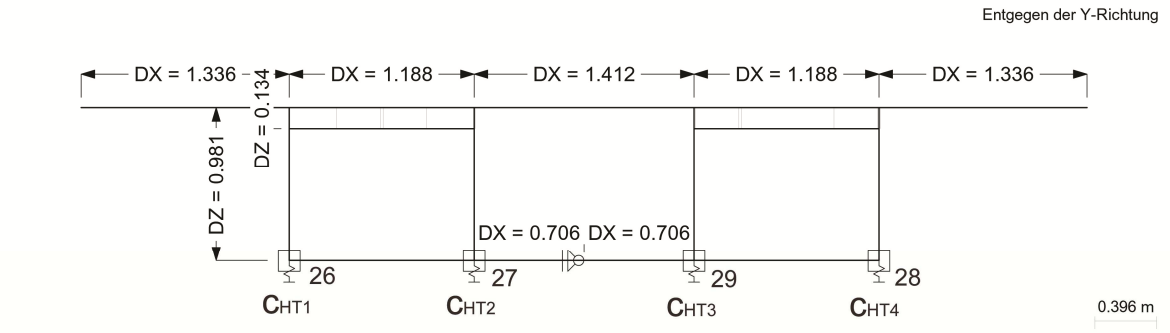
- Einwirkung auf die STB-Fahrbahnplatte an der betrachteten Stelle x
- Durchbiegung der Stahlstege $w_i$

*Ermittlung der Relation zwischen den vertikalen Wegfedersteifigkeiten*

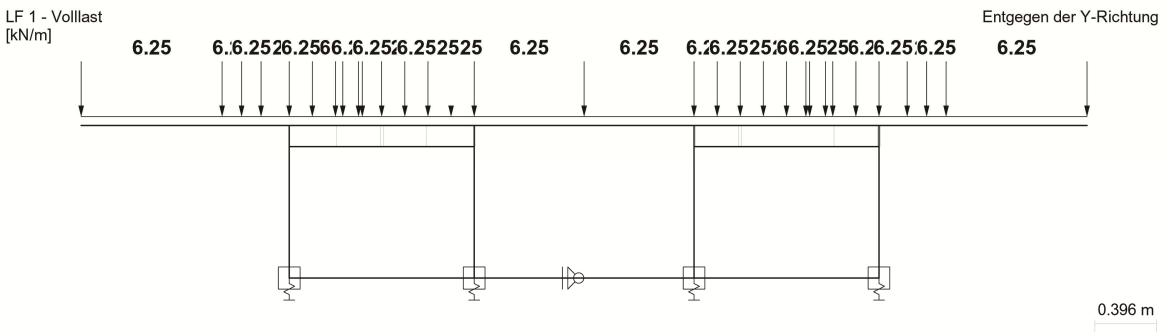
$$c_{HT1} = c_{HT4} = \frac{1}{w_{HT1}} = \frac{1}{(5{,}21 \cdot 10^{-3})} = 191{,}94\ kN/m \quad \rightarrow \quad 96{,}5\ \%\ von\ c_{HT2}$$

$$c_{HT2} = c_{HT3} = \frac{1}{w_{HT2}} = \frac{1}{(5{,}03 \cdot 10^{-3})} = 198{,}81\ kN/m \quad \rightarrow \quad 100\ \%$$

a) Struktur Modell 2 mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern




b) Belastung Modell 2 [kN/m]




c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]

***Abbildung 6-7:*** *Modell 2, LF 170 (Volllast, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm].*

*Ermittlung charakteristischer Spannungen nach LF 170: Außenstege am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}027\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}027 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}113\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 0,31 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}03\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}03 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}125\ kN/cm^2$$

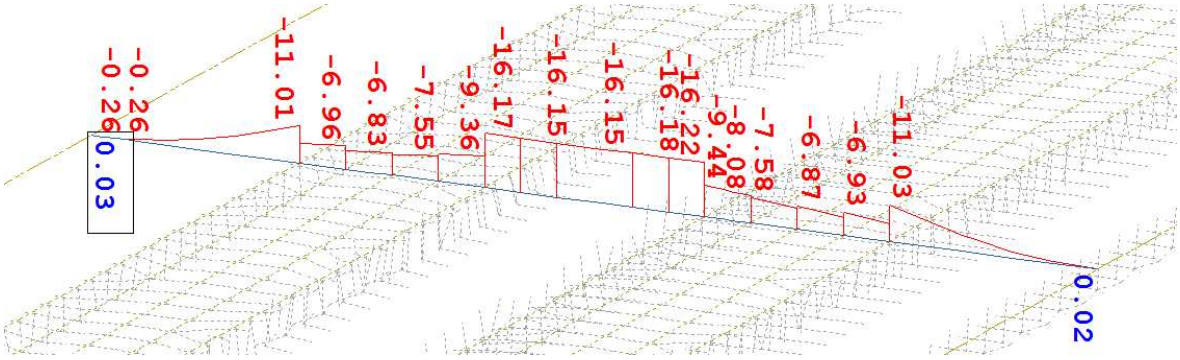
Die Spannungsausnutzung aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 0,35 %.

### 6.5.2 Laststellung Ausbaulast Randbalken, LF 171

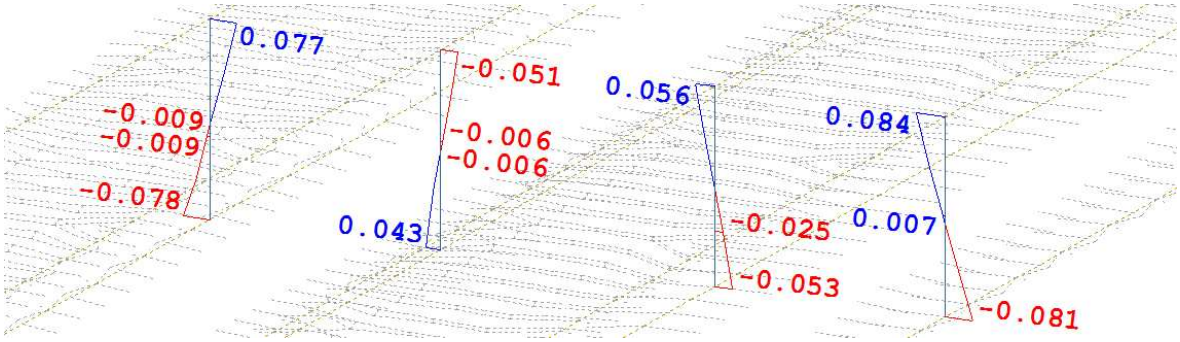
Als Einwirkung wird eine charakteristische Flächenlast von $13{,}66\ kN/m^2$ in Laststellung Feldmitte über die beiden Bereiche der Randbalken definiert. Die Aufteilung der Bereiche Randbalken und Verkehrsfläche entspricht jener aus Abbildung 3-1.

#### 6.5.2.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für die Ausbaulast im Bereich der Randbalken

a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte, LF 171. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege, LF 171. [kNm/m]




c) Durchbiegung der Stahlstege, LF 171. [mm]

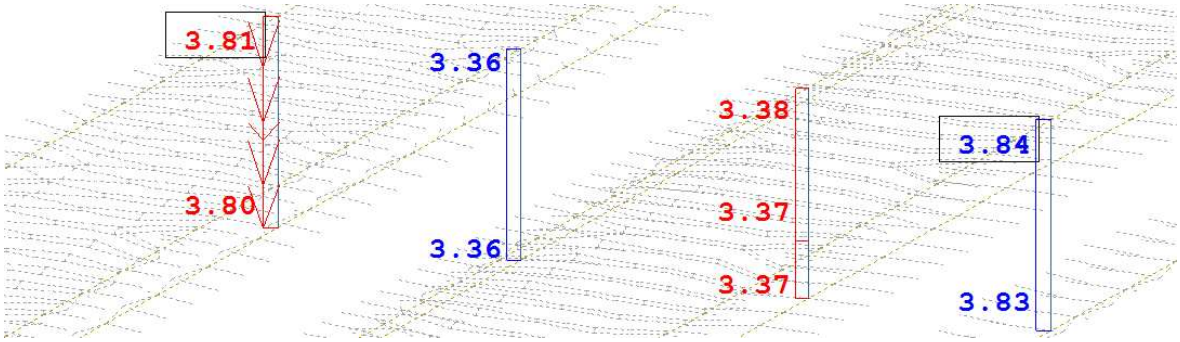



***Abbildung 6-8:*** *Zustandsgrößen von LF 171 aus der FE-Analyse (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm].*

### 6.5.2.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 171

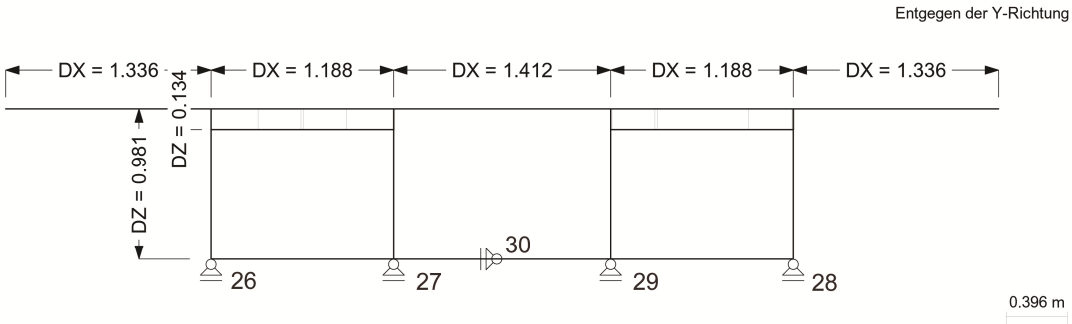
*Eingangswerte*

- Durchbiegung der Stahlstege (hier aus der FE-Analyse des Gesamttragwerkes)

$$w_{HT1} = w_{HT4} = 3{,}82\ mm$$

$$w_{HT2} = w_{HT3} = 3{,}37\ mm$$

a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte



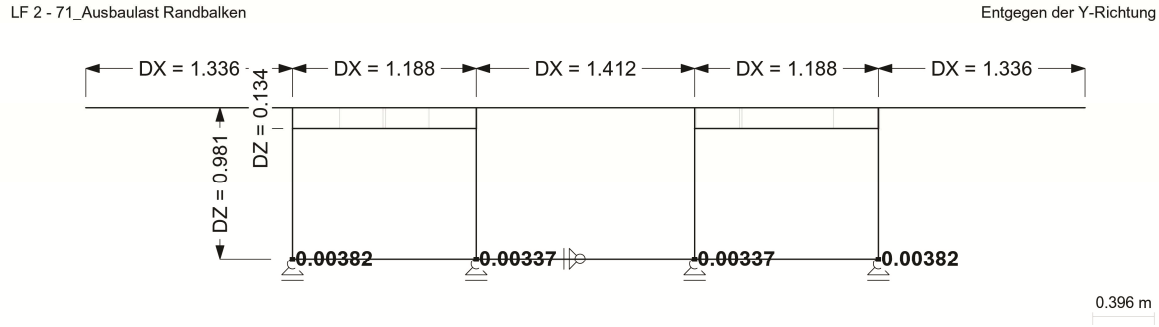

b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 170

**ZWANGSVERSCHIEBUNGEN** LF 2

| Nr. | Zwangsverschobene Knoten | Zwangsverschiebungen [m] $\Delta_X$ | $\Delta_Y$ | $\Delta_Z$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 26,28 | 0.000 | 0.000 | 3.82000E-03 |
| 2 | 27,29 | 0.000 | 0.000 | 3.37000E-03 |

**BELASTUNG**

LF 2 - 71_Ausbaulast Randbalken




c) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, LF 170. [kNm/m]

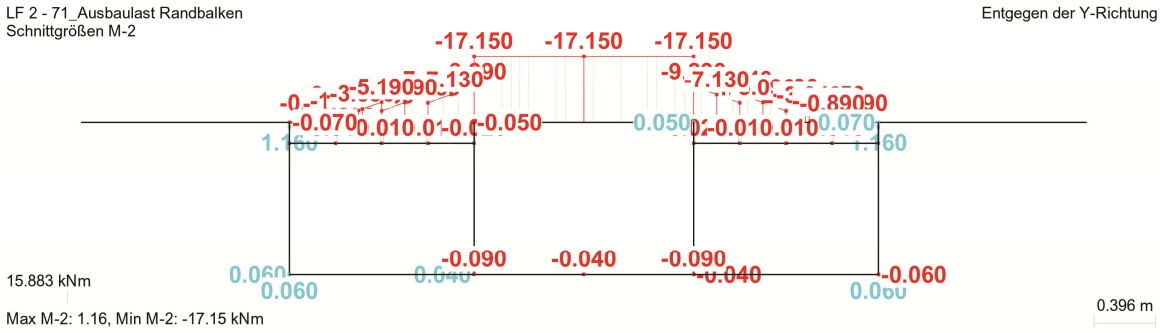



***Abbildung 6-9:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 171 (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $M_x$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]*

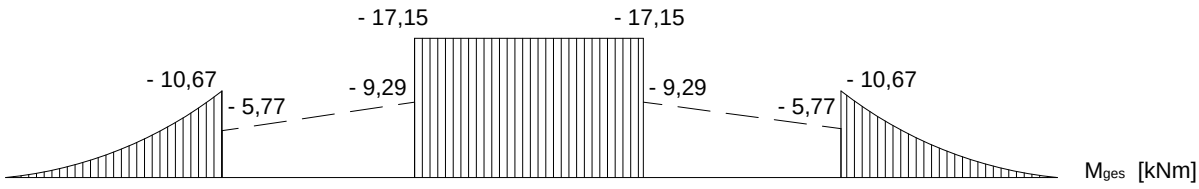



***Abbildung 6-10:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 171 des Ingenieurmodells (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte von LF 171*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- $\mathbf{M_{St,I,STB}}$ **über den Innenstegen des Stahlbetonquerschnitts** $\mathbf{6,1}$ %
- $M_{St,A,STB}$ über den Außenstegen des Stahlbetonquerschnitts $-3{,}2$ %

*Anmerkung:*
Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt. Negative Prozentangaben stehen für Gesamtmomente nach Modell 1, welche im Vergleich zu der FE-Berechnung auf der unsicheren Seite liegen.

### 6.5.2.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 171

Eingangswerte:

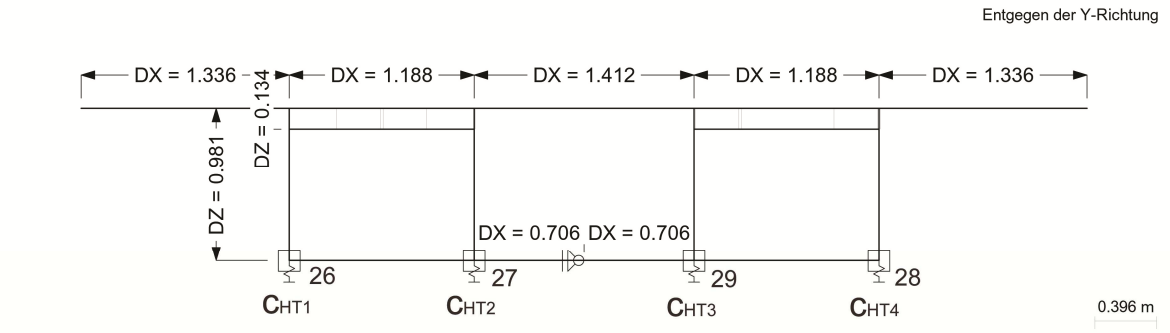
- Einwirkung auf die STB-Fahrbahnplatte an der betrachteten Stelle x
- Durchbiegung der Stahlstege analog Modell 1

*Ermittlung der Relation zwischen den vertikalen Wegfedersteifigkeiten*

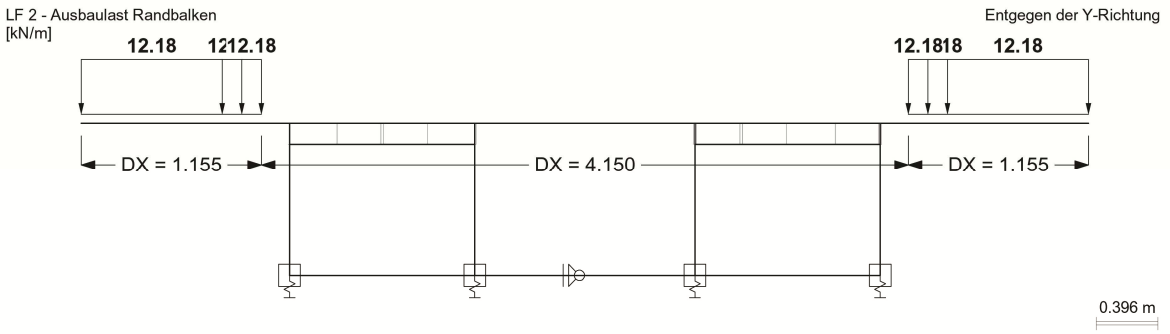
$$c_{HT1} = c_{HT4} = \frac{1}{w_{HT1}} = \frac{1}{(3{,}82 \cdot 10^{-3})} = 262{,}12\ kN/m \rightarrow \quad 88{,}2\ \%\ von\ c_{HT2}$$

$$c_{HT2} = c_{HT3} = \frac{1}{w_{HT2}} = \frac{1}{(3{,}37 \cdot 10^{-3})} = 297{,}18\ kN/m \rightarrow \quad 100\ \%$$

a) Struktur Modell 2 mit vertikalen Wegfedern mit Knotennummern




b) Belastung Modell 2 [kN/m]




c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]

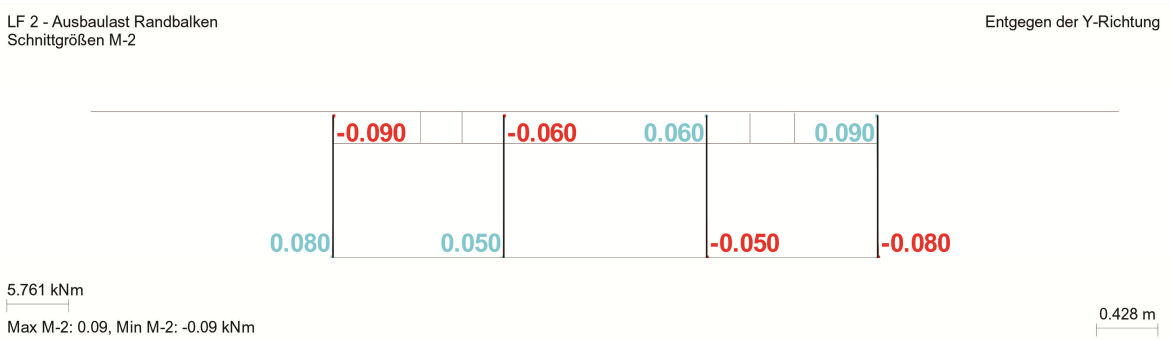



***Abbildung 6-11:*** *Modell 2, LF 171 (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm].*

*Ermittlung charakteristischer Spannungen nach LF 171: Außenstege am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}084\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}084 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}35\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 0,98 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}09\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}09 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}375\ kN/cm^2$$

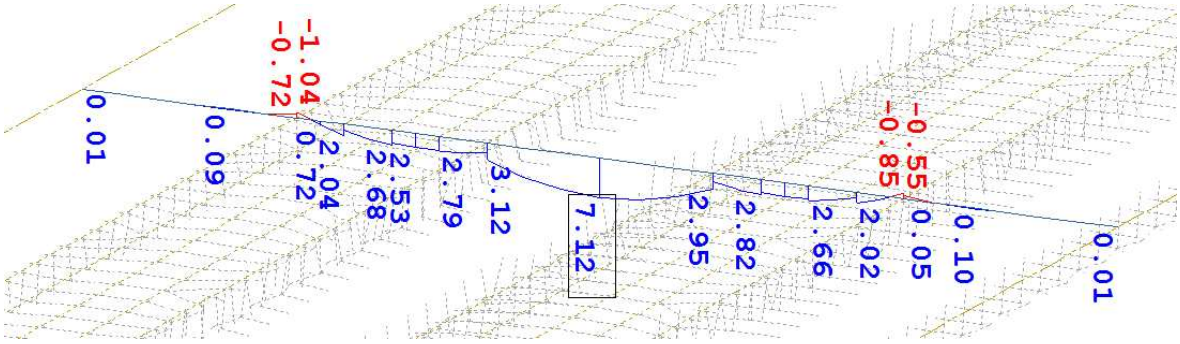
Die Spannungsausnutzung aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 1,06 %.

### 6.5.3 Laststellung Ausbaulast Verkehrsfläche, LF 172

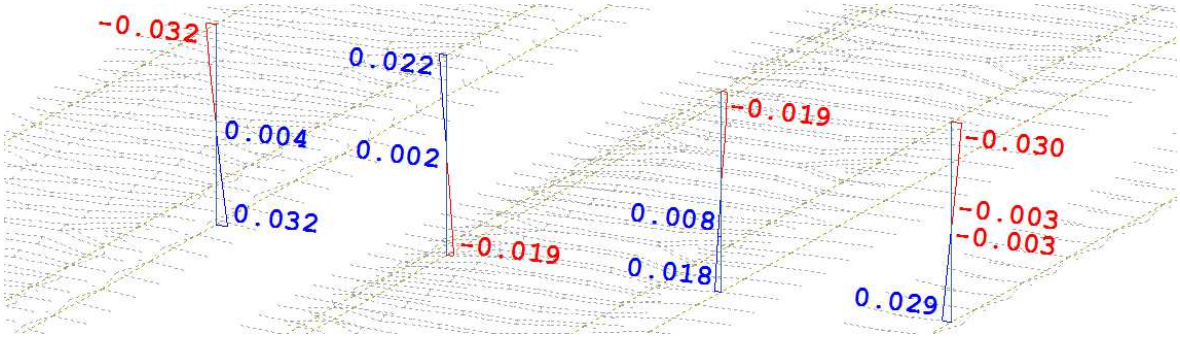
Als Einwirkung wird eine charakteristische Flächenlast von $16{,}84\ kN/m^2$ in Laststellung Feldmitte über den Bereich der Verkehrsfläche definiert. Die Aufteilung der Bereiche Randbalken und Verkehrsfläche entspricht jener aus Abbildung 3-1.

#### 6.5.3.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für die Ausbaulast im Bereich der Verkehrsfläche

a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte, LF 172. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege, LF 172. [kNm/m]




c) Durchbiegung der Stahlstege, LF 172. [mm]

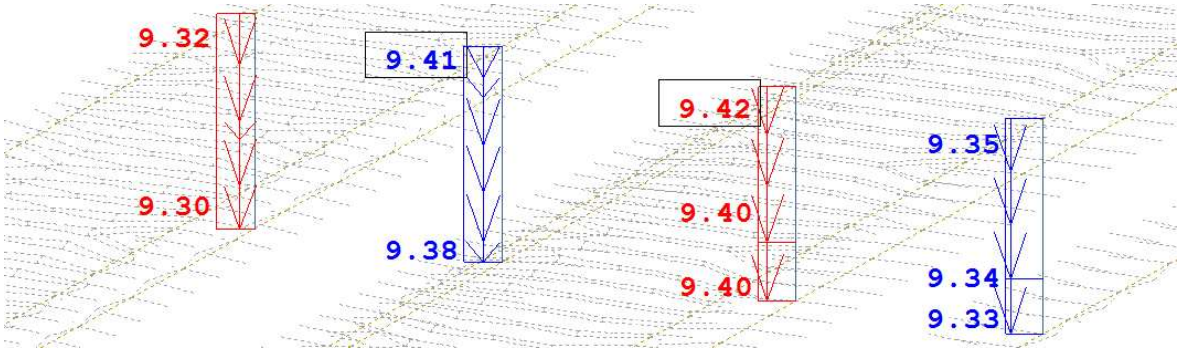



***Abbildung 6-12:*** *Zustandsgrößen von LF 172 aus der FE-Analyse (Ausbaulast Verkehrsfläche, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm].*

### 6.5.3.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für die Ausbaulast im Bereich der Verkehrsfläche

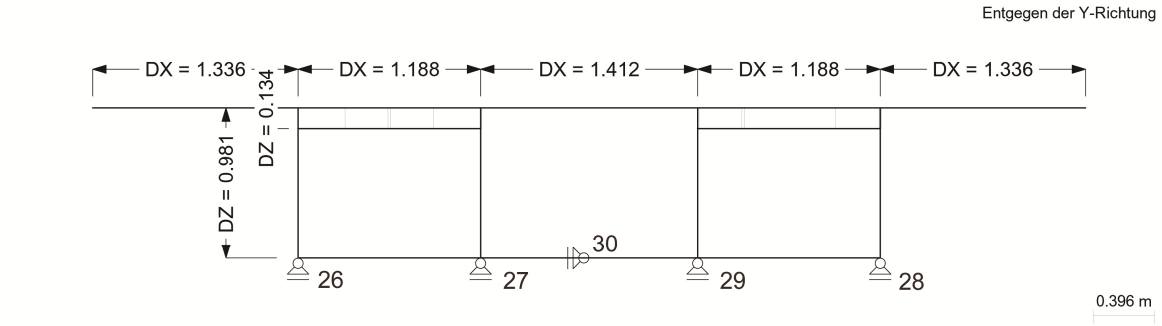
*Eingangswerte*

- Durchbiegung der Stahlstege (hier aus der FE-Analyse des Gesamttragwerkes)

$$w_{HT1} = w_{HT4} = 9{,}32\ mm$$

$$w_{HT2} = w_{HT3} = 9{,}39\ mm$$

a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte



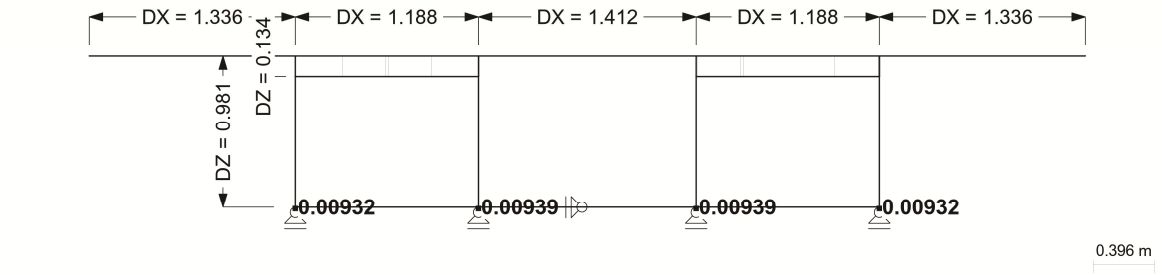

b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 172

**ZWANGSVERSCHIEBUNGEN** LF 3

| Nr. | Zwangsverschobene Knoten | Zwangsverschiebungen [m] ΔX | ΔY | ΔZ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 26,28 | 0.000 | 0.000 | 9.32000E-03 |
| 2 | 27,29 | 0.000 | 0.000 | 9.39000E-03 |

**BELASTUNG**

LF 3 - 72_Ausbaulast Verkehrsfläche Entgegen der Y-Richtung




c) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, LF 172. [kNm/m]

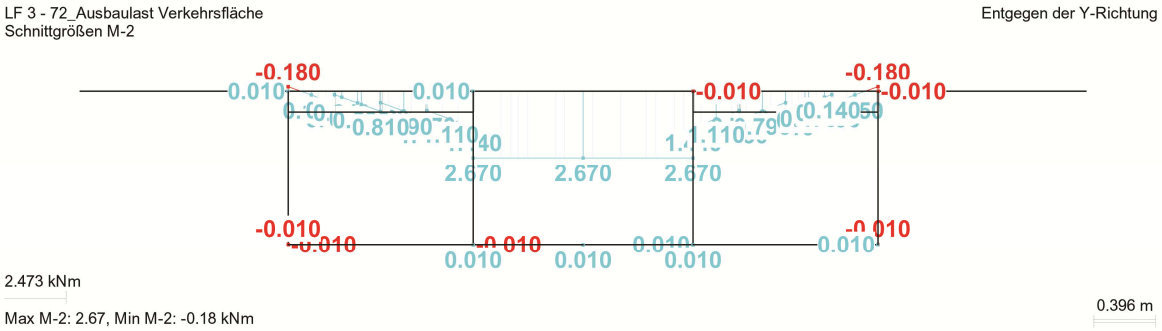



***Abbildung 6-13:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 172 (Ausbaulast Schotter, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $M_x$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]*

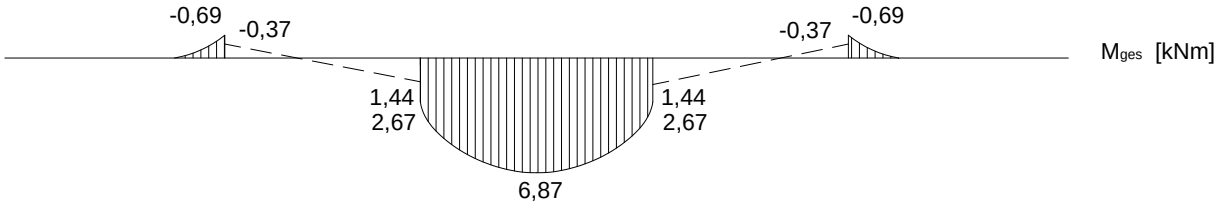



***Abbildung 6-14:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 172 des Ingenieurmodells (Ausbaulast Verkehrsfläche, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte von LF 172*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- **$\mathbf{M_1}$ in Feldmitte** $\mathbf{-3,7}$ %
- $\mathrm{M_{St,I,STB}}$ über den Innenstegen des Stahlbetonquerschnitts $-1{,}2$ %
- $M_{St,A,STB}$ über den Außenstegen des Stahlbetonquerschnitts $-4{,}3$ %

*Anmerkung:*

Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt. Negative Prozentangaben stehen für Gesamtmomente nach Modell 1, welche im Vergleich zu der FE-Berechnung auf der unsicheren Seite liegen.

### 6.5.3.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 172

Eingangswerte:

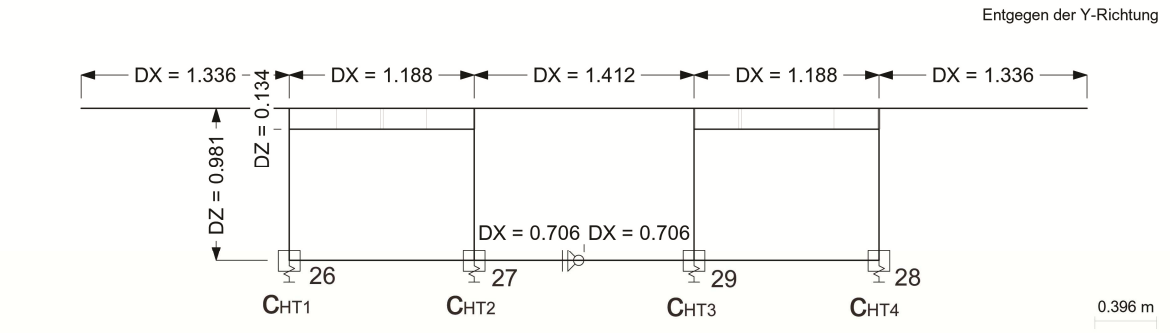
- Einwirkung auf die STB-Fahrbahnplatte an der betrachteten Stelle x
- Durchbiegung der Stahlstege analog Modell 1

*Ermittlung der Relation zwischen den vertikalen Wegfedersteifigkeiten*

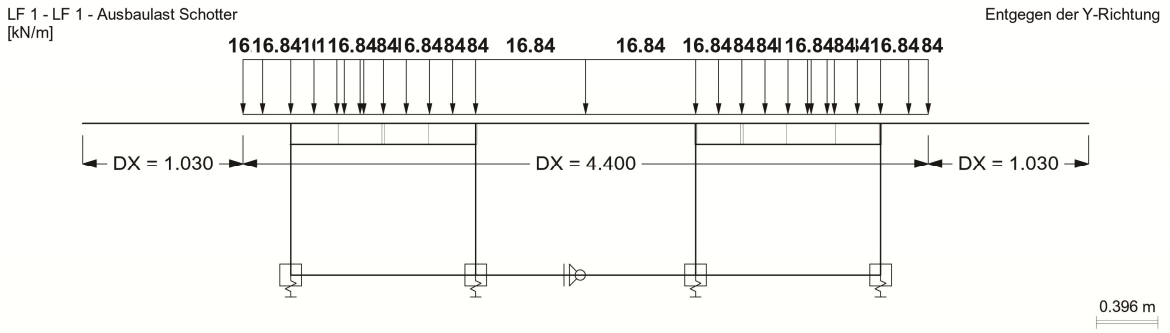
$$c_{HT1} = c_{HT4} = \frac{1}{w_{HT1}} = \frac{1}{(9{,}32 \cdot 10^{-3})} = 107{,}35\ kN/m \quad \rightarrow \quad 100{,}8\ \%\ von\ c_{HT2}$$

$$c_{HT2} = c_{HT3} = \frac{1}{w_{HT2}} = \frac{1}{(9{,}39 \cdot 10^{-3})} = 106{,}50\ kN/m \quad \rightarrow \quad 100\ \%$$

a) Struktur Modell 2 mit vertikalen Wegfedern mit Knotennummern




b) Belastung Modell 2 [kN/m]




c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]

***Abbildung 6-15:*** *Modell 2, LF 172 (Ausbaulast Schotter, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm].*

*Ermittlung charakteristischer Spannungen nach LF 172: Außenstege am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}031\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}084 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}129\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 0,36 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}02\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}02 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}083\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 0,23 %.

### 6.5.4 Laststellung Lastmodell 71 ohne Exzentrizitäten, LF 173

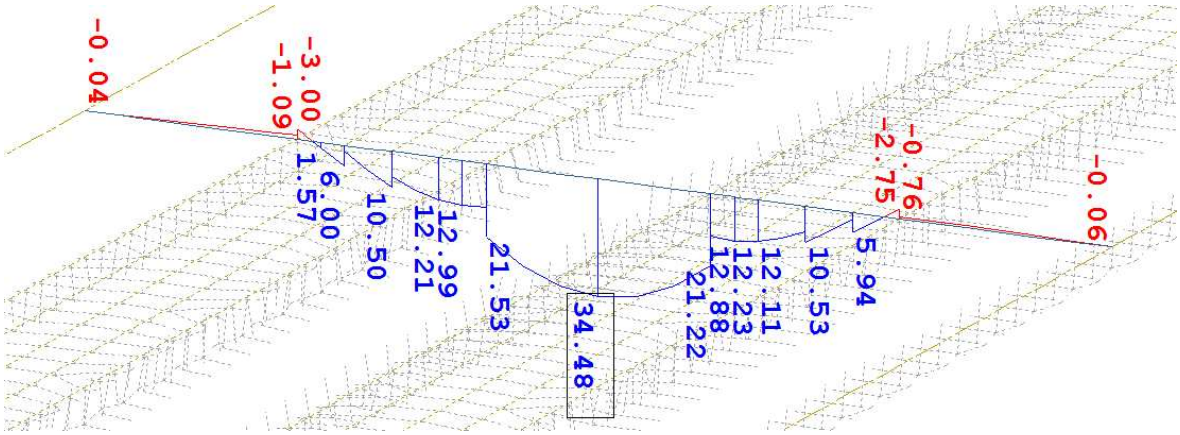
Als Einwirkung werden die Einzellasten von LM 71 auf die Lasteinflussfläche entsprechend dem Fall maximale Schotterbetthöhe auf eine Länge von $6{,}40\ m$ verteilt angesetzt. Daraus ergibt sich eine Flächenlast auf die Oberkante der Stahlbetonplatte von $54{,}825\ kN/m^2$.

Die Streckenlast von $80\ kN/m$ angrenzend an die verschmierten Einzellasten von LM 71 ergibt auf die Breite der Lastausbreitungsfläche von $2{,}85\ m$ für maximale Schotterbetthöhe eine Gleichlast von $28{,}07\ kN/m^2$.

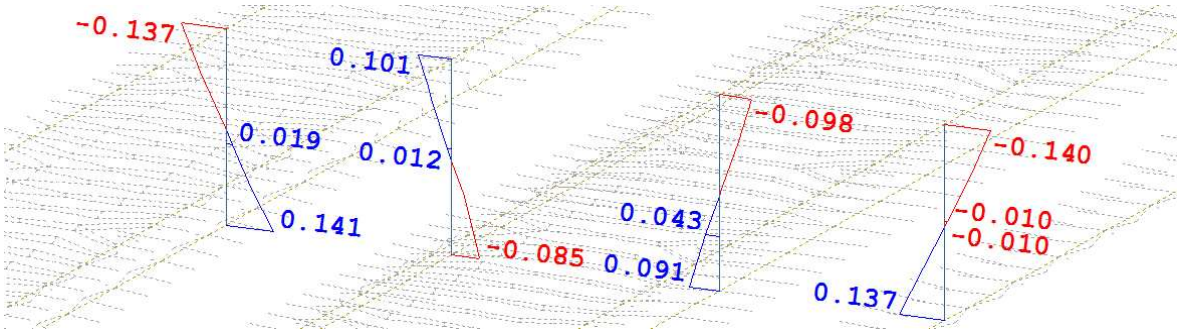
Für die Zustandsgrößen ergibt sich die Laststellung mit der höheren Flächenlast in Feldmitte als maßgebend. Das Verschmieren der vier Einzelkräfte von $250\ kN$ auf eine Länge von $6{,}40\ m$ entlang der Brückenlängsachse auf einen Lastblock von $54{,}825\ kN/m^2$ ist bedingt durch die lastverteilende Wirkung von Schienen, Schwellen und Schotterbett sowie der Lastausbreitung in der Stahlbetonplatte in guter Näherung möglich.

#### 6.5.4.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für das Lastmodell 71 ohne Exzentrizitäten

a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte, LF 173. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege, LF 173. [kNm/m]



c) Durchbiegung der Stahlstege, LF 173. [mm]

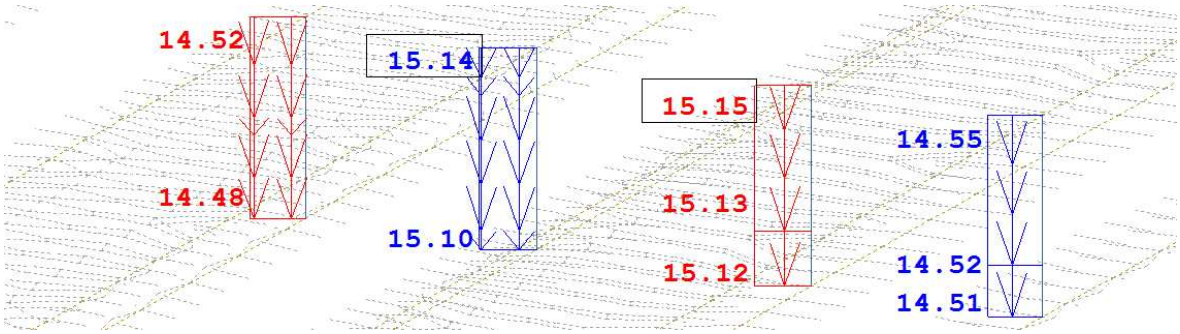



***Abbildung 6-16:*** *Zustandsgrößen von LF 173 aus der FE-Analyse (Lastmodell 71 ohne Exzentrititäten, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm].*

### 6.5.4.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 173

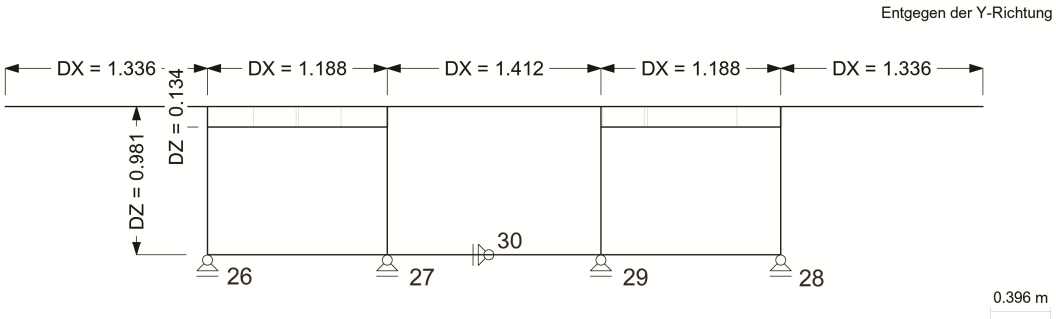
*Eingangswerte*

- Durchbiegung der Stahlstege (hier aus der FE-Analyse des Gesamttragwerkes)

$$w_{HT1} = w_{HT4} = 14{,}5\ mm$$

$$w_{HT2} = w_{HT3} = 15{,}11\ mm$$

a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte



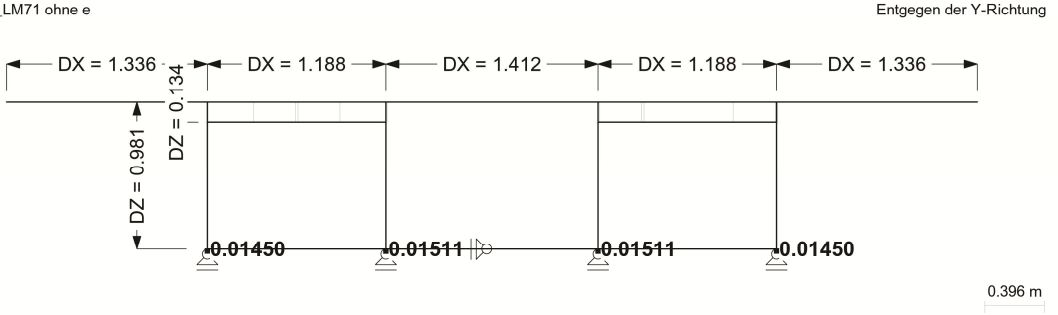

b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 173

**ZWANGSVERSCHIEBUNGEN** LF 4

| Nr. | Zwangsverschobene Knoten | Zwangsverschiebungen [m] $\Delta_X$ | $\Delta_Y$ | $\Delta_Z$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 26,28 | 0.000 | 0.000 | 1.45000E-02 |
| 2 | 27,29 | 0.000 | 0.000 | 1.51100E-02 |

**BELASTUNG**

LF 4 - 73_LM71 ohne e




c) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, LF 173. [kNm/m]

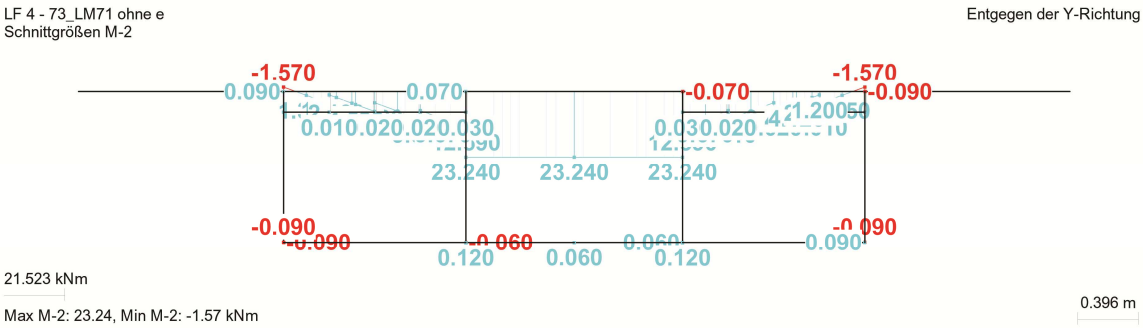



***Abbildung 6-17:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 173 (LM 71 ohne Exzentrizitäten, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $M_x$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]*

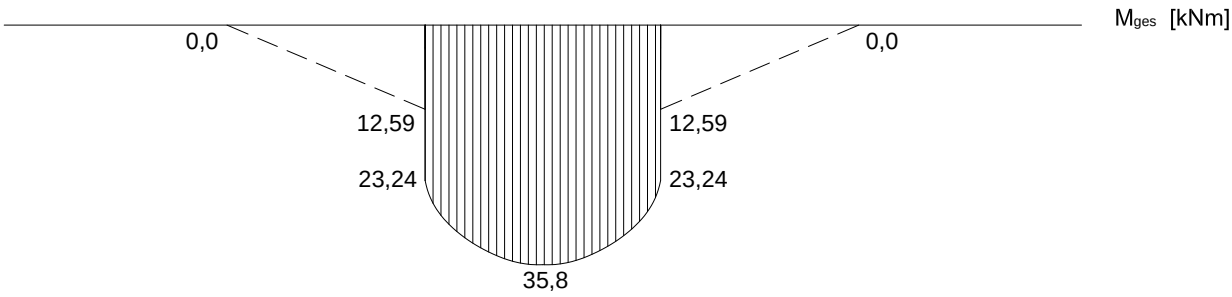



***Abbildung 6-18:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 173 des Ingenieurmodells (Lastmodell 71 ohne Exzentrizitäten, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte von LF 173*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- **$\mathbf{M_1}$ in Feldmitte** $\mathbf{3,8}$ %
- $\mathrm{M_{St,I,STB}}$ über den Innenstegen des Stahlbetonquerschnitts 8,7 %

Die Stützmomente $\mathrm{M_{St,A}}$ über den Außenstegen ergeben sich nach Modell 1 zu Null.

*Anmerkung:*
Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt. Negative Prozentangaben stehen für Gesamtmomente nach Modell 1, welche im Vergleich zu der FE-Berechnung auf der unsicheren Seite liegen.

### 6.5.4.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 173

Eingangswerte:

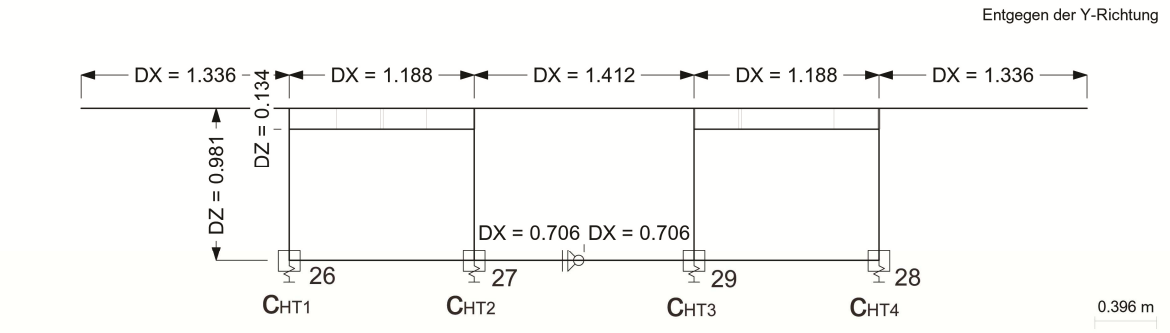
- Einwirkung auf die STB-Fahrbahnplatte an der betrachteten Stelle x
- Durchbiegung der Stahlstege analog Modell 1

*Ermittlung der Relation zwischen den vertikalen Wegfedersteifigkeiten*

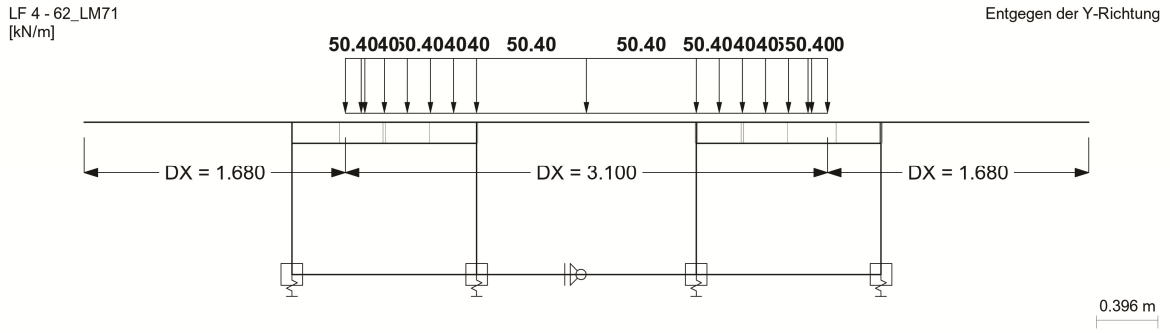
$$c_{HT1} = c_{HT4} = \frac{1}{w_{HT1}} = \frac{1}{(14{,}5 \cdot 10^{-3})} = 68{,}99\ kN/m \quad \rightarrow \quad 104{,}2\ \%\ von\ c_{HT2}$$

$$c_{HT2} = c_{HT3} = \frac{1}{w_{HT2}} = \frac{1}{(15{,}11 \cdot 10^{-3})} = 66{,}18\ kN/m \quad \rightarrow \quad 100\ \%$$

a) Struktur Modell 2 mit vertikalen Wegfedern mit Knotennummern




b) Belastung Modell 2 [kN/m]




c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]

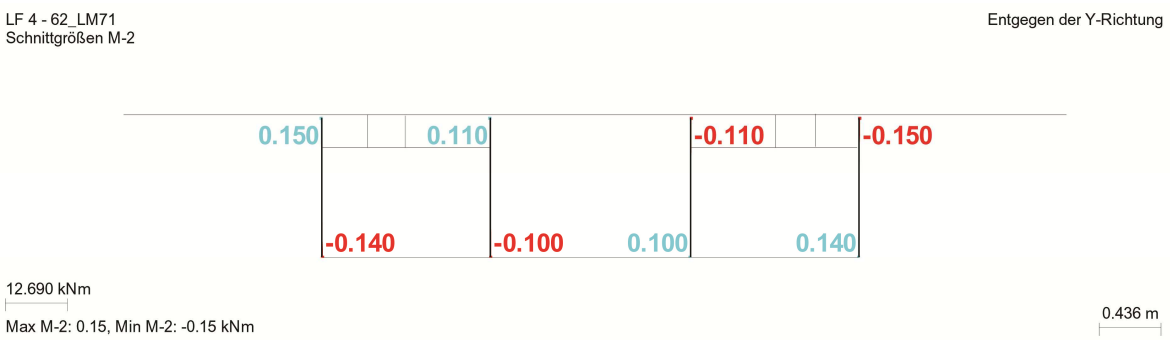



***Abbildung 6-19:*** *Modell 2, LF 173 (LM 71 ohne Exzentrizitäten, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm].*

*Ermittlung charakteristischer Spannungen nach LF 173: Außenstege am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}14\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}14 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}58\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 1,63 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}15\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}15 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}63\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 1,77 %.

### 6.5.5 Laststellung Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für ULS, LF 174

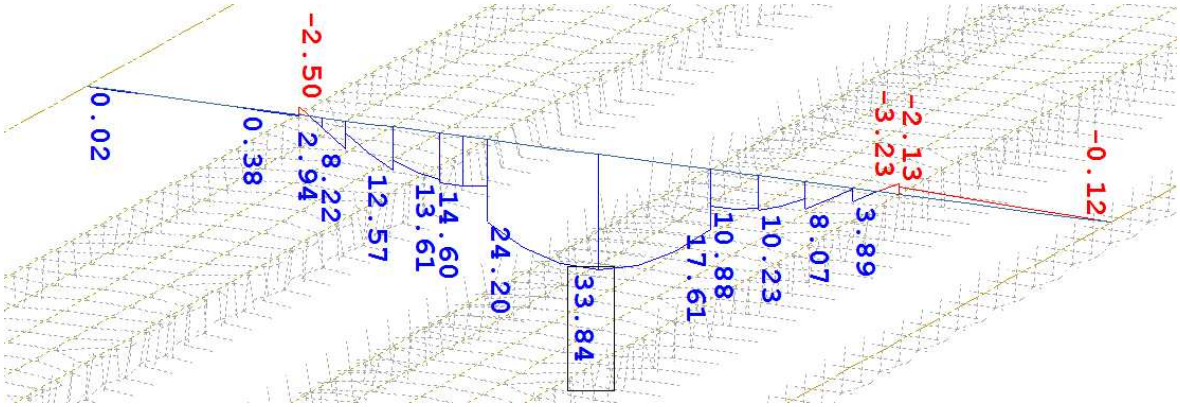
Als Einwirkung werden die Einzellasten von LM 71 inklusive einer Lastexzentrizität von $e_{ges} = 183\,mm$ entsprechend dem Fall maximale Schotterbetthöhe auf eine Länge von $6{,}40\,m$ verteilt angesetzt. Die Gesamtexzentrizität lt. Norm ergibt sich aus einer Abweichung der Gleislage von 100 mm bezogen auf die geplante Gleislage sowie 83 mm in ungünstiger Lage zufolge ungleichmäßig belasteter Achsen.

Daraus errechnet sich eine trapezförmige Last auf die Oberkante der Stahlbetonplatte von $48{,}592 - 67{,}752\,kN/m^2$ mit 100 mm Abweichung von der symmetrischen Lage.

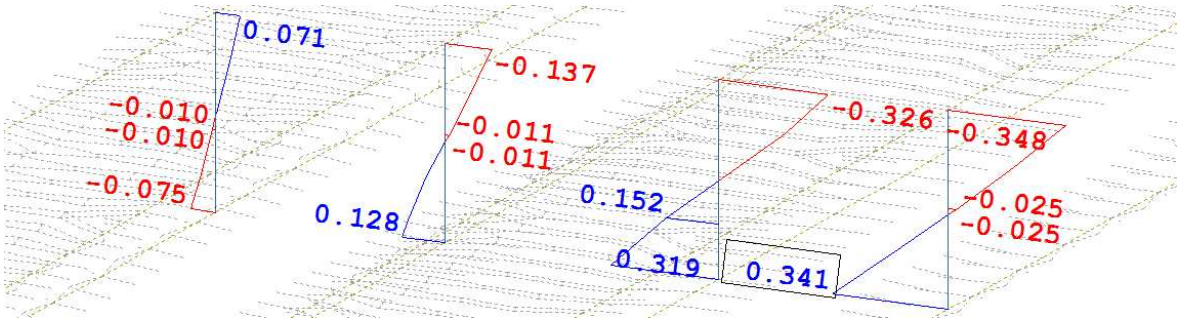
Die Streckenlast von $80\,kN/m$ angrenzend an die verschmierten Einzellasten von LM 71 ergibt auf die Breite der Lastausbreitungsfläche von $2{,}85\,m$ für maximale Schotterbetthöhe eine trapezförmige Belastung von $23{,}165 - 32{,}975\,kN/m^2$.

#### 6.5.5.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für das Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für ULS

a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte, LF 174. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege, LF 174. [kNm/m]



c) Durchbiegung der Stahlstege, LF 174. [mm]

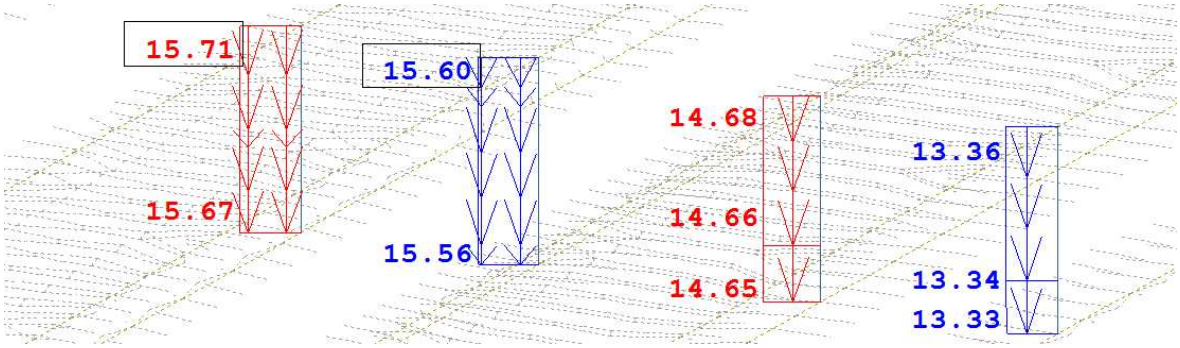



***Abbildung 6-20:*** *Zustandsgrößen von LF 174 aus der FE-Analyse (Lastmodell 71 mit Exzentrititäten für ULS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm].*

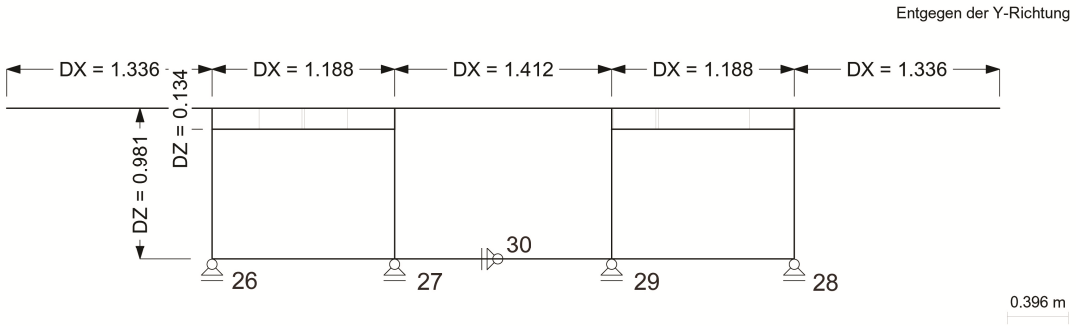
### 6.5.5.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 174

*Eingangswerte*

- Durchbiegung der Stahlstege (hier aus der FE-Analyse des Gesamttragwerkes)

$$w_{HT1} = 15{,}67\ mm$$
$$w_{HT2} = 15{,}56\ mm$$
$$w_{HT3} = 14{,}65\ mm$$
$$w_{HT4} = 13{,}33\ mm$$

a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte



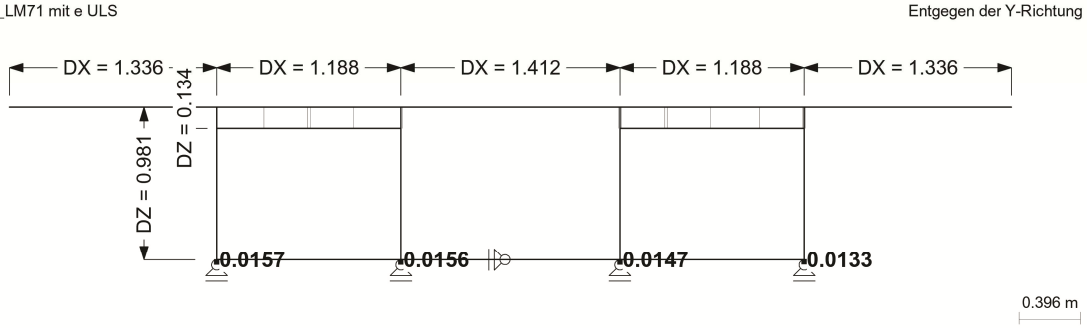

b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 174

**ZWANGSVERSCHIEBUNGEN** LF 5

| Nr. | Zwangsverschobene Knoten | Zwangsverschiebungen [m] $\Delta_X$ | $\Delta_Y$ | $\Delta_Z$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 26 | 0.000 | 0.000 | 1.56700E-02 |
| 2 | 27 | 0.000 | 0.000 | 1.55600E-02 |
| 3 | 29 | 0.000 | 0.000 | 1.46500E-02 |
| 4 | 28 | 0.000 | 0.000 | 1.33300E-02 |

**BELASTUNG**

LF 5 - 74_LM71 mit e ULS



c) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, LF 174. [kNm/m]

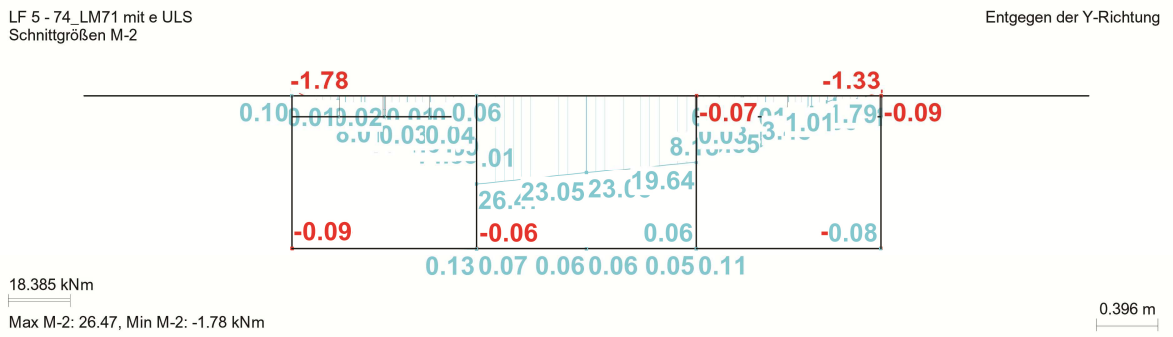



***Abbildung 6-21:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 174 (LM 71 mit Exzentrizitäten für ULS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $M_x$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]*

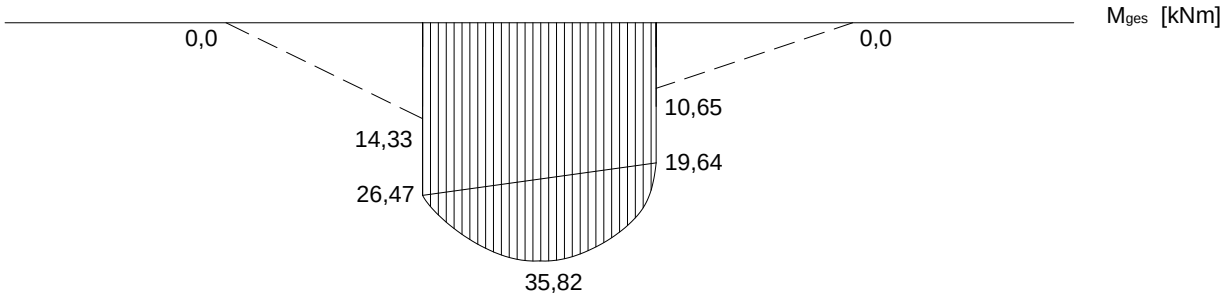



***Abbildung 6-22:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 174 des Ingenieurmodells (Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für ULS, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte von LF 174*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- **$\mathbf{M_1}$ in Feldmitte** **$\mathbf{5,9}$ %**
- $M_{St,I,STB}$ über Innensteg bei HT 2 des Stahlbetonquerschnitts 9,4 %
- $M_{St,I,STB}$ über Innensteg bei HT 3 des Stahlbetonquerschnitts 11,5 %

Die Stützmomente $M_{St,A}$ über den Außenstegen ergeben sich nach Modell 1 zu Null.

*Anmerkung:*

Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt. Negative Prozentangaben stehen für Gesamtmomente nach Modell 1, welche im Vergleich zu der FE-Berechnung auf der unsicheren Seite liegen.

### 6.5.5.3 Modell 3: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 174

Eingangswerte:

- Einwirkung auf die STB-Fahrbahnplatte an der betrachteten Stelle x
- Durchbiegung der Stahlstege $w_i$ analog Modell 1

*Ermittlung der Relation zwischen den Wegfedersteifigkeiten*

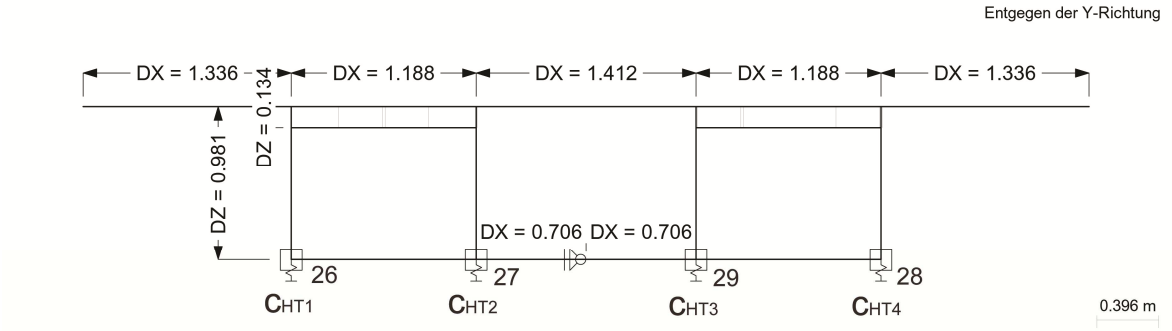
$$c_{HT1} = \frac{1}{w_{HT1}} = \frac{1}{(15{,}67\ \cdot 10^{-3})} = 63{,}82\ kN/m \quad \rightarrow \quad 85{,}1\ \%\ von\ c_{HT4}$$

$$c_{HT2} = \frac{1}{w_{HT2}} = \frac{1}{(15{,}56\ \cdot 10^{-3})} = 64{,}27\ kN/m \quad \rightarrow \quad 85{,}7\ \%\ von\ c_{HT4}$$

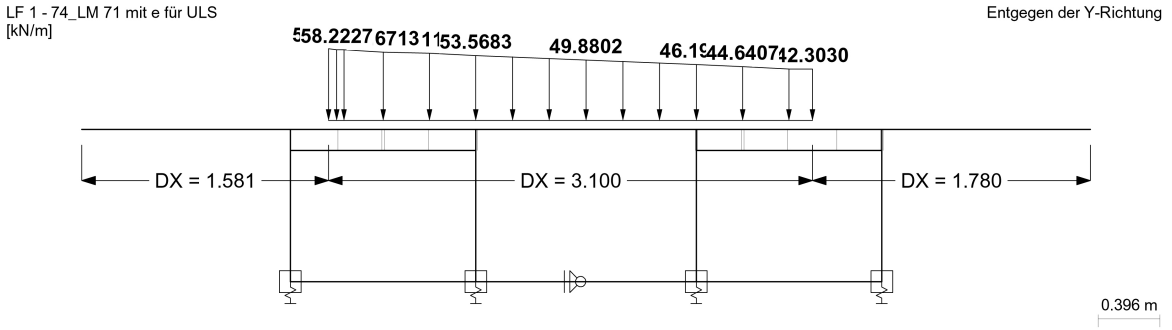
$$c_{HT3} = \frac{1}{w_{HT3}} = \frac{1}{(14{,}65\ \cdot 10^{-3})} = 68{,}26\ kN/m \quad \rightarrow \quad 91{,}0\ \%\ von\ c_{HT4}$$

$$c_{HT4} = \frac{1}{w_{HT4}} = \frac{1}{(13{,}33\ \cdot 10^{-3})} = 75{,}02\ kN/m \quad \rightarrow \quad 100\ \%$$

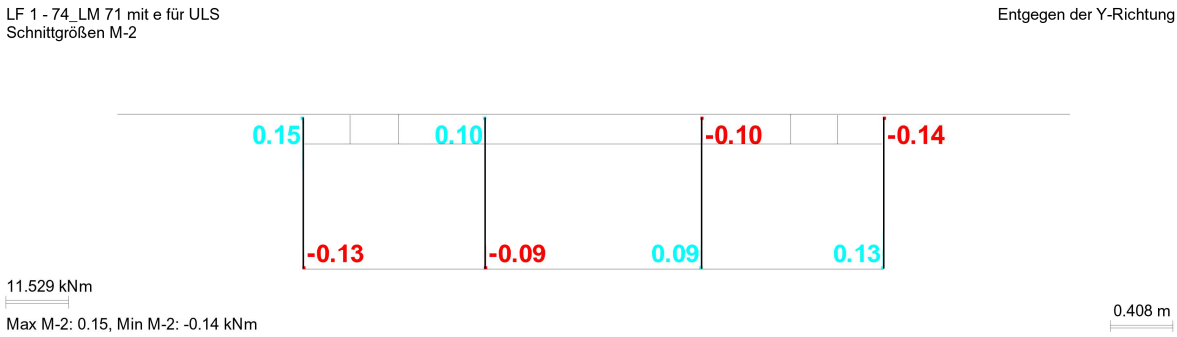
a) Struktur Modell 2 mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern



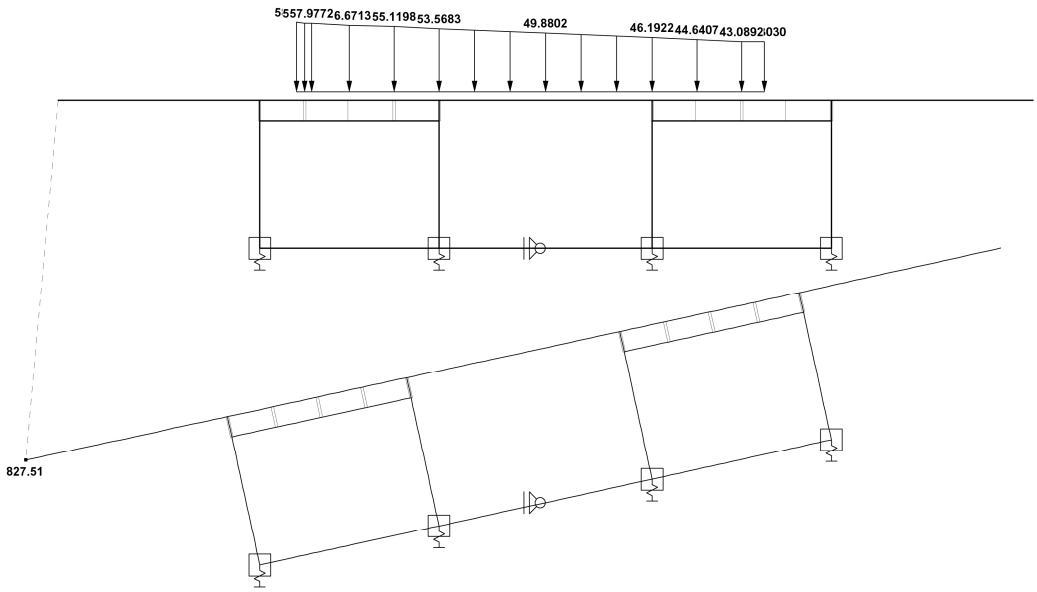

b) Belastung Modell 2 [kN/m]



c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]f




d) Verformungsfigur des Verbundquerschnittes: Modell 2




e) Verformungsfigur des Verbundquerschnittes: FE-Analyse

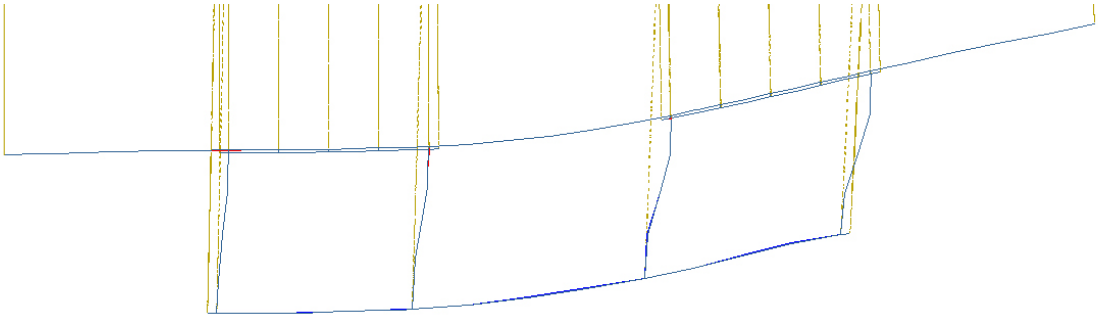


***Abbildung 6-23:*** *Modell 2, LF 174 (LM 71 mit Exzentrizitäten für ULS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]; d) Verformungsfigur des Verbundquerschnittes: Modell 2; e) Verformungsfigur des Verbundquerschnittes: FE-Analyse*

Das Lastmodell 71 inklusive der Exzentrizitäten zufolge Gleislagefehler und ungleich beladener Achsen stellt eine asymmetrische Belastung auf das Brückentragwerk dar. Die Verformungsantwort von Modell 2 sowie die Biegemomente entsprechen nicht jenen des Finiten Elemente Modells. Mittels des Stabwerkmodells 2 kann der Verlust der Formtreuheit des unausgesteiften Querschnitts in Feldmitte nicht abgebildet werden.

*Ermittlung charakteristischer Spannungen nach LF 174: maßgebender Außensteg am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}358\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}358 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 1{,}49\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 4,2 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}15\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}15 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}63\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 1,8 %.

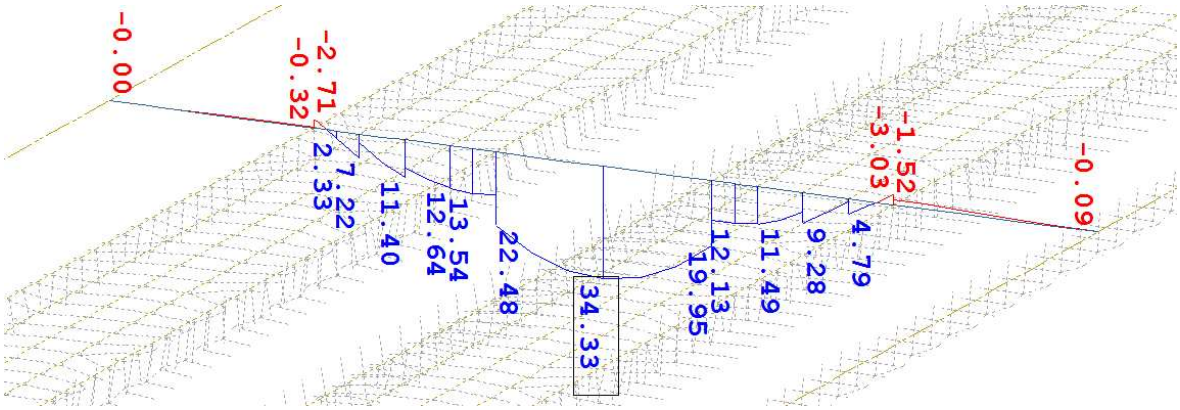
### 6.5.6 Laststellung Lastmodell 71 mit Exzentrizität für SLS, LF 175

Als Einwirkung werden die Einzellasten von LM 71 inklusive einer Lastexzentrizität von $e_{ges} = 100\,mm$ aus einer Abweichung der Gleislage bezogen auf die geplante Gleislage entsprechend dem Fall maximale Schotterbetthöhe auf eine Länge von $6{,}40\,m$ in Feldmitte verteilt angesetzt. Daraus ergibt sich eine exzentrisch angreifende Gleichlast auf die Oberkante der Stahlbetonplatte von $58{,}172\,kN/m^2$.

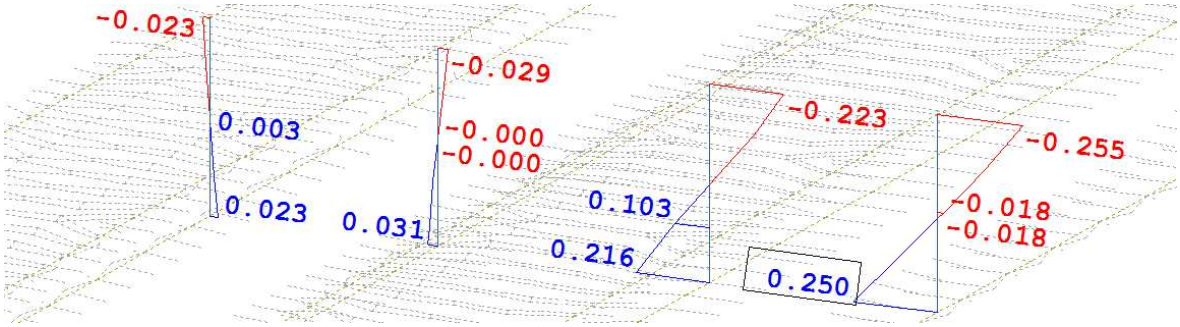
Die Streckenlast von $80\,kN/m$ angrenzend an die verschmierten Einzellasten von LM 71 ergibt auf die Breite der Lastausbreitungsfläche von $2{,}85\,m$ für maximale Schotterbetthöhe eine Gleichlast von $28{,}07\,kN/m^2$.

#### 6.5.6.1 Zustandsgrößen in Querrichtung aus der Finiten Elemente Berechnung für das Lastmodell 71 mit Exzentrizität für SLS

a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte, LF 175. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege, LF 175. [kNm/m]



c) Durchbiegung der Stahlstege, LF 175. [mm]

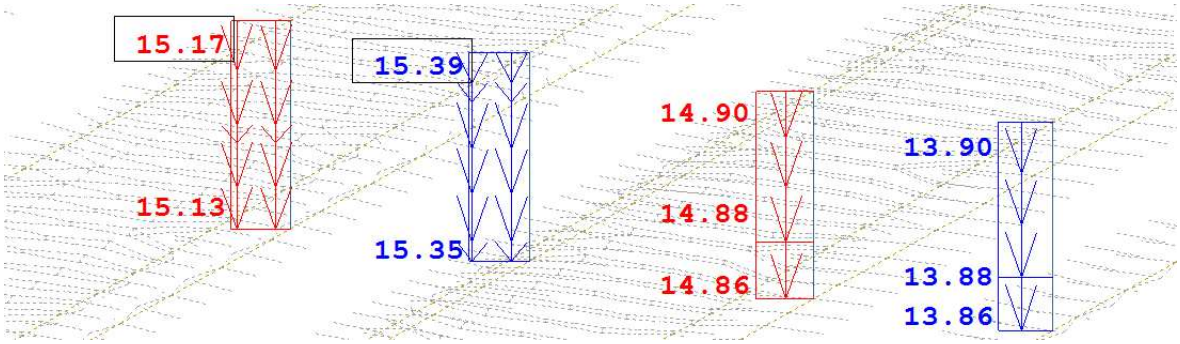



***Abbildung 6-24:*** *Zustandsgrößen von LF 175 aus der FE-Analyse (Lastmodell 71 mit Exzentrititität für SLS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m].*

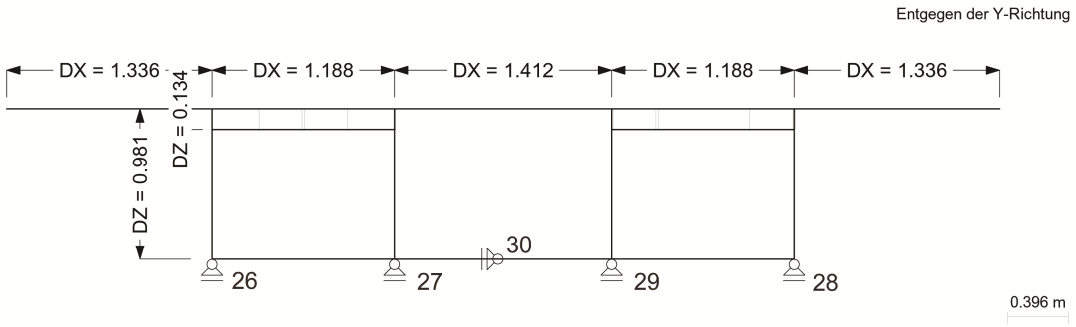
### 6.5.6.2 Modell 1: Zustandsgrößen der Stahlbetonplatte in Querrichtung für LF 175

*Eingangswerte*

- Durchbiegung der Stahlstege (hier aus der FE-Analyse des Gesamttragwerkes)

$$w_{HT1} = 15{,}13\ mm$$
$$w_{HT2} = 15{,}35\ mm$$
$$w_{HT3} = 14{,}86\ mm$$
$$w_{HT4} = 13{,}86\ mm$$

a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte



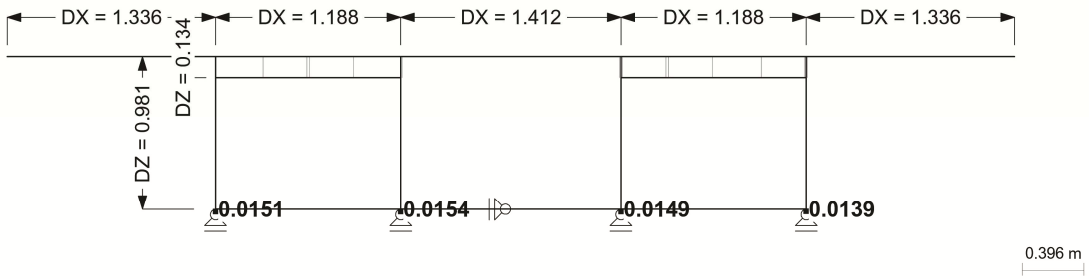

b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 175

**ZWANGSVERSCHIEBUNGEN** LF 6

| Nr. | Zwangsverschobene Knoten | Zwangsverschiebungen [m] $\Delta_X$ | $\Delta_Y$ | $\Delta_Z$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 26 | 0.000 | 0.000 | 1.51300E-02 |
| 2 | 27 | 0.000 | 0.000 | 1.53500E-02 |
| 3 | 29 | 0.000 | 0.000 | 1.48600E-02 |
| 4 | 28 | 0.000 | 0.000 | 1.38600E-02 |

**BELASTUNG**

LF 6 - 75_LF71 mit e SLS



c) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, LF 175. [kNm/m]

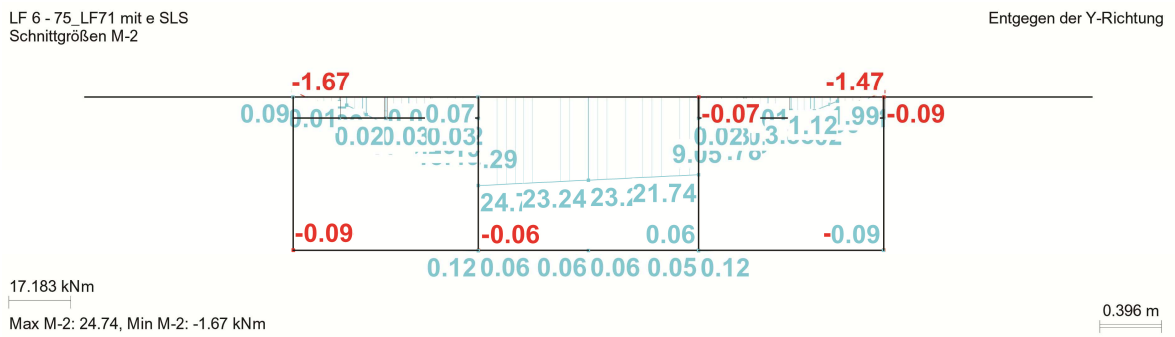



***Abbildung 6-25:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 175 (LM 71 mit Exzentrizität für SLS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $M_x$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]*

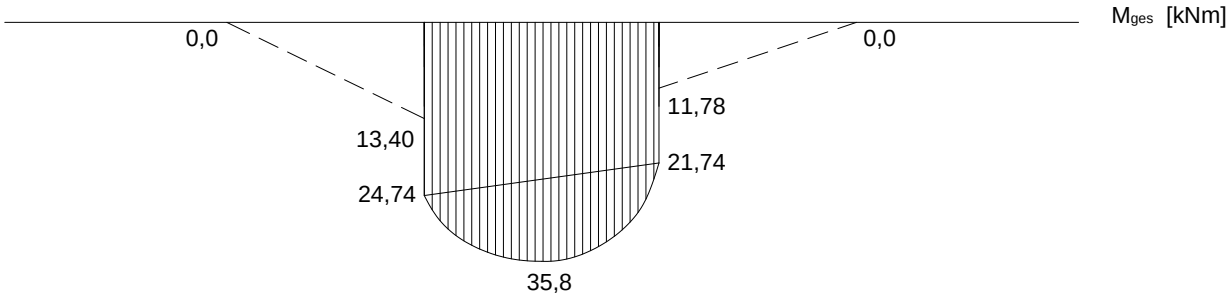



***Abbildung 6-26:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 175 des Ingenieurmodells (Lastmodell 71 mit Exzentrizität für SLS, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte von LF 175*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- **$M_1$ in Feldmitte** **$4,3$ %**
- $M_{St,I,STB}$ über Innensteg bei HT 2 des Stahlbetonquerschnitts $10,0$ %
- $M_{St,I,STB}$ über Innensteg bei HT 3 des Stahlbetonquerschnitts $9,0$ %

Die Stützmomente $M_{St,A}$ über den Außenstegen ergeben sich nach Modell 1 zu Null.

*Anmerkung:*

Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt. Negative Prozentangaben stehen für Gesamtmomente nach Modell 1, welche im Vergleich zu der FE-Berechnung auf der unsicheren Seite liegen.

### 6.5.6.3 Modell 2: Zustandsgrößen der Stahlstege in Querrichtung für LF 175

Eingangswerte:

- Einwirkung auf die STB-Fahrbahnplatte an der betrachteten Stelle x
- Durchbiegung der Stahlstege $w_i$ analog Modell 1

*Ermittlung der Relation zwischen den Wegfedersteifigkeiten mit prozentueller Angabe der Steifigkeitsverteilung gegenüber der Wegfedersteifigkeit von Hauptträger 4*

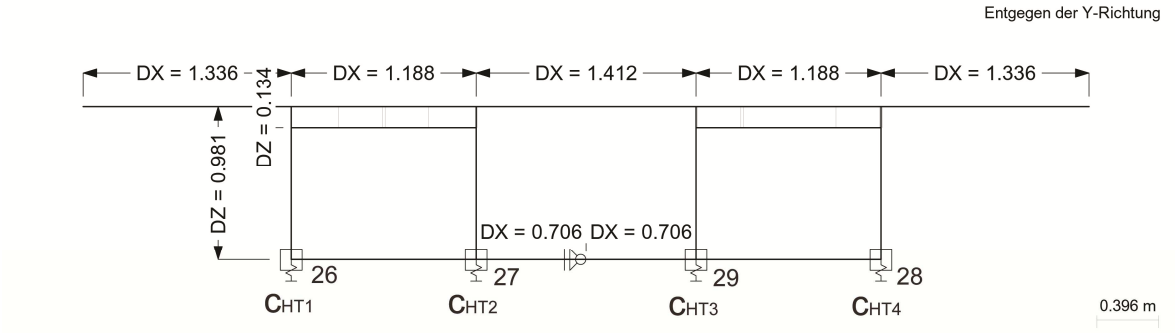
$$c_{HT1} = \frac{1}{w_{HT1}} = \frac{1}{(15{,}13\ \cdot 10^{-3})} = 66{,}09\ kN/m \quad \rightarrow \quad 91{,}6\ \%\ von\ c_{v,HT4}$$

$$c_{HT2} = \frac{1}{w_{HT2}} = \frac{1}{(15{,}35\ \cdot 10^{-3})} = 65{,}15\ kN/m \quad \rightarrow \quad 90{,}3\ \%\ von\ c_{v,HT4}$$

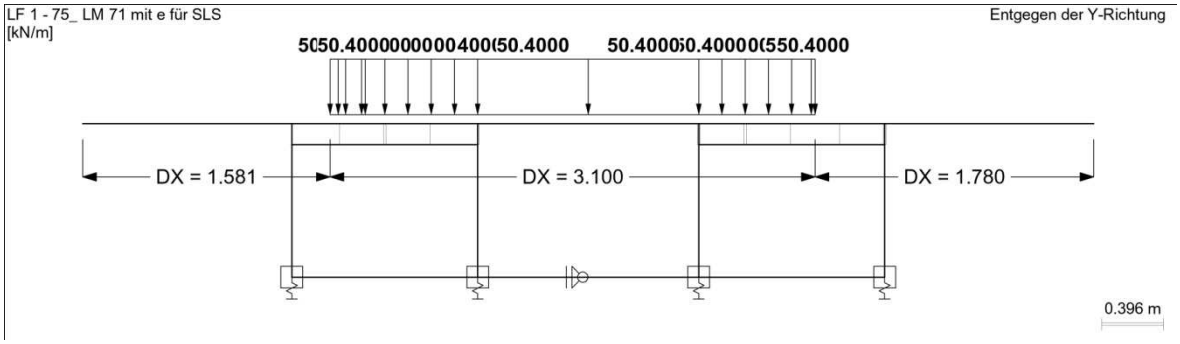
$$c_{HT3} = \frac{1}{w_{HT3}} = \frac{1}{(14{,}86\ \cdot 10^{-3})} = 67{,}29\ kN/m \quad \rightarrow \quad 93{,}3\ \%\ von\ c_{v,HT4}$$

$$c_{HT4} = \frac{1}{w_{HT4}} = \frac{1}{(13{,}86\ \cdot 10^{-3})} = 72{,}15\ kN/m \quad \rightarrow \quad 100\ \%$$

a) Struktur Modell 2 mit vertikalen Wegfedern mit Knotennummern




b) Belastung Modell 2 [kN/m]



c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]

***Abbildung 6-27:*** *Modell 2, LF 175 (LM 71 mit Exzentrizitäten für SLS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm].*

*Ermittlung charakteristischer Spannungen nach LF 175: Außenstege am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}255\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}255 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 1{,}063\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 3,0 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}15\ kNm/m$$

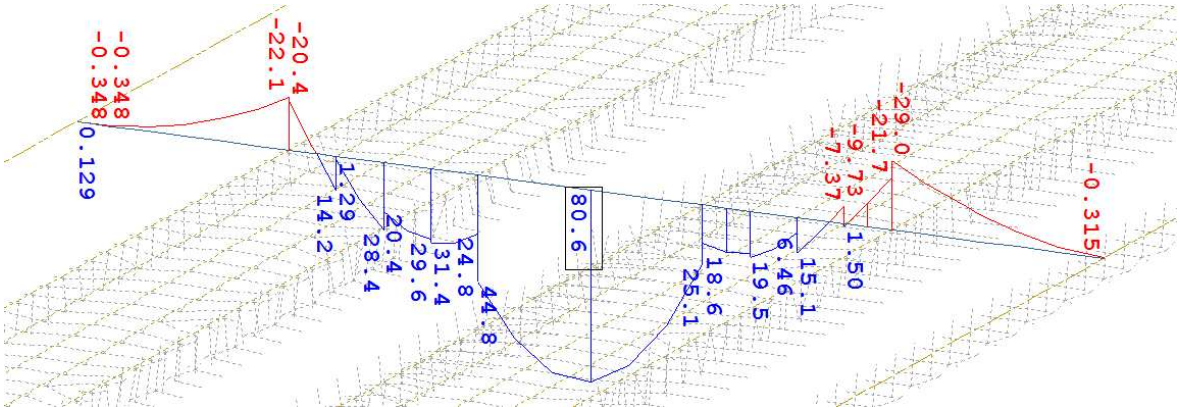
$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}15 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 0{,}63\ kN/cm^2$$

Die Spannungsausnutzung aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 1,77 %.

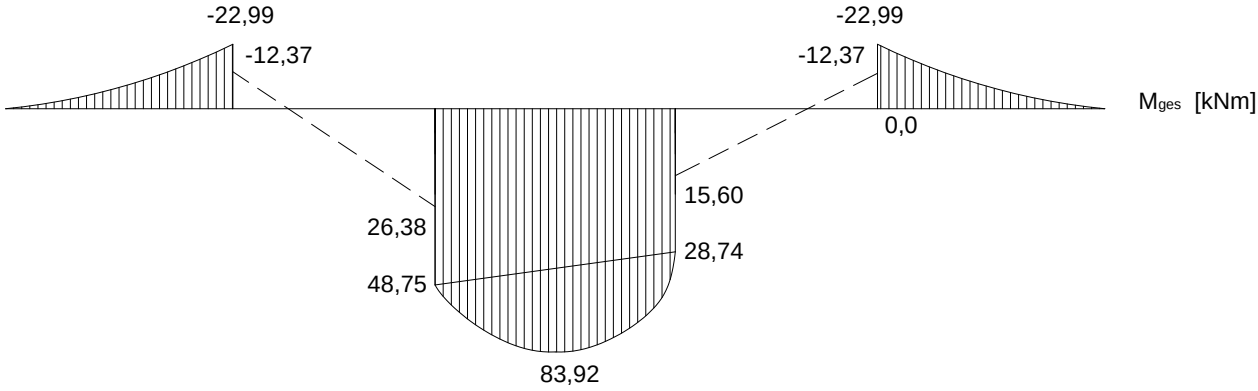
## 6.6 Kombinationen für Tragfähigkeitsnachweise - ULS

Die geltenden normativen Regelungen für die Kombinationen von Einwirkungen für Nachweise der Tragfähigkeit sind in Kapitel 4.2.1 zusammengefasst. Die erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerte und Faktoren für die Ermittlung von Spannungen im untersuchten Tragwerk entsprechen jenen aus der Vergleichsrechnung, siehe Kapitel 5.6.

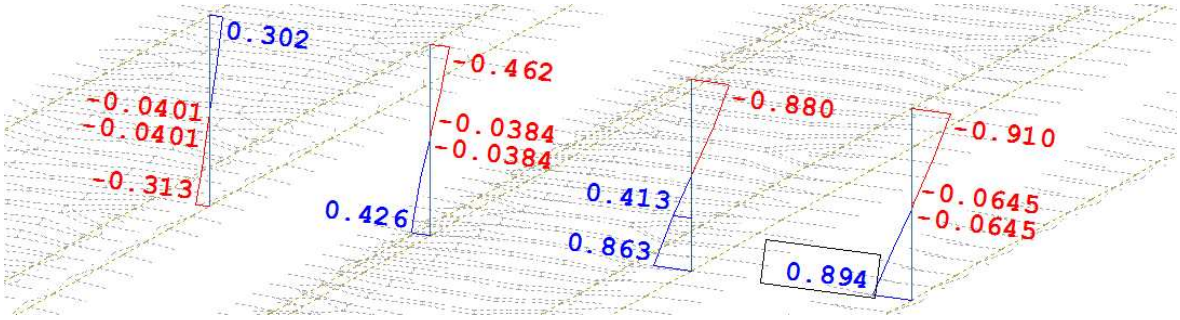
a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus der FE-Analyse, ULS. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus Modell 1, ULS. [kNm/m]




c) Biegemoment Mx der Stahlstege aus der FE-Analyse, ULS. [kNm/m]



d) Biegemoment Mx der Stahlstege aus Modell 2, ULS. [kNm/m]

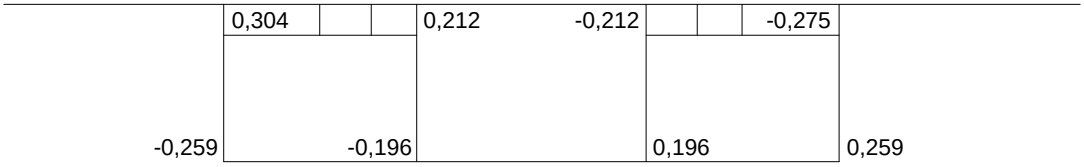



***Abbildung 6-28:*** *Zustandsgrößen für den ULS-Nachweis, Stelle x = 11,20 m. Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus a) FE-Analyse, b) Modell 2 [kNm/m]; Momente der Stahlstege aus c) FE-Analyse, d) Modell 1 [kNm/m].*

*Abweichung der Momente $M_x$ der Stahlbetonplatte für ULS-Nachweise*

Die Abweichung der Gesamtbiegemomente der Stahlbetonplatte auf Basis von Modell 1 zu den Biegemomenten nach der Finite Elemente Methode beträgt

- **$\mathbf{M_1}$ in Feldmitte** $\mathbf{3,7}$ %
- $\mathrm{M_{St,I,STB}}$ über Innensteg bei HT 2 des Stahlbetonquerschnitts $8{,}8$ %
- $\mathrm{M_{St,I,STB}}$ über Innensteg bei HT 3 des Stahlbetonquerschnitts $14{,}5$ %
- $\mathrm{M_{St,A,STB}}$ über Außensteg bei HT 1 des Stahlbetonquerschnitts $4{,}0$ %
- $\mathrm{M_{St,A,STB}}$ über Außensteg bei HT 4 des Stahlbetonquerschnitts $-26{,}1$ %
-

*Anmerkung:*
Die Abweichung des bemessungsrelevanten Moments ist in der oben angeführten Aufzählung Dick gedruckt. Negative Prozentangaben stehen für Gesamtmomente nach Modell 1, welche im Vergleich zu der FE-Berechnung auf der unsicheren Seite liegen.

Die Abbildung der Querbiegemomente in der Stahlbetonfahrbahnplatte mittels eines Stabwerksprogrammes kann in guter Näherung mit Hilfe von Modell 1 durchgeführt werden. Die Abweichungen im Vergleich zu einer Finiten Elemente Berechnung des Gesamttragwerkes beträgt für das Bemessungsmoment in Feldmitte an der Stelle $x = 11{,}20\ m$ $3{,}7$ %.

*Ermittlung von Spannungen in den Stahlstegen für ULS-Nachweise: Außensteg 4 am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}91\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}91 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 3{,}79\ kN/cm^2$$

Die Spannungen aus der FE-Untersuchung bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 10,7 %.

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}275\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}275 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 1{,}15\ kN/cm^2$$

Die Spannungen aus Modell 2 bezogen auf die Streckgrenze $f_y = 35{,}5\ kN/cm^2$ von Baustahl der Sorte S 355 betragen 3,2 %.

Sowohl bei Betrachtung der Biegemomente als auch der Spannungen in den Stahlstegen auf Bemessungslastniveau für ULS Nachweise erweist sich das Modell 2 als nicht empfehlenswert.

Versuche mit geänderten Auflagersituationen für ein modifiziertes Stabwerkmodell zeigten bei asymmetrischem Lastangriff ein Verformungsbild entsprechend jenem aus der Finiten Elemente Berechnung.

Varianten des modifizierten Stabwerkmodells (siehe Kapitel 7)

- zusätzliche horizontale Wegfeder auf Höhe der Stahlbetonplatte
- eingeprägte horizontale Verschiebung auf Höhe der Stahlbetonplatte

Die Momente der Stege entsprachen von ihrem Verlauf und dem Verhältnis der einzelnen Stege zueinander den angestrebten Ergebnissen, lagen jedoch bei den gewählten Eingangswerten entweder auf der unsicheren Seite oder stark auf der sicheren Seite mit bis zu einer Potenz Differenz. Auf eine weitergehende Untersuchung dieser Varianten wurde daher in der vorliegenden Arbeit verzichtet.

## 6.7 Kombinationen für die Ermüdungssicherheit - FLS

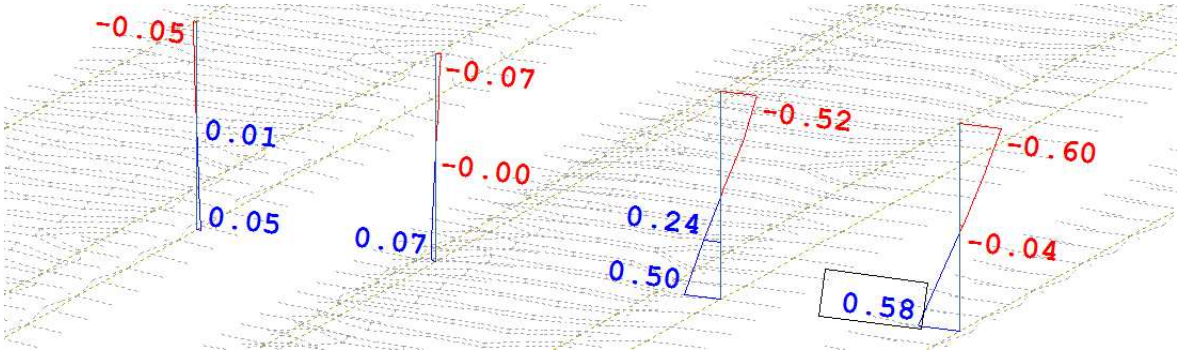
Die theoretischen Grundlagen und aktuellen normativen Regelungen für Einwirkungskombinationen und Nachweise der Ermüdungssicherheit sind in den Kapiteln 3.6 und 4.4 dargelegt.

Berücksichtigung findet für diesen Nachweis nur die veränderliche vertikale Einwirkung von Lastmodell 71. Die charakteristische Einwirkung wird mit einer Abweichung der Gleislage von $100\ mm$ von der Planlage auf das Tragwerk angesetzt. Die Exzentrizität der Vertikallasten zufolge ungleich beladener Achsen wird nicht miteinbezogen. Die Norm fordert zusätzlich die Berücksichtigung des dynamischen Beiwertes $\Phi_2$ sowie des Schadensäquivalenzfaktors $\lambda$.

Die maximalen Spannungen treten in den Schweißnähten zufolge Querbiegung für den betrachteten Lastfall in Feldmitte auf.

*Maximale Spannungen in den Stegen zufolge Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für FLS*

a) Biegemoment Mx der Stahlstege aus der FE-Analyse, FLS. [kNm/m]




b) Biegemoment Mx der Stahlstege aus Modell 2, FLS. [kNm/m]

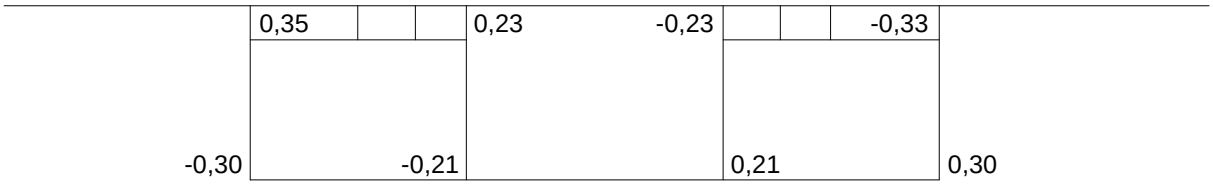



***Abbildung 6-29:*** *Zustandsgrößen für den FLS-Nachweis, Stelle x = 11,20 m. Biegemoment Mx der Stahlstege aus a) FE-Analyse, b) Modell 2 [kNm/m].*

*Minimale Spannungen in den Stegen zufolge Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für FLS*

Die Biegemomente in den Stegen aus LF 76 bei Belastung von den Kragarmen weisen in Feldmitte keine Werte auf. Die minimalen Spannungen ergeben sich daher zu Null.

*Ermittlung von Spannungen in den Stahlstegen für den FLS-Nachweis: Außenstege am oberen Rand*

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus der FE-Untersuchung*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}60\ kNm/m$$

$$W_{Steg} = \pm \frac{b \cdot h^2}{6} = \pm \frac{100 \cdot 1{,}2^2}{6} = \pm 24{,}0\ cm^3$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}60 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 2{,}5\ kN/cm^2$$

- *Spannungen zufolge der Biegemomente aus Modell 2*

$$M_x{}^{oben} = 0{,}35\ kNm/m$$

$$\sigma_{Mx}{}^{oben} = \frac{M_x{}^{oben}}{W_{Steg}} = \frac{0{,}35 \cdot 10^2}{\pm 24} = \pm 1{,}46\ kN/cm^2$$

Sowohl bei Betrachtung der Biegemomente als auch der Spannungen in den Stahlstegen erweist sich das Modell 2 für den Nachweis der Ermüdungssicherheit als nicht empfehlenswert.

# 7 Zusammenfassung und Empfehlungen

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde das Tragverhalten einer eingleisigen Eisenbahnbrücke bestehend aus einem dreizelligen Hohlkastenquerschnitt in Verbundbauweise untersucht. Das äußerlich statisch bestimmte Tragwerk weist bei einer Spannweite von 20,0 m eine Konstruktionshöhe von 1.250 mm auf. Die Lagerüberstände betragen je 1,20 m. An den Auflagern werden Endquerträger aus Stahl hergestellt. Das Brückentragwerk enthält keine weiteren Aussteifungsebenen.

Der Berechnung der Verbundbrückenkonstruktion wurden die aktuell gültigen Normen inklusive den Nationalen Anhängen für Österreich zu Grunde gelegt. Die Lastaufstellung in Kapitel 3 umfasst alle erforderlichen ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Einwirkungskombinationen inklusive aller erforderlichen Beiwerte und Faktoren als Grundlage für Nachweise der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdungssicherheit sind in Kapitel 4 angeführt.

Mit dem Finiten Elemente Programm der Firma SOFiSTiK wurde eine Vergleichsrechnung für Trägerrostberechnungen mit Stabwerksprogrammen (z.B. RSTAB, etc.) durchgeführt. Die Eingabe der Geometrie sowie der Lasten in dem Programm SOFiPLUS (-x) wurde mit der Eingabesprache CADINP kombiniert.

Auf die Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen in der Finite Elemente Untersuchung wurde verzichtet. Die maßgebenden Lastfallkombinationen zum Zeitpunkt $t = \infty$ basieren auf Primärlastfällen, welche die Baugeschichte und das zeitabhängige Materialverhalten von Beton mit einbeziehen. Neben den ständigen Lasten wurden die veränderlichen Einwirkungen aus Zugverkehr – Lastmodell 71 inklusive aller Lastexzentrizitäten, Seitenstoß sowie Anfahren und Bremsen – und Wind auf das Tragwerk angesetzt. Die extremalen Zustandsgrößen von Kombinationen der oben genannten Lasten sind eingeteilt nach der Haupt- und der Quertragrichtung in Kapitel 5 zusammengefasst.

In Kapitel 6 wurde die Quertragwirkung der Eisenbahnbrücke in Verbundbauweise gesondert untersucht. Hierfür wurden vereinfachte Lastfälle auf das FE-Modell aufgebracht. Betrachtet wurden die vertikalen Einwirkungen

- Eigengewicht Stahlbetonplatte,
- Ausbaulast Randbalken,
- Ausbaulast Verkehrsfläche, maximale Schotterbetthöhe,
- Lastmodell 71, maximale Schotterbetthöhe ohne Exzentrizitäten und
- Lastmodell 71, maximale Schotterbetthöhe mit Exzentrizitäten für ULS und SLS.

In Übereinstimmung mit den aktuellen Normen wurden die vereinfachten Lastfälle inklusive aller erforderlicher Beiwerte und Faktoren für die Quertragrichtung miteinander kombiniert.

*Untersuchung der Biegemomente der Stahlbetonplatte in Quertragrichtung*

Die Verbundplatte aus Stahlbeton stellt quer zur Brückenachse einen Dreifeldträger mit beidseitigen Kragarmen dar. Für die Bemessung der Stahlbetonplatte auf die Querbiegemomente ist die Kenntnis der Stütz- sowie der Feldmomente erforderlich. Mittels einer Finite Elemente Analyse wurden die maßgebenden Kraftgrößen und Verformungszustände der Fahrbahnplatte respektive des Stahlhohlkastens für das gesamte Brückentragwerk ausgewertet und für den Querschnitt in Feldmitte ausgegeben (siehe Kapitel 6).

Parallel dazu wurde ein Stabwerkmodell des Querschnitts in Feldmitte – Modell 1 - mit einer Breite von 1,0 m generiert. Alle Eingangswerte stammen aus der Auswertung der FE-Analyse. Sowohl die symmetrischen als auch die asymmetrischen vertikalen Einwirkungen liefern auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Beispielsweise weist das bemessungsrelevante Feldmoment auf Basis von Designlastfallkombinationen eine Abweichung von 3,8 % - bezogen auf das vergleichbare Moment aus der Finite Elemente Berechnung - auf.

Modell 1 bildet alle erforderlichen Zustandsgrößen ausreichender Genauigkeit ab und stellt somit ein gutes Näherungsverfahren für die Berechnung von Biegemomenten der Stahlbetonfahrbahnplatte in Quertragrichtung dar.

*Untersuchung der Biegemomente der Stahlstege in Quertragrichtung*

Das in Kapitel 6.3.4 beschriebene Modell 2 für die Ermittlung von Querbiegemomenten in den Stahlstegen bildet in guter Näherung alle Lastfälle mit symmetrischen Belastungen ab. Antimetrische Einwirkungen, beispielsweise das Lastmodell 71 inklusive der Lastexzentrizitäten aus ungleich beladenen Achsen bzw. der Abweichung der Gleislage von der Planlage, bedingen ein falsches Verformungsbild. Die in Bezug auf die Symmetrieachse des einfachsymmetrischen Brückenquerschnitts angeordneten vertikalen Wegfedern ermöglichen nicht die korrekte Erfassung des Systemverhaltens. Das Stabwerkmodell 2 kann für asymmetrische Belastungen daher nicht empfohlen werden.

In der vorliegenden Arbeit konnten keine Modelle erstellt werden, mit welchem der Übergang zwischen einer Stabwerksberechnung der Haupttragrichtung in Verbindung mit einer Modellberechnung des Brückentragwerkes in Querrichtung in baupraktischer Näherung an die Ergebnisse einer Finiten Elemente Berechnung angenähert werden können.

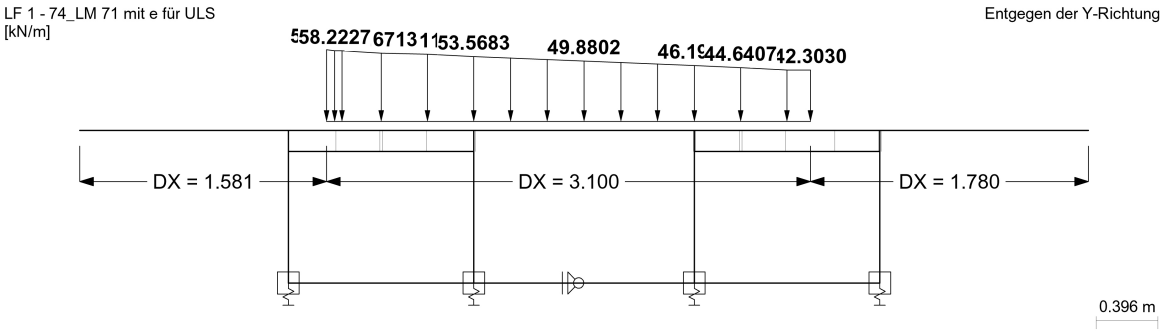
Wie in Kapitel 6.6 beschrieben, konnten durch die Anordnung von

- einer zusätzlichen horizontalen Wegfedern auf Höhe der Stahlbetonplatte bzw.
- einer horizontalen Zwangsverschiebung der Stahlbetonplatte

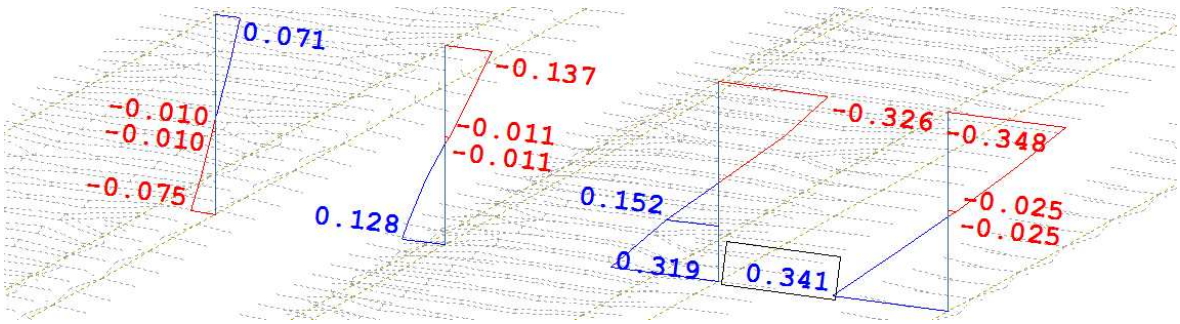
die Verformungsantwort des Systems durch Varianten von Modell 2 an jenes der FE-Berechnung angenähert werden.

Die Variante mit einer zusätzlichen horizontalen Wegfeder auf Höhe der Stahlbetonplatte wurde auf das bereits bestehende Modell 2 aufgesetzt. Es wurde lediglich eine Wegfedersteifigkeit mit 25 kN/m am Schnittpunkt der Symmetrieachse mit der Stahlbetonplatte angeordnet. Durch die asymmetrischen Lagerungsbedingungen wird dem Tragwerk eine asymmetrische Lastabtragung aufgezwungen. Besonders gut ist der positiv zu bewertende Einfluss der horizontalen Wegfeder an den Stegmomenten in Querrichtung abzulesen.

a) Struktur der Variante mit horizontaler Wegfeder




b) Stegmomente in Querrichtung zufolge LF 174 aus der FE-Analyse [kNm]



c) Stegmomente in Querrichtung zufolge LF 174 aus Modell 2 [kNm]

d) Stegmomente in Querrichtung zufolge LF 174 aus Variante mit horizontaler Wegfeder [kNm]

***Abbildung 7-1:*** *a) Struktur der Variante mit horizontaler Wegfeder; Stegmomente in Querrichtung unter LF 174 von b) FE-Analyse; c) Modell 2; d) Variante mit horizontaler Wegfeder. [kNm]*

Es konnte kein theoretisch fundierter Hintergrund für die Ermittlung der Federsteifigkeit der horizontalen Wegfeder gefunden werden. Ein Ansatz war die gegenseitige horizontale Verschiebung $u_i$ in x-Richtung der Stahlbetonplatte in Bezug auf den Stahluntergurt aus der Finiten Elemente Berechnung und einer anschließenden Skalierung der Ralationen der vertikalen Wegfedern. Die Verschiebung $u_i$ unterliegt großen Schwankungen über die Trägerlänge x betrachtet wodurch kein eindeutiger Wert errechnet werden konnte.

Es wird ein eingehendes Studium des unausgesteiften Brückenquerschnitts unter Torsionsbeanspruchung empfohlen. Insbesondere die Untersuchung von Varianten der Stabwerkmodelle für die Abbildung der Stegmomente in Querrichtung unter asymmetrischer Einwirkung könnte tiefere Einblicke in das Tragverhalten der Verbundkonstruktion liefern.

# Abbildungsverzeichnis

***Abbildung 1-1:*** *Lagerschema und Definition der positiven globalen Achsrichtungen des Brückentragwerks in Verbundbauweise. Abmessungen in [mm]* ..... *14*
***Abbildung 1-2:*** *Tragende Bauteile der Brückenkonstruktion und Modell für die Finite Elemente Berechnung inklusive Bezeichnungen der Strukturelemente mit den zugewiesenen Gruppen. Abmessungen in [mm]* ..... *14*
***Abbildung 1-3:*** *Endquerträger an Lagerlinie B mit aufgesetztem Obergurt und Auflagersteifen, Darstellung ohne weitere Konstruktionsteile wie Stahl-Untergurt oder Stahl-Obergurt* ..... *15*
***Abbildung 2-1:*** *Möglichkeiten zur Erstellung des FE Modells auf Grundlage eines mechanischen Systems. [2]* ..... *18*
***Abbildung 2-2:*** *Übliche Elementtypen von finiten Elementen. [2]* ..... *20*
***Abbildung 2-3:*** *Gängige Elementfamilien mit 1D-, 2D- und 3D-Ansatzfunktionen. [2]* ..... *20*
***Abbildung 2-4:*** *Beispiele für Volumenelemente mit definierten Knotenpunkten. [2]* ..... *21*
***Abbildung 3-1:*** *Laststellung von Ausbaulasten, Fall maximale Schotterbetthöhe* ..... *40*
***Abbildung 3-2:*** *Laststellung von Ausbaulasten, Fall Nennschotterbetthöhe* ..... *41*
***Abbildung 3-3:*** *Laststellung von Ausbaulasten, Fall minimale Schotterbetthöhe* ..... *42*
***Abbildung 3-4:*** *Einwirkungen auf das Finite Elemente-Tragmodell in Folge des Randbalkenüberstandes von Ausbaulasten* ..... *43*
***Abbildung 3-5:*** *Lastmodell 71 – charakteristische Werte der Vertikallasten* ..... *44*
***Abbildung 3-6:*** *Lastmodell SW/2 – charakteristische Werte der Vertikallasten* ..... *44*
*Abbildung 3-7: Belastung und statisches System für die Berechnung der Durchbiegung in Feldmitte* ..... *49*
***Abbildung 3-8:*** *Erste Eigenform der Verbundbrückenkonstruktion* ..... *50*
***Abbildung 3-9:*** *Maßgebende Länge* $L\Phi$ *der Fahrbahnplatte aus Beton in Quertragrichtung. [mm]* ..... *51*
***Abbildung 3-10:*** *Definition der Achsen und der Abmessungen (Windeinwirkung)* ..... *52*
***Abbildung 3-11:*** *Anströmhöhen bei Windeinwirkung, Bauzustand und Endzustand* ..... *53*
***Abbildung 3-12:*** *Schwerpunktlage und Windangriffshöhe – Tragwerk mit Verkehrsbelastung („Verkehr“)* ..... *55*
***Abbildung 3-13:*** *Schwerpunktlage und Windangriffshöhe – Tragwerk „mit Lärmschutzwand“* ..... *55*
***Abbildung 3-14:*** *Schwerpunktlage und Windangriffshöhe – Tragwerk im „Bauzustand“* ..... *56*
***Abbildung 3-15:*** *Windeinwirkung auf das Tragwerk unter Verkehrsbelastung; Aufteilung der Windeinwirkung „Verkehr“ auf das Tragwerk* ..... *57*
***Abbildung 3-16:*** *Außergewöhnliche Einwirkung Entgleisen, Bemessungssituation I* ..... *62*
***Abbildung 3-17:*** *Außergewöhnliche Einwirkung Entgleisen, Bemessungssituation II* ..... *63*
***Abbildung 3-18:*** *Verteilung der Verkehrslasten durch Schwellen und Schotter: a) Längsverteilung; b) Querverteilung bei Gleisen ohne Überhöhung* ..... *66*

***Abbildung 3-19:*** *Projektbezogene Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter inklusive Lastexzentrizität ..... 66*
***Abbildung 3-20:*** *Lastverteilung der Einwirkung des LM 71 durch die Schiene..... 67*
***Abbildung 3-21:*** *Projektbezogene Längs- und Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter, dargestellt für die Fälle minimale Schotterbetthöhe (385 mm), Nennschotterbetthöhe (550 mm) und maximale Schotterbetthöhe (715 mm)..... 68*
***Abbildung 3-22:*** *Einwirkung auf den Stahlbetonkörper aus LM 71 und Lastexzentrizität $e_1$ ..... 69*
***Abbildung 3-23:*** *Einwirkung auf die Oberkante des Stahlbetonkörpers aus dem Seitenstoß ..... 71*
***Abbildung 3-24:*** *Einwirkung auf das Brückentragwerk aus Anfahren/Bremsen ..... 72*
***Abbildung 5-1:*** *Einflusslinien und zugehörige Laststellungen (schematisch). Abmessungen in [mm] ..... 96*
***Abbildung 5-2:*** *Geometrie der Schalung für die Ortbeton-Fahrbahnplatte, Detail Auflagerlinie A102*
***Abbildung 5-3:*** *Bauablauflasten, a) Einwirkung Schalung LF 12; b) Einwirkung Frischbeton LF 20; Detail Auflagerlinie A..... 103*
***Abbildung 5-4:*** *ständige Einwirkungen der Ausbaulasten, a) Fall maximale Schotterbetthöhe LF 40; b) Nennschotterbetthöhe LF 41; c) minimale Schotterbetthöhe LF 42; Detail Auflagerlinie A ..... 104*
***Abbildung 5-5:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6001 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm].. 106*
***Abbildung 5-6:*** *Normalspannungen in der Stahlkonstruktion zufolge LF 6120 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m. [MPa]..... 107*
***Abbildung 5-7:*** *Normalspannungen der Stahlkonstruktion zufolge LF 6130 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m. [MPa]..... 107*
***Abbildung 5-8:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6140 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm].. 108*
***Abbildung 5-9:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6150 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm].. 109*
***Abbildung 5-10:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6160 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm].. 110*
***Abbildung 5-11:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6249 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm].. 111*
***Abbildung 5-12:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6259 in Feldmitte Stelle x = 11,20 m, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm].. 112*
***Abbildung 5-13:*** *Zustandsgrößen zufolge LF 6269 in Feldmitte, a) Normalspannungen in der Stahlkonstruktion [MPa]; b) Verschiebung $u_z$ der Konstruktion [mm]..... 113*
***Abbildung 5-14:*** *Veränderliche Einwirkung LM 71 LF 100 - Fall maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe; a) Axonometrie Modell Brückentragwerk; b) Ansicht Modell Brückentragwerk entgegen der positiven Y-Achse. Flächenlasten in [kN/m²]..... 119*
***Abbildung 5-15:*** *Veränderliche Einwirkung LM 71, a) LF 101 maximale; b) LF 200 und c) LF 201 minimale Schotterbetthöhe; Ansicht Modell Brückentragwerk entgegen der positiven Y-Achse. Flächenlasten in [kN/m²] ..... 120*

***Abbildung 5-16:*** *Veränderliche Einwirkung LM 71, a) LF 300 Nennschotterbetthöhe; b) LF 301 Nennschotterbetthöhe; Ansicht Modell Brückentragwerk entgegen der positiven Y-Achse. Flächenlasten in [kN/m²]* ..... *121*
***Abbildung 5-17:*** *Übersicht veränderliche horizontale Einwirkung Seitenstoß, a) Laststellung Auflagernahe positiv y; b) Laststellung Auflagernahe negativ y; c) Laststellung Feldmitte positiv y; d) Laststellung Feldmitte negativ y* ..... *124*
***Abbildung 5-18:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 120, 220 und 320 – Laststellung Auflagernahe, Einwirkung erzeugt Zug im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk* *126*
***Abbildung 5-19:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 121, 221 und 321 – Laststellung Auflagernahe, Einwirkung erzeugt Druck im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk* ..... *126*
***Abbildung 5-20:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 122, 222 und 322 – Laststellung Feldmitte, erzeugen Zug im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk* ..... *127*
***Abbildung 5-21:*** *Veränderliche Einwirkung Anfahren Lastfälle 123, 223 und 323 – Laststellung Feldmitte, erzeugen Druck im Brückenträger, Axonometrie Modell Brückentragwerk* ..... *127*
***Abbildung 5-22:*** *Veränderliche Einwirkung Wind LF 400 – Laststellung Auflagernahe positiv y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A* ..... *128*
***Abbildung 5-23:*** *Veränderliche Einwirkung Wind LF 401 – Laststellung Auflagernahe negativ y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A* ..... *128*
***Abbildung 5-24:*** *Veränderliche Einwirkung Wind LF 402 – Laststellung Feldmitte positiv y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A* ..... *129*
***Abbildung 5-25:*** *veränderliche Einwirkung Wind LF 403 – Laststellung Feldmitte negativ y, Axonometrie Modell Brückentragwerk, Detail Auflagerlinie A* ..... *129*
***Abbildung 5-26:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt LF 2501 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *134*
***Abbildung 5-27:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 6249 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *134*
***Abbildung 5-28:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1101 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *134*
***Abbildung 5-29:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1113 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *135*
***Abbildung 5-30:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1122 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, Zug im Brückenträger); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *135*
***Abbildung 5-31:*** *Normalspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlteilquerschnitt zu LF 1403 (Wind, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *135*

***Abbildung 5-32:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege LF 2561 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe); Stelle x = 1,23 m. [MPa]* ..... *136*
***Abbildung 5-33:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 6249 (Haupttragrichtung, Zeitpunkt t = 0, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe); Stelle x = 11,20 m. [MPa]* ..... *136*
***Abbildung 5-34:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1100 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe); Stelle x = 1,23 m. [MPa]* ..... *136*
***Abbildung 5-35:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1111 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe, negativ y); Stelle x = 1,23 m. [MPa]* ..... *137*
***Abbildung 5-36:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1121 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Auflagernahe, Druck im Brückenträger); Stelle x = 1,23 m. [MPa]* ..... *137*
***Abbildung 5-37:*** *Querkraftschubspannungen auf Bemessungslastniveau, Stahlstege zu LF 1400 (Wind, Laststellung Auflagernahe, positiv y); Stelle x = 1,23 m. [MPa]* ..... *137*
***Abbildung 5-38:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 2602 (Quertragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *139*
***Abbildung 5-39:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 6249 (Primärlastfall Ausbaulasten); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *139*
***Abbildung 5-40:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1101 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *140*
***Abbildung 5-41:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1113 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *140*
***Abbildung 5-42:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1122 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, Zug im Brückenträger); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *141*
***Abbildung 5-43:*** *Biegemoment Mz der Stahlstege auf Bemessungslastniveau von LF 1403 (Wind, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *141*
***Abbildung 5-44:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 2602 (Quertragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *142*
***Abbildung 5-45:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 6249 (Primärlastfall Ausbaulasten, Zeitpunkt $t = \infty$, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *142*
***Abbildung 5-46:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1101 (LM 71, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *142*
***Abbildung 5-47:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1113 (Seitenstoß, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]* ..... *143*

***Abbildung 5-48:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1122 (Anfahren, maximale Schotterbetthöhe, Laststellung Feldmitte, Zug im Brückenträger); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m] .. 143*
***Abbildung 5-49:*** *Anteiliges Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte LF 1403 (Wind, Laststellung Feldmitte, negativ y); Stelle x = 11,20 m. [kNm/m]..... 143*
***Abbildung 6-1:*** *Verformungsfiguren des Brückenquerschnitts in Feldmitte aus der Finite Elemente Analyse, Darstellung stark überhöht. a) symmetrisch: LF Volllast bzw. Randbalken, b) symmetrisch: LF LM 71 ohne Exzentrizitäten: c) antimetrisch: LF LM 71 mit Exzentrizitäten für SLS bzw. ULS..... 149*
***Abbildung 6-2:*** *Modell 1: Struktur des Stabwerkmodells der tragenden Bauteile für die Ermittlung von Biegemomenten der Stahlbetonplatte in Querrichtung. Abmessungen in [m]..... 149*
***Abbildung 6-3:*** *Modell 2: Struktur des Stabwerkmodells der tragenden Bauteile für die Ermittlung von Biegemomenten der Stahlstege in Querrichtung. Abmessungen in [m]..... 150*
***Abbildung 6-4:*** *Zustandsgrößen von LF 170 aus der FE-Analyse (Volllast, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm]. ..... 153*
***Abbildung 6-5:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1 durch LF 170 (Volllast, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $Mx$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m] ..... 154*
***Abbildung 6-6:*** *Vorgehensweise bei der Ermittlung des Gesamtmomentes der Stahlbetonplatte für Lastfall 170 (Volllast, Laststellung Feldmitte). Stelle x = 11,20 m..... 156*
***Abbildung 6-7:*** *Modell 2, LF 170 (Volllast, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]..... 158*
***Abbildung 6-8:*** *Zustandsgrößen von LF 171 aus der FE-Analyse (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm]. ..... 160*
***Abbildung 6-9:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 171 (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $Mx$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m] 161*
***Abbildung 6-10:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 171 des Ingenieurmodells (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m ..... 162*
***Abbildung 6-11:*** *Modell 2, LF 171 (Ausbaulast Randbalken, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]. ..... 163*
***Abbildung 6-12:*** *Zustandsgrößen von LF 172 aus der FE-Analyse (Ausbaulast Verkehrsfläche, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm]. ..... 165*
***Abbildung 6-13:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 172 (Ausbaulast Schotter, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $Mx$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m] 166*

***Abbildung 6-14:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 172 des Ingenieurmodells (Ausbaulast Verkehrsfläche, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m ..... 167*
***Abbildung 6-15:*** *Modell 2, LF 172 (Ausbaulast Schotter, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]. ..... 168*
***Abbildung 6-16:*** *Zustandsgrößen von LF 173 aus der FE-Analyse (Lastmodell 71 ohne Exzentrititäten, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm]. ..... 171*
***Abbildung 6-17:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 173 (LM 71 ohne Exzentrizitäten, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $Mx$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m] 172*
***Abbildung 6-18:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 173 des Ingenieurmodells (Lastmodell 71 ohne Exzentrizitäten, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m ..... 173*
***Abbildung 6-19:*** *Modell 2, LF 173 (LM 71 ohne Exzentrizitäten, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]. ..... 174*
***Abbildung 6-20:*** *Zustandsgrößen von LF 174 aus der FE-Analyse (Lastmodell 71 mit Exzentrititäten für ULS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]; c) Durchbiegung der Stahlstege [mm]. ..... 177*
***Abbildung 6-21:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 174 (LM 71 mit Exzentrizitäten für ULS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $Mx$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]..... 179*
***Abbildung 6-22:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 174 des Ingenieurmodells (Lastmodell 71 mit Exzentrizitäten für ULS, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m .. 179*
***Abbildung 6-23:*** *Modell 2, LF 174 (LM 71 mit Exzentrizitäten für ULS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm]; d) Verformungsfigur des Verbundquerschnittes: Modell 2; e) Verformungsfigur des Verbundquerschnittes: FE-Analyse... 181*
***Abbildung 6-24:*** *Zustandsgrößen von LF 175 aus der FE-Analyse (Lastmodell 71 mit Exzentrititität für SLS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte [kNm/m]; b) Momente der Stahlstege [kNm/m]. ..... 184*
***Abbildung 6-25:*** *a) Struktur Modell 1 mit Knotennummern der Auflagerpunkte, Abmessungen in [mm]; b) Belastung auf das Stabwerkmodell 1, LF 175 (LM 71 mit Exzentrizität für SLS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m; c) Biegemoment $Mx$ der Stahlbetonplatte aus Modell 1 [kNm/m]..... 186*
***Abbildung 6-26:*** *Gesamtmoment der Stahlbetonplatte für Lastfall 175 des Ingenieurmodells (Lastmodell 71 mit Exzentrizität für SLS, Laststellung Feldmitte); [kNm]. Stelle x = 11,20 m..... 186*

***Abbildung 6-27:*** *Modell 2, LF 175 (LM 71 mit Exzentrizitäten für SLS, Laststellung Feldmitte); Stelle x = 11,20 m. a) Struktur mit vertikalen Wegfedern und Knotennummern; b) Belastung Modell 2 [kN/m]; c) Biegemomente Mx der Stahlstege [kNm].* ..... *188*

***Abbildung 6-28:*** *Zustandsgrößen für den ULS-Nachweis, Stelle x = 11,20 m. Biegemoment Mx der Stahlbetonplatte aus a) FE-Analyse, b) Modell 2 [kNm/m]; Momente der Stahlstege aus c) FE-Analyse, d) Modell 1 [kNm/m].* ..... *190*

***Abbildung 6-29:*** *Zustandsgrößen für den FLS-Nachweis, Stelle x = 11,20 m. Biegemoment Mx der Stahlstege aus a) FE-Analyse, b) Modell 2 [kNm/m]*..... *192*

***Abbildung 7-1:*** *a) Struktur der Variante mit horizontaler Wegfeder; Stegmomente in Querrichtung unter LF 174 von b) FE-Analyse; c) Modell 2; d) Variante mit horizontaler Wegfeder. [kNm]*..... *197*

# Tabellenverzeichnis

***Tabelle 1-1:*** *Strukturelemente, Gruppen und Lage der Bezugsebene des FE-Modells ..... 15*
***Tabelle 3-1:*** *Ständige Lasten im Bauzustand – Eigengewicht und Bauablauflasten..... 37*
***Tabelle 3-2:*** *Ständige Lasten im Endzustand – Ausbaulasten, Fall maximale Schotterbetthöhe... 38*
***Tabelle 3-3:*** *Ständige Lasten im Endzustand – Ausbaulasten, Fall Nennschotterbetthöhe..... 38*
***Tabelle 3-4:*** *Ständige Lasten im Endzustand – Ausbaulasten, Fall minimale Schotterbetthöhe.... 39*
***Tabelle 3-5:*** *Zuordnung von ständigen Lasten im Endzustand zu den Bereichen Randbalken und Verkehrsfläche – Ausbaulasten, Fall maximale Schotterbetthöhe ..... 40*
***Tabelle 3-6:*** *Zuordnung von ständigen Lasten im Endzustand zu den Bereichen Randbalken und Verkehrsfläche – Ausbaulasten, Fall Nennschotterbetthöhe ..... 41*
***Tabelle 3-7:*** *Zuordnung von ständigen Lasten im Endzustand zu den Bereichen Randbalken und Verkehrsfläche – Ausbaulasten, Fall minimale Schotterbetthöhe ..... 42*
***Tabelle 3-8:*** *Exzentrizitäten $e_{ges} = e_1 + e_2$ [mm] für die Lastmodelle 71 und SW/2 ..... 45*
***Tabelle 3-9:*** *Charakteristische Werte von Anfahr- und Bremskräften ..... 47*
***Tabelle 3-10:*** *Ansatz der Ausbaulasten für die dynamische Berechnung, maximale Schotterbetthöhe..... 49*
***Tabelle 3-11:*** *Maßgebende Längen $L_\Phi$ und dynamische Beiwerte ..... 51*
***Tabelle 3-12:*** *Kraftbeiwert in X-Richtung für die Fälle Verkehr und Bauzustand ..... 53*
***Tabelle 3-13:*** *Windlastfaktor C in Abhängigkeit vom Geländefaktor $c_e(z)$ und dem Kraftbeiwert $c_{f,x}$ ..... 54*
***Tabelle 3-14:*** *Bezugsfläche $Aref,x$ in Abhängigkeit der Anströmhöhe und der Tragwerkslänge ... 54*
***Tabelle 3-15:*** *gesamte Windkraft in Y-Richtung $F_{W,i}$ auf das Brückentragwerk..... 54*
***Tabelle 3-16:*** *Kombinationen der konstanten und veränderlichen Temperaturanteile ..... 60*
***Tabelle 3-17:*** *Einwirkung aus LM 71 auf die Oberkante der Stahlbeton-Fahrbahnplatte inklusive der Lastexzentrizität $e_1$ unter Berücksichtigung der Längs- und Querverteilung..... 70*
***Tabelle 3-18:*** *Querverteilung der horizontalen Einwirkung Seitenstoß zufolge der direkt belasteten Schwelle (Seitenstoß = 50 kN)..... 71*
***Tabelle 3-19:*** *Querverteilung der horizontalen Einwirkung Seitenstoß zufolge der indirekt belasteten Schwellen (Seitenstoß je 25 kN) ..... 71*
***Tabelle 3-20:*** *Maßgebende Horizontallasten sowie zusätzliche Einwirkungen durch die Exzentrizität des Lastangriffspunktes aus Anfahren und Bremsen bezogen auf die STB-OK ..... 72*
***Tabelle 4-1****: Nachweis der Lastgruppen für Eisenbahnverkehr ..... 81*
***Tabelle 4-2:*** *ψ-Faktoren für Eisenbahnbrücken nach EN 0, Tab. A.2.3 und ÖN B 0-2, 4.1.5 ..... 82*
***Tabelle 4-3:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen – Lagesicherheit EQU ..... 87*
***Tabelle 4-4:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen - Tragfähigkeit STR..... 88*
***Tabelle 4-5:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen - außergewöhnliche EW und Erdbeben..... 89*
***Tabelle 4-6:*** *Bemessungswerte der Einwirkungen - Gebrauchstauglichkeit..... 92*
***Tabelle 5-1:*** *Ausgesuchte maßgebende Lastfallkombinationen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR)..... 98*

***Tabelle 5-2:*** *Ausgesuchte Kombinationen der veränderlichen Einwirkungen – ULS Endzustand.. 98*
***Tabelle 5-3:*** *Ausgesuchte charakteristische Werte der mehrteiligen Einwirkungen – Lastgruppen 98*
***Tabelle 5-4:*** *Ständige Einwirkungen und Lastfälle (LF) im Bauzustand ..... 102*
***Tabelle 5-5:*** *charakteristische Gesamtlastfälle der Primärlastfälle ..... 105*
***Tabelle 5-6:*** *Einwirkungen im Endzustand für die maßgebenden Einwirkungskombinationen .... 114*
***Tabelle 5-7:*** *Lastfälle (LF) der Einwirkungen L, Q, S – Verkehrslasten und W – Windlasten..... 115*
***Tabelle 5-8:*** *Veränderliche Einwirkungen PYY und PZZ in Folge Seitenstoß, positive y-Achse.. 122*
***Tabelle 5-9:*** *Veränderliche Einwirkungen PYY und PZZ in Folge Seitenstoß, negative y-Achse 122*
***Tabelle 5-10:*** *Veränderliche horizontale Einwirkungen PXX und MYY in Folge Anfahren, Zug im Brückenträger..... 125*
***Tabelle 5-11:*** *Veränderliche horizontale Einwirkungen PXX und MYY in Folge Anfahren, Druck im Brückenträger..... 125*
***Tabelle 5-12:*** *Übersicht Ergebnislastfälle 1xxx-Nummern der Verkehrslastfälle ..... 130*
***Tabelle 5-13:*** *Übersicht Ergebnislastfälle 1xxx-Nummern der Windlasten..... 130*
***Tabelle 5-14:*** *Maßgebende Lastfallkombinationen in Haupttragrichtung von veränderlichen Einwirkungen berechnet mit Programm MAXIMA inklusive anzuwendende Beiwerte, Zeitpunkt $t = \infty$..... 131*
***Tabelle 5-15:*** *Ergebnislastfälle für die Ermittlung von Zustandsgrößen auf Designlastniveau inkl. Grundlastfälle und Faktoren in Haupttragrichtung, Stelle x = 11,20 m; Zeitpunkt $t = \infty$ – Eingabe für Programm ASE ..... 132*
***Tabelle 5-16:*** *extremale Schnittkraftkomponenten und Gesamtschnittgrößen in Feldmitte für Fall 1 in Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$ ..... 133*
***Tabelle 5-17:*** *extremale Schnittkraftkomponenten und Gesamtschnittgrößen an Stelle x = 1,2 m (Auflager A rechts) für Fall 3 in Haupttragrichtung, Zeitpunkt $t = \infty$..... 133*
***Tabelle 5-18:*** *Maßgebende Lastfallkombinationen in Quertragrichtung von veränderlichen Einwirkungen für Fall 1 berechnet mit Programm MAXIMA, Zeitpunkt $t = \infty$..... 138*
***Tabelle 6-1:*** *Grundlastfall- und Ergebnislastfall-Nummern der ständigen und veränderlichen Einwirkungen – Untersuchung der Quertragwirkung..... 152*

# Verwendete Normen und Regelwerke

| Bezeichnung | Datum | Verweis | Inhalt |
|---|---|---|---|
| ÖNORM EN 1990 | 01.03.2003 | EN 0 | Eurocode<br>Grundlagen der Tragwerksplanung |
| ÖNORM B 1990-1 | 01.05.2004 | ÖN B 0-1 | Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung<br>Teil 1: Hochbau |
| ÖNORM B 1990-2 | 01.09.2006 | ÖN B 0-2 | Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung<br>Teil 2: Brückenbau |
| ÖNORM EN 1991-1-1 | 01.03.2003 | EN 1-1-1 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau |
| ÖNORM B 1991-1-1 | 01.01.2006 | ÖN B 1-1-1 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau |
| ÖNORM EN 1991-1-3 | 01.08.2005 | EN 1-1-3 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten |
| ÖNORM B 1991-1-3 | 01.04.2006 | ÖN B 1-1-3 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten |
| ÖNORM EN 1991-1-4 | 01.11.2005 | EN 1-1-4 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten |
| ÖNORM B 1991-1-4 | 01.12.2006 | ÖN B 1-1-4 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten |
| ÖNORM B 1991-1-4 Beiblatt 1 | 01.12.2007 | ÖN B 1-1-4 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten |
| ÖNORM EN 1991-1-5 | 01.12.2004 | EN 1-1-5 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen |
| ÖNORM B 1991-1-5 | 01.12.2004 | ÖN B 1-1-5 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen |
| ÖNORM EN 1991-1-6 | 01.10.2005 | EN 1-1-6 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während der Bauausführung |
| ÖNORM B 1991-1-6 | 01.01.2006 | ÖN B 1-1-6 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen – Einwirkungen während der Bauausführung |
| ÖNORM EN 1991-2 | 01.08.2004 | EN 1-2 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken |
| ÖNORM B 1991-2 | 01.08.2004 | ÖN B 1-2 | Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke<br>Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken |

| | | | |
|---|---|---|---|
| ÖNORM EN 1992-1-1 | 01.11.2005 | EN 2-1-1 | Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken<br>Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau |
| ÖNORM B 1992-1-1 | 01.02.2007 | ÖN B 2-1-1 | Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken<br>Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau |
| ÖNORM EN 1993-1-5 | 01.04.2007 | EN 3-1-5 | Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten<br>Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile |
| ÖNORM B 1993-1-5 | 01.05.2008 | ÖN B 3-1-5 | Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten<br>Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile |
| ÖNORM EN 1993-1-9 | 01.11.2005 | EN 3-1-9 | Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten<br>Teil 1-9: Ermüdung |
| ÖNORM B 1993-1-9 | 01.10.2006 | ÖN B 3-1-9 | Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten<br>Teil 1-9: Ermüdung |
| ÖNORM EN 1993-2 | 01.04.2007 | EN 3-2 | Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten<br>Teil 2: Stahlbrücken |
| ÖNORM B 1993-2 | 01.03.2008 | ÖN B 3-2 | Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten<br>Teil 2: Stahlbrücken |
| ÖNORM EN 1994-2 | 01.09.2007 | EN 4-2 | Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton<br>Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken |
| ÖNORM B 1994-2 | 01.05.2008 | ÖN B 4-2 | Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton<br>Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken |

# Literaturverzeichnis


[1] Dallmann, R. (2008). *Baustatik 1 - Berechnung statisch bestimmter Tragwerke.* München: Carl Hanser Verlag.

[2] Wittel, Falk K. (2009). *FEM for 4 - Eine kurze Einführung in die Finite Elemente Methode.* Zürich. ETH Zürich - Institut für Baustoffe.

[3] Fendrich, L. (2007). *Handbuch Eisenbahninfrastruktur* (Bd. 10). Berlin Heidelberg: Springer Verlag.

[4] Lichtberger, B. (2004). *Handbuch Gleis.* Hamburg: Tetzlaff Verlag.

[5] Mang, H., & Hofstetter, G. (2000). *Festigkeitslehre.* Wien: Springer-Verlag.

[6] SOFiSTiK AG. (2009). *ASE Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen, Version 16.40.* Oberschleissheim.

[7] Fink, J. (2007). *Studienblätter zur Vorlesung Besondere Stabilitätsprobleme im Stahlbau.* Wien. Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Stahlbau.

[8] Fink, J. (2008). *Studienblätter zur Vorlesung Stahlbau 2.* Wien. Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Stahlbau.

[9] Fink, J. (2008). *Studienblätter zur Vorlesung Stahlbau 3.* Wien. Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Stahlbau.

[10] Kollegger, J. (2009). *Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2 nach EC 1992-1-1.* Wien. Technische Universität Wien - Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich für Betonbau.

[11] *Kurze Einführung in die Methode der finiten Elemente (Ergänzung zum Skriptum zur Vorlesung Baustatik 1).* Innsbruck. Universität Innsbruck - Institut der Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften.

[12] Unterweger, H., & Wiesler, B. (Band 84, Jänner 2009). Systemberechnung mehrfeldriger Straßenbrücken in Verbundbauweise mit dem "Zweistabmodell". *Bauingenieur* .

[13] Rubin, H. (2009). *Besondere Probleme der Elastizitätstheorie II. Ordnung.* Wien.

[14] Rombach, (2007). *Finite Elemente im Ingenieurbau – Theorie & Praxis.* Graz. Technische Universität Graz.

[15] Schenk, G. *Einfluss der Netzgeometrie auf die Berechnung von gerissenem Beton.* Leipzig. Universität Leipzig - Institut für Massivbau und Baustofftechnologie