

Diploma Thesis

Analysis of the Internal Forces of a Trough-Bridge with an SCSC-Deck

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Schnittgrößenanalyse einer Trogbücke mit SCSC-Fahrbahnplatte

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Felix Pichler, BSc

Matr.Nr.: 01604989

unter der Anleitung von

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

Dr.techn. **Balint Palotas**, BSc MSc

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Februar 2023



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

An der TU Wien wird für Eisenbahnbrücken ein Trogbrückensystem mit einer schlanken *Steel-Concrete-Steel-Composite* (SCSC)-Platte entwickelt. Nachdem bereits umfangreiche Untersuchungen bezüglich des Tragverhaltens und Ermüdungsversagens der Platte durchgeführt wurden, soll dieses System nun bei einem konkreten Projekt der *Österreichischen Bundesbahnen* (ÖBB) angewendet werden. In diesem Zusammenhang soll nun für die bereits festgelegte Geometrie dieser Brücke eine FEM-Modellierung durchgeführt werden, welche anschließend für die erforderlichen Nachweise herangezogen werden kann.

Ziel dieser Arbeit ist es erstens, ein FEM-Modell der gesamten Brücke aufzubauen, mit besonderem Augenmerk auf der Modellierung der SCSC-Platte. Weiters sind die laut Norm einwirkenden Lasten auszuforschen und auf das Modell aufzubringen. Dabei ist unter anderem auch auf die Lastposition im Zeitverlauf der Zugüberfahrt zu achten. Diese Lasten sind anschließend gemäß den Kombinationsregeln der Norm miteinander zu überlagern und für die Lastniveaus ULS, SLS, sowie FLS auszuwerten.

Die resultierenden Ergebnisverläufe werden übersichtlich zusammengefasst und können für nachfolgende Berechnungen verwendet werden.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

At TU Wien a Trough-Bridge system with a slim *Steel-Concrete-Steel-Composite* (SCSC) plate is being developed for railway bridges. After extensive examination of the behavior under external stresses and fatigue failure, this system is about to be utilized for a specific project of the Austrian Federal Rail Company (ÖBB). For this purpose FEM modeling needs to be carried out, which may be used for the required verifications afterwards.

The goal of this thesis is first of all to build an FEM model of the whole bridge, with special focus on the modeling of the SCSC plate. After that the loads which are defined in the standards have to be researched and applied to the model. For one, attention has to be paid to the location of the load in the process of the train crossing the bridge. These actions have to be combined according to the combination rules of the standards, and analyzed for the load levels ULS, SLS, and FLS.

The results are being summed up and can be used for any following calculations.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	8
1.1	Ausgangssituation	8
1.2	Problemstellung	8
1.3	Geometrie der Brücke	9
2	Modellierung	12
2.1	SCSC-Platte	12
2.1.1	Beschreibung des Aufbaus	12
2.1.2	Möglichkeiten der Modellierung der Platte in RFEM	12
2.1.3	Modellierung als orthotrope Platte	13
2.1.4	Wahl der Modellierungsvariante	18
2.2	Auflagerplatten	19
2.3	Verbindung der OG-Bleche	20
2.4	sonstige Verbindungen	20
3	Lasten	22
3.1	ständige Einwirkungen	22
3.1.1	Eigengewicht	22
3.1.2	Aufbau	23
3.2	veränderliche Einwirkungen	24
3.2.1	Lastverteilung	24
3.2.2	Beiwerte zur Modifikation der Lasten	29
3.2.3	Vertikallasten Eisenbahnverkehr	32
3.2.4	Fliehkräfte	35
3.2.5	Seitenstoß	35
3.2.6	Anfahr- und Bremskräfte	37
3.2.7	Wind	38
3.2.8	Temperatur	41
3.2.9	Zusammenfassung der veränderlichen Lasten	43
3.3	außergewöhnliche Einwirkungen	44
3.3.1	Entgleisung	44
3.3.2	Anprallstoß	44
3.3.3	Erdbeben	47
4	Lastkombinationen	50
4.1	Lastfälle	50
4.2	Grenzzustände der Tragfähigkeit	52
4.2.1	Lagesicherheit	52
4.2.2	ständige und vorübergehende Bemessungssituation	52
4.2.3	außergewöhnliche Bemessungssituation	52
4.3	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	53
4.4	Grenzzustände der Ermüdung	53

4.5	Ergebniskombinationen	53
4.6	Eingabe in RFEM	53
5	Ergebnisverläufe	57
5.1	Ergebnisdarstellung	57
5.2	Grenzzustände der Tragfähigkeit	61
5.2.1	Lagesicherheit	61
5.2.2	allgemeine Bemessungssituation	62
5.2.3	außergewöhnliche Bemessungssituation	77
5.3	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	86
5.3.1	charakteristische Bemessungssituation	86
5.3.2	häufige Bemessungssituation	88
5.3.3	quasiständige Bemessungssituation	90
5.4	Grenzzustände der Ermüdung	92
6	Vergleich mit Vorbemessung	106
6.1	Modellbildung	106
6.1.1	statisches System	106
6.1.2	Einwirkungen	107
6.1.3	sonstige Annahmen	108
6.1.4	Excel-Tabelle	109
6.2	Nachweise in der Vorbemessung	109
6.2.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	109
6.2.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	112
6.2.3	Grenzzustand der Ermüdung	112
6.3	Vergleich mit der FEM-Berechnung	114
6.3.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	114
6.3.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	114
6.3.3	Grenzzustand der Ermüdung	116
7	Zusammenfassung	119

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Ausgangssituation

An der *TU Wien* wurde eine Trogbrücke mit einem 120 mm Grobblech als Fahrbahndeck entwickelt. Dieses System erreicht eine äußerst geringe Bauhöhe für Brücken mit Schotteroberbau und wird von den *Österreichischen Bundesbahnen* (ÖBB) bei Ersatzneubauten verwendet. Die begrenzte Verfügbarkeit der Grobbleche, sowie die technologisch anspruchsvolle Ausführung der Schweißnähte führt oft zu Problemen. Um dem zu begegnen, wurde das System der SCSC-Platte (steel-concrete-steel-composite) entwickelt. Dabei handelt es sich um zwei Stahlbleche, zwischen denen sich eine Betonschicht befindet. Mit quer zur Brückenachse liegenden Dübelleisten in regelmäßigen Abständen stellt sich eine Verbundwirkung ein. In Abb.1.1 aus Takács 2018 [12] sind die zwei Systeme gegenübergestellt. Die SCSC-Platte hat zwar eine höhere Plattendicke, ist dafür jedoch, wie oben beschrieben, herstellungstechnisch zu bevorzugen.

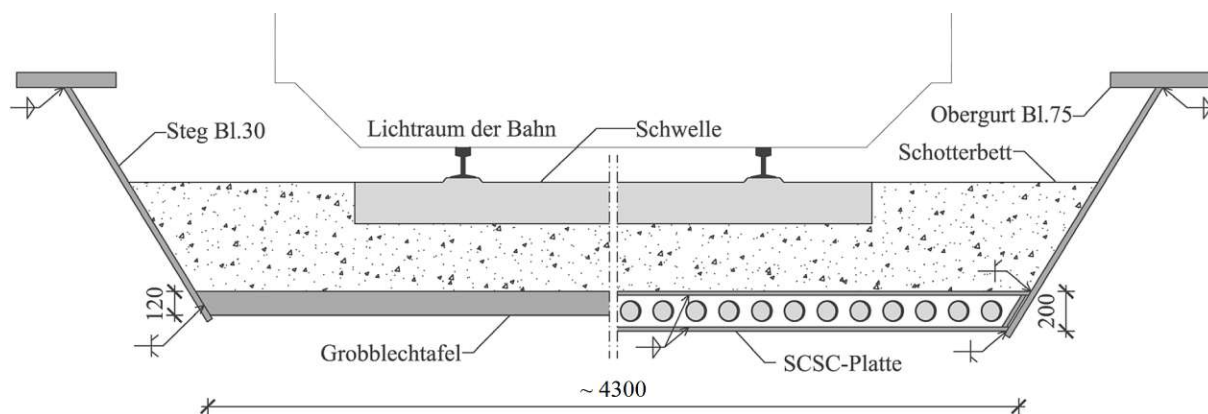


Abb. 1.1: Vergleich der beiden Trogbrückenquerschnitte mit Schotterbett; links: Fahrbahndeck als 120 mm dickes Grobblech; rechts: Fahrbahndeck als 200 mm dicke SCSC-Platte [12]

1.2 Problemstellung

Um die Einsatzreife der SCSC-Platte speziell bei Trogbrücken im Eisenbahnbrückenbau zu erreichen, wurden am Institut für Tragkonstruktionen der *TU Wien* bereits diverse Analysen und Laborversuche zu dem Tragverhalten der SCSC-Platte selbst durchgeführt.

In Hermann [4] wurde ihre Tragfähigkeit mittels ABAQUS [1]-Berechnungen untersucht, sowie 3D-Stubwerkmodelle zur Abbildung des Tragverhaltens der Platte aufgestellt. Palotas [6] hat Feder-Modelle zur Berücksichtigung des inelastischen Schlupfs nach mehreren Belastungszyklen analysiert. Laborversuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit der SCSC-Platte wurden

von Steuerer [11] durchgeführt. Takács [12] hat das Ermüdungsverhalten der Platte untersucht, im Speziellen in Hinsicht auf die Schubverbinder. Mit dem Ermüdungsverhalten verschiedener Steg Ausführungen der Brücke habe ich mich in meiner Bachelorarbeit [7] befasst.

Sämtliche dieser Untersuchungen beziehen sich lediglich auf die Quertragwirkung der Platte, welche ihren Haupttragmechanismus darstellt. Derzeit beschäftigt sich das Institut mit der Wirkung des Betons bezüglich der Längstragwirkung der Platte.

Damit das System der SCSC-Platte in der Praxis angewendet werden kann, müssen sämtliche statischen Nachweise in Bezug auf Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung erfüllt sein. Um diese Nachweise führen zu können, müssen in erster Linie die auf diese Bauteile wirkenden Schnittgrößen und Spannungen ermittelt werden.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken anhand der derzeit aktuellen Normen zu ermitteln, inklusive lokaler Einwirkungen wie Fliehkraft und Seitenstoß. Mit diesen werden die Schnittgrößenverläufe der SCSC-Platte in den Lastniveaus ULS, SLS und FLS unter Berücksichtigung der Lastposition im Zeitverlauf der Zugüberfahrt unter Zuhilfenahme des FEM-Programms RFEM [3] ermittelt.

1.3 Geometrie der Brücke

Bei der Brücke handelt es sich um eine eingleisige Eisenbahnbrücke über die Auhofstraße in 1130 Wien für die Verbindungsbahn Wien Hütteldorf -Wien Meidling. Sie wird als einfeldige Trogbücke ausgeführt, mit einer Spannweite von 25,56 m und einer Gesamtlänge von 27,46 m. An den Brückenden werden Endquerträger ausgebildet, welche über Lagerplatten auf Elastomerlagern aufliegen. Neben diesen Auflagern befinden sich zu Wartungszwecken zusätzliche Lagerplatten, an welchen die Brücke mittels Pressen angehoben werden kann. In Feldmitte ist die Fahrbahnplatte um 181 mm überhöht, was der Überhöhung zu Entwässerungszwecken plus der Überhöhung zur Sicherstellung des Reisendenkomforts gemäß ÖNORM EN 1990/A1 [20] Kap. A.2.4.4.3 entspricht. Im Zuge dieser Arbeit wird jedoch mit einem Modell ohne Überhöhung gerechnet, die Fahrbahnplatte wird vereinfacht als horizontal angenommen.

Eine Seitenansicht der Brücke ist in Abb. 1.2 ersichtlich, ein Grundriss in Abb. 1.3. Der Querschnitt der Brücke in Feldmitte ist in Abb. 1.4 dargestellt. Abb. 1.5 zeigt die Geometrie des Endquerträgers.

Der lichte Abstand von der Gleisachse zu den Stegen darf gemäß Vorgaben der ÖBB an der Oberkante der Fahrbahnplatte beidseitig 2100 mm nicht unterschreiten (siehe Abb. 1.3). Des Weiteren wird ein Bogenstich dazugerechnet, um das Gleis im Bogen verlegen zu können. Die Brücke selbst bleibt dabei gerade, es wird lediglich der eben genannte Bogenstich als zusätzliche Breite berücksichtigt. Es ergibt sich daher eine lichte Weite von 4549 mm (siehe Abb. 1.3 und Abb. 1.4). Die lichte Weite zwischen den Obergurtblechen wird mit 5000 mm gewählt, was genau dem Grenzwert gemäß oben genannter Vorgabe entspricht. Das Schotterbett hat eine Höhe von 500 mm, von dort beträgt der Abstand zur Oberkante der Brücke 550 mm (siehe Abb. 1.4).

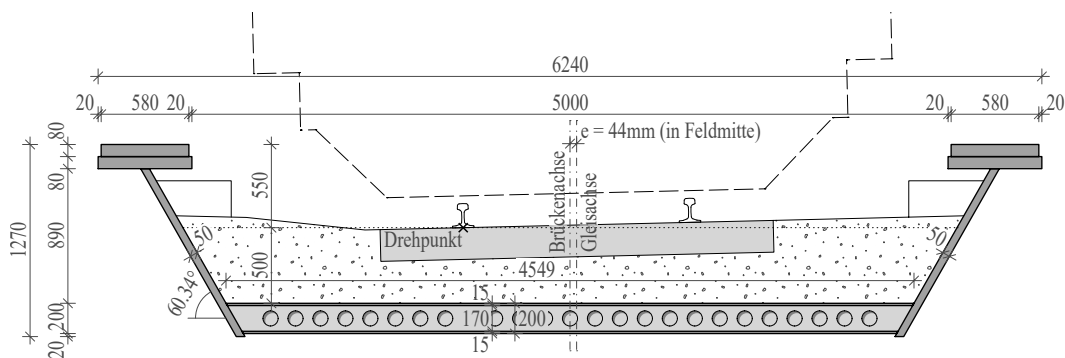


Abb. 1.4: Querschnitt der Brücke; alle Maße in mm

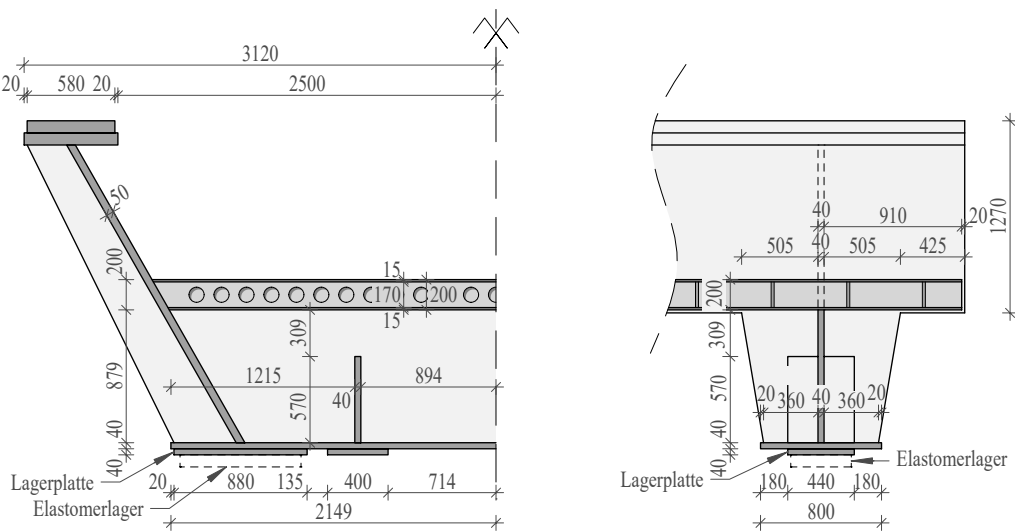


Abb. 1.5: Geometrie des Endquerträgers; alle Maße in mm

Kapitel 2

Modellierung

2.1 SCSC-Platte

2.1.1 Beschreibung des Aufbaus

Wie in Kapitel 1 erwähnt wird die Fahrbahnplatte als SCSC-Platte (steel-concrete-steel-composite) ausgeführt. Zwischen zwei Stahlblechen mit einer Dicke von jeweils 15 mm befindet sich eine 170 mm dicke Betonschicht. Die Stahlbleche sind über quer zur Brückenachse laufende Dübelleisten im Abstand von 500 mm Schubsteif miteinander verbunden. Diese Dübelleisten sind dabei abwechselnd am oberen und am unteren Blech angeschweißt. Insgesamt ergibt sich für die SCSC-Platte eine Dicke von 200 mm. In Abb. 2.1 ist der grundlegende Aufbau der Platte dargestellt.

Diese Platte wird zwischen den Hauptträgern in Brückenquerrichtung gespannt (parallel zur globalen Y-Achse). Die Spannrichtung der Hauptträger zwischen den Auflagern erfolgt in Längsrichtung der Brücke (parallel zur globalen X-Achse). Für den weiteren Verlauf dieser Arbeit wird das Koordinatensystem folgendermaßen definiert:

- **X-Achse** parallel zur Brückenlängsachse
- **Y-Achse** quer zur Brückenlängsachse
- **Z-Achse** nach unten

2.1.2 Möglichkeiten der Modellierung der Platte in RFEM

Aufgrund des unkonventionellen Aufbaus der Platte muss im ersten Schritt eine geeignete Möglichkeit zur Modellierung im verwendeten FE-Programm RFEM [3] gefunden werden, damit ihre Tragwirkung realitätsnah abgebildet werden kann. Dazu wurden in „*Entwicklung einer ingenieurpraktikablen Modellierung der SCSC-Platte als Fahrbahnelement einer Trogbrücke mittels RFEM*“ [5] von Kneidinger mehrere Varianten untersucht. Dort wird die Modellierung mittels

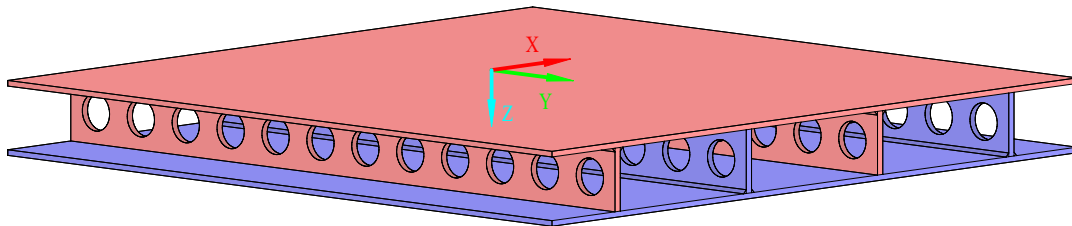


Abb. 2.1: Aufbau der SCSC-Fahrbahnplatte; Dübelleisten quer zur Brückenlängsachse

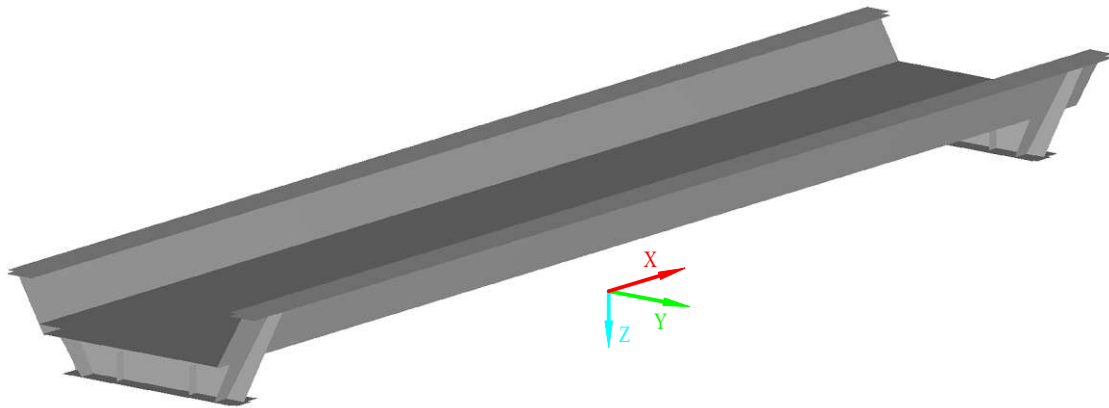


Abb. 2.2: Perspektive des Brückenmodells mit der Definition des Koordinatensystems

eines „Kontakt“-Volumenkörpers empfohlen. Das Deck- und Bodenblech der SCSC-Platte werden als gewöhnliche Stahlbleche eingegeben, zwischen welchen sich ein Volumenkörper befindet, der einen Kontakt der beiden Bleche simuliert.

Zusätzlich zu den von Kneidinger behandelten Möglichkeiten wird nun eine weitere Modellierungsvariante vorgestellt, nämlich die Eingabe der SCSC-Platte als orthotrope Platte in RFEM. Die einzelnen Schichten der SCSC-Platte werden hier nicht separat modelliert, sondern zu einem einzelnen orthotropen Flächenelement zusammengefasst. Die Steifigkeiten dieses Elements können im Programm individuell definiert werden. Diese Variante wird nun genauer ausgeführt.

2.1.3 Modellierung als orthotrope Platte

Wie oben erwähnt, wird die Platte, um ihre Tragwirkung realitätsnah zu erfassen, als orthotrope Platte in RFEM eingegeben. Dazu müssen zuerst die Elemente der Steifigkeitsmatrix einzeln definiert werden. Die der Berechnung zugrundeliegende Steifigkeitsmatrix wird im RFEM-Handbuch für orthotrope Flächen [9] folgendermaßen definiert:

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & D_{26} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & D_{36} & D_{37} & D_{38} \\ & & & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & & sym. & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Der linke Vektor beschreibt dabei die Schnittgrößen an den Elementen, und der rechte deren Verformung. Die Steifigkeitsmatrix selbst kann gemäß Abb. 2.3 in folgende vier Bereiche aufgeteilt werden:

- **Biegung und Torsion:** Der linke obere Block der Matrix beinhaltet die Elemente zur Berücksichtigung der Biege- und Torsionssteifigkeit. Diese werden mit den „Trägheitsmomenten“ und den zugehörigen Verformungsmoduli ermittelt.

D_{11}	D_{12}	D_{13}	0	0	D_{16}	D_{17}	D_{18}
	D_{22}	D_{23}	0	0		D_{27}	D_{28}
		D_{33}	0	0	<i>sym.</i>		D_{38}
			D_{44}	0	0	0	0
				D_{55}	0	0	0
<i>sym.</i>					D_{66}	D_{67}	D_{68}
						D_{77}	D_{78}
							D_{88}

- Biegung und Torsion
- Schub
- Membranwirkung
- Exzentrizitäten

Abb. 2.3: Steifigkeitsmatrix der Flächenelemente in RFEM

- **Schub:** Der mittlere Block beinhaltet die Elemente zur Berücksichtigung der Schubsteifigkeit. Diese werden mit den wirksamen Querschnittsflächen und den zugehörigen Schubmoduli ermittelt.
- **Membranwirkung:** Der rechte untere Block der Matrix beinhaltet die Elemente zur Berücksichtigung der Membranwirkung. Diese werden mit den Querschnittsflächen und den zugehörigen Elastizitätsmoduli ermittelt.
- **Exzentrizitäten:** Der rechte obere Block der Matrix beinhaltet die Elemente zur Berücksichtigung etwaiger Exzentrizitäten. Diese sind gemäß dem RFEM-Handbuch für orthotrope Flächen immer Null.

Die Steifigkeitselemente sind nach dem RFEM-Handbuch für orthotrope Flächen grundsätzlich gemäß Tab. 2.1 zu ermitteln. Diese Formeln setzen eine geometrisch homogene Platte mit einem orthotropen Material voraus. Der Querschnitt der SCSC-Platte ist als Kombination mehrerer Materialien jedoch nicht homogen. Die angegebenen Formeln können daher nicht ohne weitere Überlegungen übernommen werden. Sie dienen jedoch als Anhaltspunkte und werden für die gegebene Situation sinngemäß angewandt.

Die Festigkeitsklasse des Stahls wird mit S355 gewählt, die des Betons mit C40/50. Die für die Berechnung der Steifigkeitselemente relevanten Materialkennwerte können Tab. 2.2 entnommen werden.

Tab. 2.1: Steifigkeitselemente der Steifigkeitsmatrix lt. Dlubal RFEM

Biegung / Torsion	Schub	Membran
$D_{11} = \frac{E_x d^3}{12(1-\nu_{xy}\nu_{yx})}$	$D_{44} = \frac{5}{6} G_{xz} d$	$D_{66} = \frac{E_x d}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}}$
$D_{22} = \frac{E_y d^3}{12(1-\nu_{xy}\nu_{yx})}$	$D_{55} = \frac{5}{6} G_{yz} d$	$D_{77} = \frac{E_y d}{1-\nu_{xy}\nu_{yx}}$
$D_{12} = \sqrt{\nu_{xy}\nu_{yx} D_{11} D_{22}}$		$D_{67} = \sqrt{\nu_{xy}\nu_{yx} D_{66} D_{77}}$
$D_{33} = \frac{G_{xy} d^3}{12}$		$D_{88} = G_{xy} d$

Tab. 2.2: Materialkennwerte

Materialkennwert		Stahl: S355	Beton: C40/50	Einheit
Elastizitätsmodul:	E	210 000	35 220	N/mm^2
Schubmodul:	G	80 769	14 675	N/mm^2
Querdehnzahl:	ν	0,3	0,2	–

2.1.3.1 Definition der Steifigkeitselemente

Steifigkeitselemente für Biegung und Torsion:

- **D11** beschreibt die Biegesteifigkeit der Platte um die y-Achse, also jene für die Längstragwirkung der Brücke (System in XZ-Ebene). Sowohl die Stahlbleche, als auch der Betonquerschnitt tragen grundsätzlich zur Steifigkeit um diese Achse bei. Es herrscht jedoch kein vollständiger Verbund zwischen den einzelnen Querschnittsteilen, weshalb deren Steifigkeiten nicht einfach addiert werden können.

Um diese Effekte zu berücksichtigen, wird in folgender Berechnung vereinfacht die Steifigkeit des Zweipunktquerschnitts der Stahlbleche angesetzt. Die beiden Bleche werden also als schubsteif miteinander verbunden angenommen und der Beton wird zur Gänze vernachlässigt.

In die Formel aus Tab. 2.1 sind demnach die Kennwerte der Stahlbleche einzusetzen. E_x beschreibt den E-Modul des Materials in x-Richtung. Da es sich bei Stahl um einen isotropen Baustoff handelt, weist er in alle Richtungen den selben E-Modul auf, nämlich $E_s = 210\,000\text{ N/mm}^2$. ν_{xy} und ν_{yx} stellen die Querdehnzahlen des Materials dar. Auch hier weist Stahl aufgrund seiner Isotropie in alle Richtungen den gleichen Wert auf, nämlich $\nu_s = 0,3$. Der Faktor $d^3/12$ in der Formel kann als Flächenträgheitsmoment einer homogenen Platte interpretiert werden. Da es sich bei der SCSC-Platte jedoch, wie oben bereits erwähnt, nicht um eine homogene Platte handelt, muss das Trägheitsmoment, wie in Gl. (2.2) gezeigt, eigens ermittelt werden. Das Steifigkeitselement D_{11} wird anschließend in Gl. (2.3) berechnet.

$$I_s = 2 \cdot \left(\frac{1\,000 \cdot 15^3}{12} + 1\,000 \cdot 15 \left(\frac{185}{2} \right)^2 \right) = 257,25 \cdot 10^6 \text{ mm}^4/\text{m} \quad (2.2)$$

$$D_{11} = \frac{E_s I_s}{1 - \nu_s^2} = \frac{210\,000 \cdot 257,25 \cdot 10^6}{1 - 0,3^2} \cdot 10^{-9} = 59\,366 \text{ kNm} \quad (2.3)$$

- **D22** beschreibt die Biegesteifigkeit der Platte um die x-Achse, also jene für die Quertragwirkung der Brücke (System in YZ-Ebene). Analog zu D11 tragen hier sowohl die Stahlbleche, als auch der Betonquerschnitt zur Steifigkeit um diese Achse bei. Aufgrund der Beschädigung des Betons durch Längszug fällt die Verbundwirkung jedoch geringer aus als bei D11. Näherungsweise wird daher nur 80 % der Biegesteifigkeit des Zweipunktquerschnitts der Stahlbleche angesetzt. Für die Formel aus Tab. 2.1 gelten die gleichen Annahmen wie bei D_{11} . Daraus folgt

$$D_{22} = \frac{0,80 \cdot E_s I_s}{1 - \nu_s^2} = \frac{0,80 \cdot 210\,000 \cdot 257,25 \cdot 10^6}{1 - 0,3^2} \cdot 10^{-9} = 47\,493 \text{ kNm} \quad (2.4)$$

- **D33** beschreibt die Drillsteifigkeit der Platte um die z-Achse (in XY-Ebene). Für deren Ermittlung werden die zwei Stahlbleche zusammengefasst zu einem einzelnen Blech mit einer Dicke von 30 mm. Der Beton wird hier zur Gänze vernachlässigt, ebenso wie der Fakt, dass die Stahlbleche einen gewissen Abstand zueinander aufweisen. Es ergibt sich ein Wert von

$$D_{33} = \frac{G_s (2d_s)^3}{12} = \frac{80\,769 (2 \cdot 15)^3}{12} \cdot 10^{-6} = 182 \text{ kNm} \quad (2.5)$$

Mit dieser Annahme wird die tatsächliche Steifigkeit wohl stark unterschätzt, wodurch vor allem die in der Platte auftretenden Drillmomente geringer ausfallen werden. Dieses Steifigkeitselement hat jedoch nur einen geringen Einfluss auf die maßgebenden Schnittgrößen, weshalb diese Vereinfachung hingenommen wird.

Dazu wurde eine Vergleichsrechnung in RFEM durchgeführt, in der die Drillsteifigkeit einer reinen Betonplatte mit einer Dicke von 200 mm angenommen wird, was wohl einen oberen Grenzwert für die Drillsteifigkeit darstellt. Für die Biegemomente und Querkräfte in Längs- und Querrichtung ergibt sich an den maßgebenden Stellen (in Feldmitte für das Moment, beim jeweiligen Auflager für die Querkräfte) eine Abweichung von maximal 4 %, was als vertretbar hingenommen wird.

- **D12** beschreibt die Interaktion der Steifigkeitselemente D11 und D22. Der Wert dieses Elements wird gemäß Tab. 2.1 ermittelt und beträgt

$$D_{12} = \sqrt{\nu_s^2 D_{11} D_{22}} = \sqrt{0,3^2 \cdot 59\,366 \cdot 47\,493} = 15\,930 \text{ kNm} \quad (2.6)$$

- **D13** und **D23** sind gemäß RFEM-Handbuch für die Steifigkeitsmatrix im Hauptkoordinatensystem der orthotropen Platte, also im X-Y-Z-Koordinatensystem, gleich Null.

$$D_{13} = D_{23} = 0 \text{ kNm} \quad (2.7)$$

Steifigkeitselemente für Schub:

- **D44** beschreibt die Schubsteifigkeit der Platte in XZ-Ebene, also jene für die Längstragwirkung der Brücke. Es wird angenommen, dass lediglich die Stahlbleche für diese Steifigkeit verantwortlich sind. Diese werden demnach in voller Dicke angesetzt, der Beton wird vollständig vernachlässigt. Mit dem Schubmodul von Stahl $G_s = 80\,769 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich ein Wert von

$$D_{44} = \frac{5}{6} \cdot G_s \cdot (2 \cdot d_s) = \frac{5}{6} \cdot 80\,769 \cdot (2 \cdot 15) = 2\,019\,231 \text{ kN/m} \quad (2.8)$$

- **D55** beschreibt die Schubsteifigkeit der Platte in YZ-Ebene, also jene für die Quertragwirkung der Brücke. Es gelten die selben Annahmen wie bei D44. Die Steifigkeit beträgt daher

$$D_{44} = \frac{5}{6} \cdot G_s \cdot (2 \cdot d_s) = \frac{5}{6} \cdot 80\,769 \cdot (2 \cdot 15) = 2\,019\,231 \text{ kN/m} \quad (2.9)$$

Steifigkeitselemente für Membranwirkung:

- **D66** beschreibt die Dehnsteifigkeit der Platte in X-Richtung, also in Längsrichtung der Brücke. Da die Brücke einen Trogquerschnitt aufweist, steht die gesamte Fahrbahnplatte in dieser Richtung unter Zug. Der unbewehrte Beton ist somit gerissen und kann vollständig

vernachlässigt werden. Dieser Steifigkeitswert ergibt sich also aus der Dehnsteifigkeit der beiden Stahlbleche und beträgt

$$D_{66} = \frac{E_s \cdot (2d_s)}{1 - \nu_s^2} = \frac{210\,000 \cdot (2 \cdot 15)}{1 - 0,3_s^2} = 6\,923\,077 \text{ kN/m} \quad (2.10)$$

- **D77** beschreibt die Dehnsteifigkeit der Platte in Y-Richtung, also in Querrichtung der Brücke. Die Platte wird hier auf Biegung beansprucht, weshalb der Betonquerschnitt nicht zur Gänze gerissen ist. Vereinfacht wird aber dennoch angenommen, dass lediglich die beiden Stahlbleche zur Dehnsteifigkeit in diese Richtung beitragen. Analog zu D66 ergeben sich somit

$$D_{66} = \frac{E_s \cdot (2d_s)}{1 - \nu_s^2} = \frac{210\,000 \cdot (2 \cdot 15)}{1 - 0,3_s^2} = 6\,923\,077 \text{ kN/m} \quad (2.11)$$

- **D67** beschreibt die Interaktion der Steifigkeitselemente D66 und D77. Dieser Wert wird gemäß Tab. 2.1 ermittelt und beträgt

$$D_{67} = \sqrt{\nu_s^2 D_{66} D_{77}} = \sqrt{0,3^2 \cdot 6\,923\,077 \cdot 6\,923\,077} = 2\,076\,923 \text{ k/Nm} \quad (2.12)$$

- **D68** und **D78** sind gemäß RFEM-Handbuch für die Steifigkeitsmatrix im Hauptkoordinatensystem der orthotropen Platte, also im X-Y-Z-Koordinatensystem, gleich Null.

$$D_{68} = D_{78} = 0 \text{ kNm} \quad (2.13)$$

- **D88** beschreibt die Schubsteifigkeit der Platte in XY-Ebene, also jene in der Plattenebene. Auch hier werden lediglich die Stahlbleche angesetzt. Es ergibt sich

$$D_{88} = G_s \cdot (2 \cdot d_s) = 80769 \cdot (2 \cdot 15) = 2\,423\,070 \text{ kN/m} \quad (2.14)$$

Steifigkeitselemente für Exzentrizitäten:

- Nachdem der Querschnitt keinerlei Exzentrizitäten aufweist, können sämtliche Steifigkeiten in diesem Block mit 0 kNm angenommen werden.

$$D_{16} = D_{17} = D_{18} = D_{27} = D_{28} = D_{38} = 0 \text{ kNm} \quad (2.15)$$

Steifigkeitsmatrix: Die gesamte Steifigkeitsmatrix ergibt sich somit zu

59 366	15 930	0	0	0	0	0	0
	47 493	0	0	0		0	0
		182	0	0	<i>sym.</i>		0
			2 019 231	0	0	0	0
				2 019 231	0	0	0
<i>sym.</i>					6 923 077	2 076 923	0
						6 923 077	0
							2 423 070

2.1.3.2 Anschluss der orthotropen Platte an den Steg

Nachdem die SCSC-Platte in der Realität keinen homogenen Querschnitt aufweist und sie nur über die beiden Stahlbleche mit dem Steg verbunden ist, wäre es weder realitätsnah, noch zielführend, diese Fläche über einen einfachen Knoten an den Steg anzuschließen. Der Anschluss findet im Modell daher über die beiden Stahlbleche der SCSC-Platte statt, welche mit der homogenen, als orthotrop modellierten SCSC-Platte verbunden werden müssen (siehe Abb. 2.4). Diese verbindenden Flächenelemente bilden den Übergang von der Modellierung als orthotrope Platte zur Modellierung als zwei einzelne Stahlbleche ab und werden daher als Starrflächen modelliert, welche biegesteif an den Stahlblechen und der orthotropen Platte angeschlossen sind. Die Stahlbleche werden über eine Schweißnaht an den Steg angeschlossen. Da das Innere der Platte für Schweißarbeiten unzugänglich ist, werden die Bleche jeweils nur an der Außenseite angeschweißt — Es handelt sich um eine einseitige Kehlnaht. In RFEM werden diese Knoten daher gelenkig ausgeführt. Dieses Anschlussdetail ist in Abb. 2.4 ersichtlich. Auf der linken Seite ist die Realität dargestellt, auf der rechten Seite das RFEM-Modell.

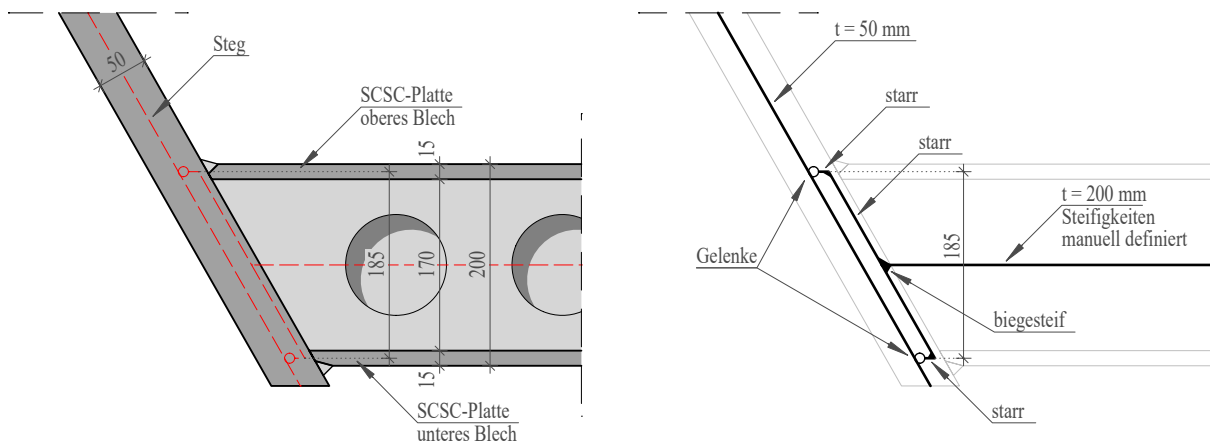


Abb. 2.4: Anschlussdetail der SCSC-Platte an den Steg; alle Maße in mm;
links: Realität; rechts: Modellierung in RFEM

2.1.4 Wahl der Modellierungsvariante

Für die weitere Berechnung muss nun eines der beiden Modelle gewählt werden. Entweder das von Kneidinger vorgeschlagene Modell mit zwei Stahlblechen und einem verbindenden Volumenkörper, welcher den Kontakt dieser Bleche simuliert, oder das eben beschriebene Modell als orthotrope Platte mit individuell definierten Steifigkeiten. Dazu werden nun die Vor- und Nachteile der beiden Varianten gegenübergestellt:

Modellierung als Stahlbleche mit Kontaktvolumen

- Vorteile:
 - Es handelt sich um ein sehr intuitives Modell, welches sowohl die Geometrie als auch den Tragmechanismus der Platte realitätsnah abbildet.
 - Daher sind auch die Anschlussdetails sehr einfach von der Realität auf das Modell zu übertragen.
- Nachteile:

- Kontakt-Volumenelemente sind in RFEM schwierig handzuhaben. Sie benötigen präzise Randbedingungen und sind daher anfällig für Fehlermeldungen.
- Die Dauer der Berechnung erhöht sich aufgrund der Verwendung von Volumenelementen gegenüber den einfacheren Flächenelementen um ein Vielfaches.
- Diese Variante bietet keine Möglichkeit, den Tragmechanismus der Platte auf reale Messwerte anzupassen, da die Steifigkeit des Kontaktvolumens nur einen äußerst geringen Einfluss auf die Verformungen und Schnittgrößen der Platte hat.

Modellierung als orthotrope Platte

- Vorteile:
 - Das Modell ist sehr einfach handzuhaben, da es sich bei der Platte um ein einfaches Flächenelement handelt, ohne weitere Verbindungselemente oder ähnlichem.
 - Dadurch sind der Aufwand zur Erstellung des Modells sowie zur Einarbeitung etwaiger Änderungen minimal gering.
 - Diese Variante führt aufgrund des Verzichts auf Volumenelemente oder sonstige Verbindungselemente zu einer sehr geringen Berechnungsdauer.
 - Die Steifigkeitselemente können für jeden Tragmechanismus einzeln definiert werden, wodurch eine Anpassung an das real gemessene Tragverhalten einfach durchzuführen ist.
- Nachteile:
 - Der Tragmechanismus der Platte ist nicht klar ersichtlich, sondern „versteckt“ sich in der Definition der Steifigkeitselemente.
 - Nachdem die verschiedenen Elemente der Platte in einem einzelnen orthotropen Flächenelement zusammengefasst sind, müssen spezielle Lösungen für die Knotendetails gefunden werden, in denen die Platte auf die Stahlbleche aufgeteilt werden muss.

Aufgrund der eben genannten Vor- und Nachteile wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit das Modell von Kneidinger mit den über ein Kontaktvolumen verbundene Stahlblechen verwendet.

2.2 Auflagerplatten

Damit eine ausreichende Bewegungsmöglichkeit an den Auflagern gewährleistet ist, liegen die Endquerträger auf Elastomerlagern auf. Zwischen dem Untergurt des Endquerträgers und dem Elastomerlager werden Lagerplatten mit 880/440 mm und einer Dicke von 40 mm ausgeführt. Neben diesen Lagerplatten liegt jeweils eine weitere, über welche die Brücke zu Wartungszwecken mit Pressen angehoben werden kann. Da während Wartungsarbeiten nicht die volle Last auf der Brücke herrscht, können diese Platten mit 400/440 mm etwas kleiner ausgeführt werden. Diese Lagerplatten werden im Modell jeweils über Kontakt-Volumenkörper mit dem Untergurt des Endquerträgers verbunden. Die Elastomerlager unter den Auflagerblechen wird über eine Bettung der Flächenelemente modelliert. In Abb. 2.6 ist die Modellierung des Auflagerdetails dargestellt. Der horizontale und vertikale Bettungsmodul betragen dabei:

$$C_H = 7,75 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^3 \quad (2.16)$$

$$C_V = 2,60 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^3 \quad (2.17)$$

Um Zwangsspannungen weitestgehend zu vermeiden, wird die Brücke statisch bestimmt gelagert. Ein Auflager wird daher unverschieblich modelliert, die anderen entweder voll verschieblich oder längsverschieblich. In die verschieblichen Richtungen wird die Steifigkeit C_H angesetzt, in die unverschieblichen Richtungen wird das jeweilige Auflager vollständig gehalten. Abb. 2.7 gibt eine Übersicht über die Lagerung der Brücke.

2.3 Verbindung der OG-Bleche

Die Obergurte der Brücke werden nicht als einzelnes, sondern mit zwei Stahlblechen ausgeführt, welche eine Dicke von jeweils 80 mm aufweisen. Das obere Stahlblech wird dabei über zwei seitliche Schweißnähte durchgehend mit dem unteren verbunden. Auch diese Verbindung wird im Modell mit Volumenelementen verwirklicht. Hier jedoch nicht vollflächig zwischen den Blechen, sondern nur im Bereich der Schweißnaht, da nur an dieser Stelle eine kraftschlüssige Verbindung vorherrscht. In Abb. 2.5 ist diese Modellbildung ersichtlich.

2.4 sonstige Verbindungen

Alle weiteren Verbindungen und Anschlüsse — wie beispielsweise der Anschluss des Obergurtes an dem Steg, oder der Steifen des Endquerträgers — werden mit umlaufenden Kehlnähten ausgeführt. In RFEM werden sie daher als biegesteif modelliert.

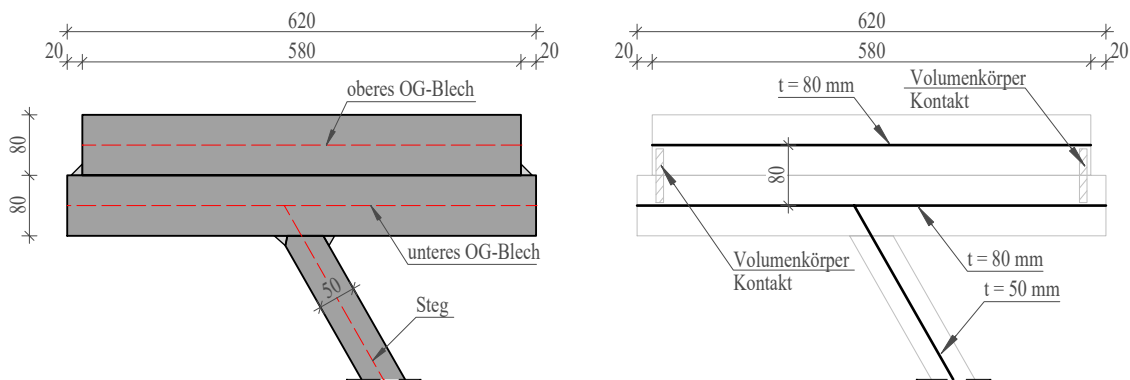


Abb. 2.5: Modellierung des Obergurt; alle Maße in mm
links: Realität; rechts: Modellierung

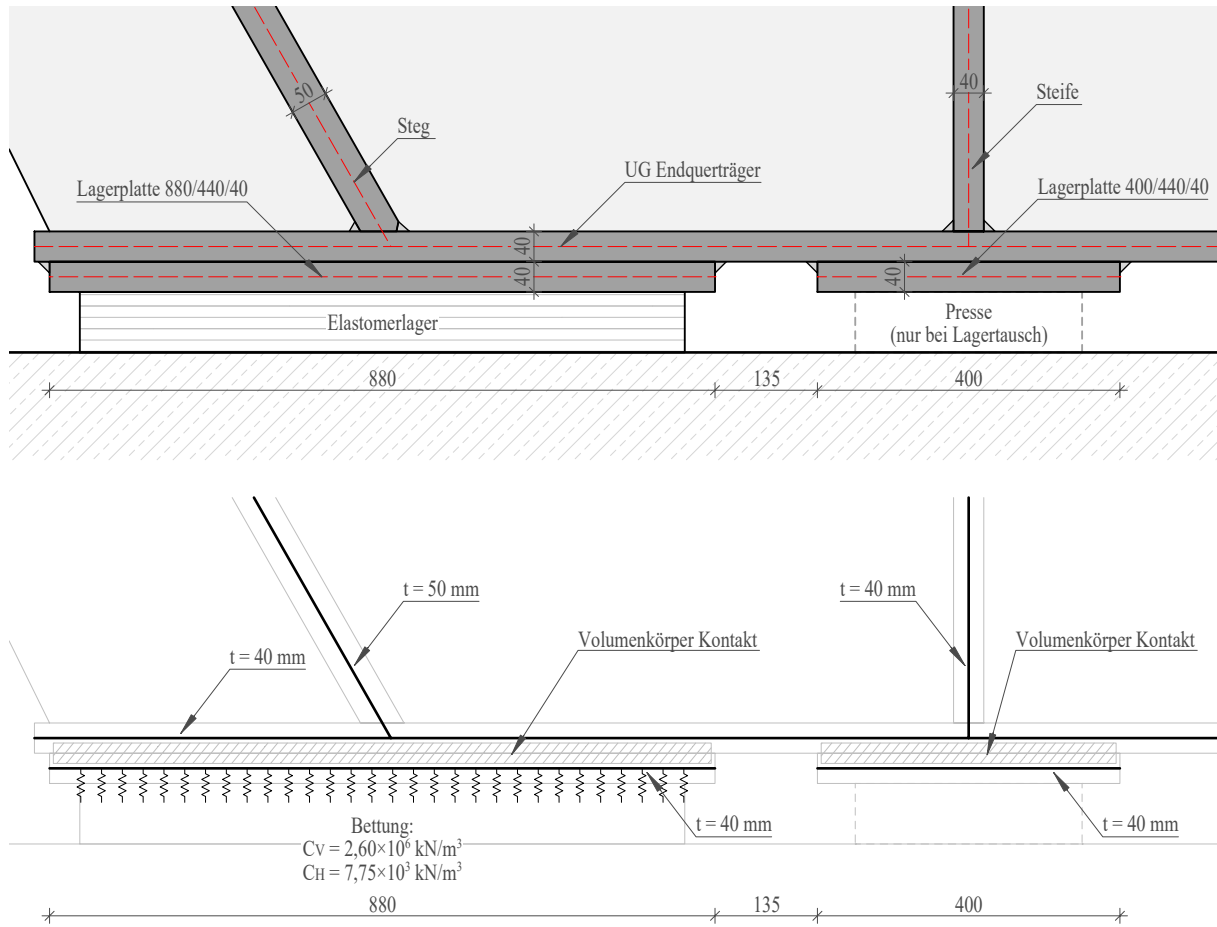


Abb. 2.6: Modellierung des Auflagers; alle Maße in mm
oben: Realität; unten: Modellierung

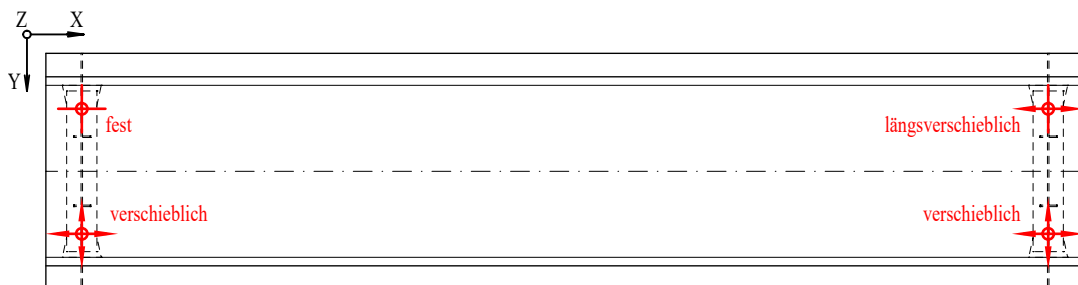


Abb. 2.7: Lagerung der Brücke

Kapitel 3

Lasten

3.1 ständige Einwirkungen

3.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der Bauteile wird von RFEM automatisch berücksichtigt. Der Stahl hat eine Wichte von $\gamma_S = 78,5 \text{ kN/m}^3$. Die SCSC-Platte besteht aus zwei jeweils 15 mm dicken Stahlblechen, mit einer dazwischenliegenden, 170 mm dicken Betonschicht. Wie in Abschnitt 2.1 beschrieben erfolgt die Eingabe in RFEM als zwei Stahlbleche mit einem Kontakt-Volumenkörper dazwischen. RFEM berücksichtigt jedoch das Eigengewicht von Kontakt-Volumenkörpern nicht automatisch, weshalb dieses als Flächenlast auf die Fahrbahnplatte aufgebracht werden muss. Dazu wird im ersten Schritt die gemittelte Wichte der Zwischenschicht γ_{ZS} ermittelt, welche sich aus der Wichte des Betons und der Dübelleisten zusammensetzt. Zuerst werden dafür das Volumen des Stahls sowie das Bruttovolumen der Zwischenschicht über eine Fläche von 1 m^2 berechnet. In Abb. 3.1 sind die Schnitte durch die SCSC-Platte dargestellt, mit den für die Berechnung erforderlichen Abmessungen.

$$\begin{aligned}
 V_{\text{Stahl}} &= \frac{L}{e} \cdot t \cdot \left(H \cdot B - \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{a}{B} \right) & (3.1) \\
 &= \frac{1000}{500} \cdot 20 \cdot \left(170 \cdot 1000 - \frac{100^2 \cdot \pi}{4} \cdot \frac{165}{1000} \right) \\
 &= 4,90 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{gesamt}} &= L \cdot B \cdot H & (3.2) \\
 &= 1000 \cdot 1000 \cdot 170 \\
 &= 170 \cdot 10^6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Anschließend wird in Gl. (3.3) eingesetzt um die gemittelte Wichte zu erhalten.

$$\begin{aligned}
 \gamma_{ZS} &= \left(1 + \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_c} - 1 \right) \frac{V_{\text{Stahl}}}{V_{\text{gesamt}}} \right) \cdot \gamma_c & (3.3) \\
 &= \left(1 + \left(\frac{78,5}{25,0} - 1 \right) \frac{4,90 \cdot 10^6}{170 \cdot 10^6} \right) \cdot 25,0 \\
 &= 26,50 \text{ kN/m}^3
 \end{aligned}$$

Die aufzubringende Flächenlast wird schlussendlich als Produkt der Wichte mit der Höhe ermittelt.

$$g_{ZS} = \gamma_{ZS} \cdot H = 26,50 \cdot 0,170 = 4,50 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

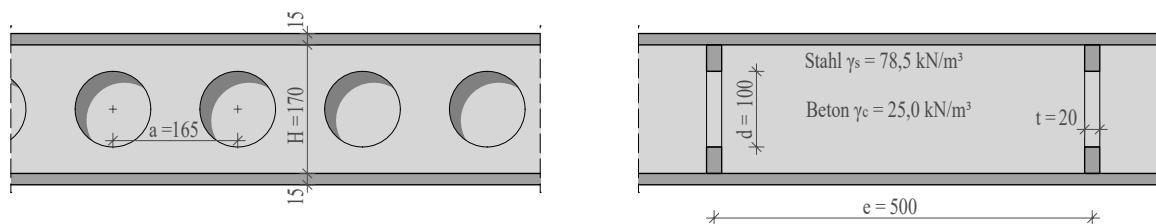


Abb. 3.1: Geometrie der Dübelleisten zur Ermittlung der gemittelten Wichte der Zwischenschicht

3.1.2 Aufbau

Schotterbett Nach ÖNORM B 1991-1-1 [15] Kap. 7.2 ist für das Schotterbett grundsätzlich eine Höhe von 550 mm anzunehmen, welche gemäß ÖNORM EN 1991-1.1 [21] Kap. 5.2.3 (2) um $\pm 30\%$ nach oben und unten variiert werden muss, um den jeweils ungünstigsten Belastungszustand zu erhalten. Für das gegenständliche Projekt wurde jedoch explizit eine Schotterbetthöhe von 500 mm festgelegt. Die weitere Berechnung wird daher, ohne ihn zu variieren, mit genau diesem Wert durchgeführt.

Die Belastung wird über die gesamte Fahrbahnplatte konstant aufgebracht. An den Stegen fällt sie linear ab, soweit diese vom Schotterbett überdeckt sind. Gemäß ÖNORM B 1991-1-1 Kap. 7.1 und ÖNORM EN 1991-1-1 Tab. A.6 ist für eine Schüttung aus Schotter/Kies eine Wichte von $20,0 \text{ kN/m}^3$ anzunehmen. Es ergibt sich damit folgende Flächenlast:

$$g_{\text{Schotter}} = 0,500 \cdot 20,0 = 10,00 \text{ kN/m}^2 \quad (3.5)$$

Erddruck Zuzufolge des Schotterbetts ergibt sich ein Erddruck auf die Stege der Brücke. Nachdem die Stege fest mit der Fahrbahnplatte verbunden sind, ist ihre Verschiebung relativ zum Schotterbett vernachlässigbar gering. Es wird deshalb der Erdruhedruck angesetzt. Die Ermittlung des Erdruhedruckbeiwerts erfolgt nach ÖNORM EN 1997-1 [27] Kap. 9.5.2 (3) mit einem Winkel der inneren Reibung für den Gleisschotter von $\varphi = 30^\circ$.

$$K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0,500 \quad (3.6)$$

$$e_{\text{max}} = 0,500 \cdot 0,500 \cdot 20,0 = 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad (3.7)$$

Abdichtung Die Abdichtung wird mit einer Dicke von 10 mm und einer Wichte von $25,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt. Anders als beim Schotterbett ist diese Dicke gemäß ÖNORM B 1991-1-1 Kap. 7.3 nicht zu variieren, sondern kann mit ihrer Nenngröße angesetzt werden. Es ergibt sich eine Last von $g = 0,25 \text{ kN/m}^2$ über die gesamte Fläche der Fahrbahnplatte.

$$g_{\text{Abdichtung}} = 0,010 \cdot 25,0 = 0,25 \text{ kN/m}^2 \quad (3.8)$$

Stb.-Schwelle Die Abmessungen der Betonschwellen betragen $l/b/h = 2600/260/210 \text{ mm}$, mit einem Achsabstand von $a = 600 \text{ mm}$ und einer Wichte von $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$. Die Schwellen werden im Schotterbett verlegt, deswegen wird nur die Differenz der Wichten als zusätzliche Belastung angesetzt, also $\Delta\gamma = 25,0 - 20,0 = 5,0 \text{ kN/m}^3$. Die Last breitet sich im

Schotterbett bis zur Fahrbahnplatte auf eine Breite von 2,768 m aus (siehe Abschnitt 3.2.1). Die Belastung wird auf diese Breite vereinfacht als eine über die gesamte Brückenlänge konstante Flächenlast angesetzt. Sie berechnet sich also zu:

$$g_{Schwelle} = (2,600 \cdot 0,260 \cdot 0,210) \cdot (25,0 - 20,0) \cdot \frac{1,000}{0,600} \cdot \frac{1}{2,768} = 0,427 \text{ kN/m}^2 \quad (3.9)$$

Schienen Bei den Schienen handelt es sich um 2 x UIC 60. Diese haben gemäß ÖNORM EN 1991-1-1 Tabelle A.6 — inklusive der Schienenbefestigung — ein Gewicht von 1,70 kN je Meter Brückenlänge. Wie auch bei den Schwellen wird diese Linienlast durch die in Abschnitt 3.2.1 ermittelte Breite dividiert, und über die gesamte Brückenlänge als konstante Flächenlast aufgebracht.

$$g_{Schienen} = \frac{1}{2,768} \cdot 1,70 = 0,614 \text{ kN/m}^2 \quad (3.10)$$

Abb. 3.2 zeigt eine Übersicht über die eben beschriebenen ständigen Lasten. Das Eigengewicht der Bauteile ist in grün dargestellt, die Lasten zufolge des Aufbaus in blau.

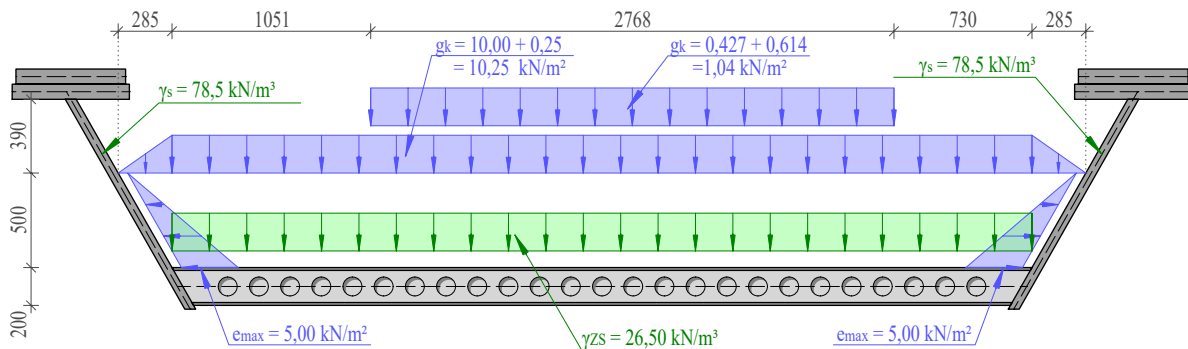


Abb. 3.2: Übersicht über die auf die Brücke aufbrachten ständigen Lasten

3.2 veränderliche Einwirkungen

3.2.1 Lastverteilung

3.2.1.1 Exzentrizität

Gemäß ÖNORM EN 1991-2 [25] Kap. 6.3.5 sowie ÖNORM B 1991-2 [18] Kap. 10.2.4 sind für die Belastung zufolge Eisenbahnverkehr folgende Exzentrizitäten zu berücksichtigen (Für die Ermüdungsberechnung sind keine Exzentrizitäten der Vertikallasten anzusetzen):

ungleichmäßige Radlastverteilung Die auf eine Achse einwirkende Belastung muss nicht notwendigerweise gleichmäßig auf beide Räder verteilt sein. In ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.5 (1) wird diese ungleichmäßige Verteilung durch ein Verhältnis der Radlasten aller Achsen von 1,25:1 berücksichtigt (siehe Abb. 3.3). Diese Exzentrizität ist nur für die Lastmodelle LM 71 und LM SW/0 anzusetzen (Für eine Beschreibung der Lastmodelle siehe Abschnitt 3.2.3).

Mit einem Radabstand in Querrichtung von $r = 1500$ mm ergibt sich für die Exzentrizität der Gesamtlast von der Gleisachse

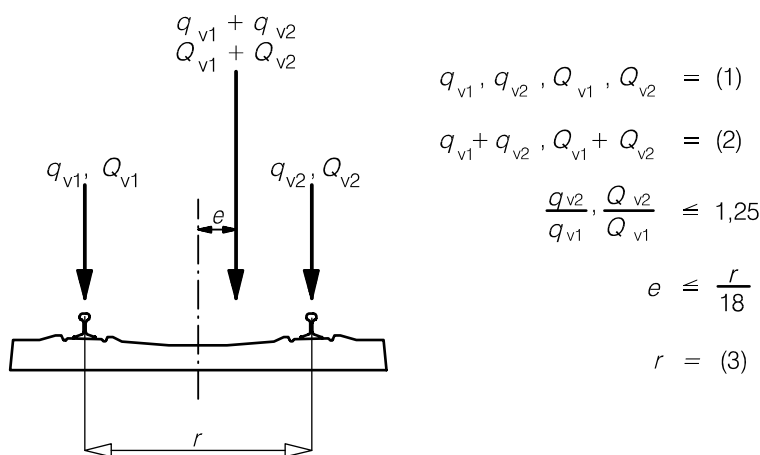
$$e_1 = \frac{r}{18} = \frac{1500}{18} = 83,3 \text{ mm} \quad (3.11)$$

Lagetoleranz des Gleises Da eine perfekt lagerichtige Verlegung des Gleises nicht vorausgesetzt werden kann, ist gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.8.1 (1) eine gewisse Lagetoleranz zu berücksichtigen. In ÖNORM B 1991-2 Kap. 10.7.1 ist diese bei Tragwerken mit offener Fahrbahn, sofern vom Bauherrn kein anderer Wert festgelegt wird, mit 0,1 m auf beide Seiten anzusetzen. Es gilt also

$$e_2 = 100 \text{ mm} \quad (3.12)$$

Bogenstich Nachdem sich die Streckenführung im Bereich der Brücke in einem Bogen befindet, muss die daraus resultierende Exzentrizität berücksichtigt werden. Aus der vorhandenen Geometrie ergibt sich als Bogenstich ein Wert von 131 mm über den Verlauf der Brücke. Gemäß Regelwerk 08.01. der ÖBB Infrastruktur [8] Kap. 5.1.5 wird das Gleis dabei so angeordnet, dass die Exzentrizität an den Brückenenden zwei Drittel dieses Werts beträgt, in Feldmitte ein Drittel. Somit ergeben sich 87 mm an den Brückenenden und 44 mm in Feldmitte, wie in Abb. 1.3 dargestellt. Da eine Exzentrizität der Belastung in Feldmitte zu einer ungünstigeren Laststellung führt, als in Auflagernähe, wird für die weitere Berechnung vereinfacht ebendieser Wert über die gesamte Brückenlänge als konstant angesetzt.

$$e_3 = 44 \text{ mm} \quad (3.13)$$



Legende

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

Abb. 3.3: Exzentrizität der Vertikallasten zufolge ungleichmäßiger Radlastverteilung nach ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.5

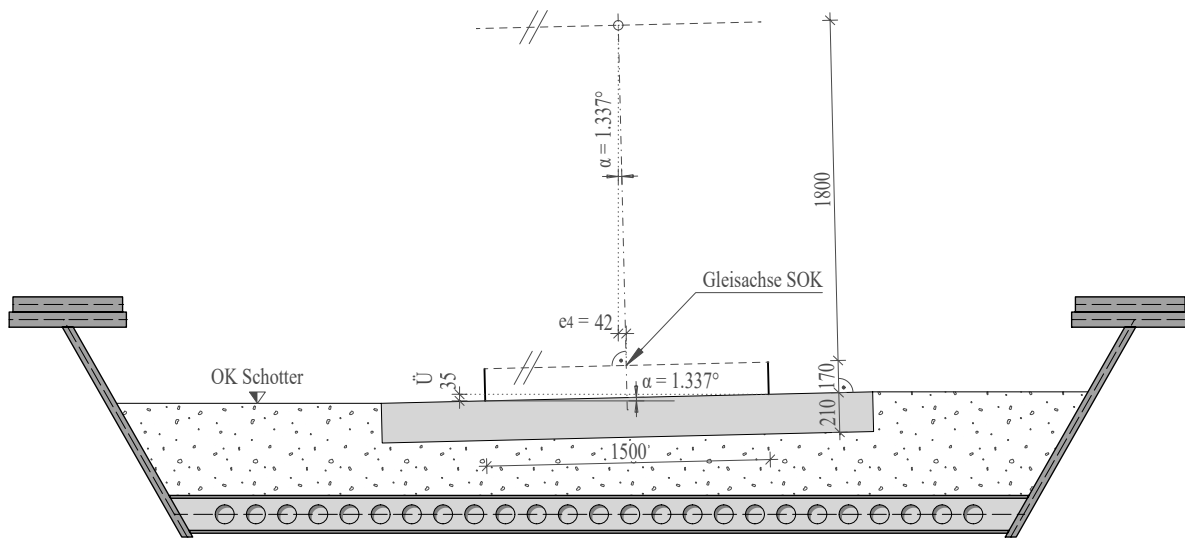


Abb. 3.4: Exzentrizität e_4 der Vertikallasten zufolge Überhöhung

Überhöhung Durch die Überhöhung des Gleises steht das Schienenfahrzeug nicht vertikal auf den Schienen, sondern um einen Winkel α geneigt. Dieser Winkel errechnet sich mit der vorhandenen Überhöhung von $\ddot{U} = 35$ mm und einem Abstand der Schienen von $r = 1500$ mm zu

$$\alpha = \arctan\left(\frac{35}{1500}\right) = 1,337^\circ \quad (3.14)$$

Mit diesem Winkel kann nun die Exzentrizität zufolge Überhöhung errechnet werden. Diese bezieht sich auf den Schwerpunkt des Schienenfahrzeugs, der gem. ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.2 in einer Höhe von $h = 1,80$ m über der Schienenoberkante angesetzt wird. Diese Überhöhung ist in Abb. 3.4 dargestellt.

$$e_4 = h \cdot \sin \alpha = 1800 \cdot \sin(1,337^\circ) = 42 \text{ mm} \quad (3.15)$$

3.2.1.2 Verteilung durch Schotterbett

Die auf die Schwellen einwirkende Belastung breitet sich durch das Schotterbett bis hin zur Oberfläche der Fahrbahnplatte aus. Gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.6.3 folgt der Kraftfluss dabei einem Steigungswinkel von 4:1. Die weitere Verteilung der Lasten von der Oberfläche der Fahrbahnplatte bis hin zur Mittelfläche des Deckblechs wird mit einer Steigung von 1:1 angenommen. Abb. 3.5 veranschaulicht diese Querverteilung der Lasten lt. Norm, sowie die aus Exzentrizität und Überhöhung resultierende lineare Spannungsverteilung auf die Fahrbahnplatte. Im Bereich der *Linienlasten* der Lastmodelle wird die Lastverteilung in *Querrichtung* als ausreichend angenommen. Im Bereich der *Achslasten* des LM 71 werden die Schwellen im Zuge der Berechnung einzeln belastet (siehe Abb. 3.8). Daher wird dort die Verteilung der Lasten auch in *Längsrichtung* der Brücke berücksichtigt. In Querrichtung breiten sich die Lasten auf eine Breite von 2768 mm aus, in Längsrichtung auf eine Breite von 414 mm an der niedrigeren Seite der Schwelle bzw. 444 mm an der höheren Seite. Als belastete Fläche ergibt sich dadurch ein Trapez, wie in Abb. 3.6 ersichtlich.

In dieser Abbildung sind auch die in Abschnitt 3.2.1.1 ermittelten Exzentrizitäten eingetragen.

Zur Ermittlung der auf die Trapezfläche wirkenden Momente in der weiteren Berechnung ist es zweckmäßig, Gesamtwerte für die horizontale sowie die vertikale Exzentrizität zu ermitteln. Diese Gesamtexzentrizitäten werden mit e_v und e_h bezeichnet und beziehen sich auf den Abstand des Schwerpunktes des Schienenfahrzeugs zum Schwerpunkt der belasteten Trapezfläche. Wie in Abb. 3.6 gezeigt ergeben sich für das LM 71 folgende Werte:

$$\begin{aligned} e_v^{LM71} &= \frac{t_{DB}}{2} + h_{Schotter} + \frac{\ddot{U}}{2} + (h_{Schiene} + h_{Zug}) \cos \alpha + e_1 \sin \alpha & (3.16) \\ &= \frac{15}{2} + 500 + \frac{35}{2} + (170 + 1800) \cos 1,337^\circ + 83 \sin 1,337^\circ \\ &= 2496 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_h^{LM71} &= b_{a-Gleisachse} - y_a - e_4 + e_1 \cos \alpha & (3.17) \\ &= 1368 - 1400 - 42 + 83 \cos 1,337^\circ \\ &= 9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Beim LM SW/2 sowie LM „unbelasteter Zug“ ist die Exzentrizität e_1 nicht anzusetzen. Daraus ergeben sich folgende Werte:

$$\begin{aligned} e_v^{SW/2} &= \frac{t_{DB}}{2} + h_{Schotter} + \frac{\ddot{U}}{2} + (h_{Schiene} + h_{Zug}) \cos \alpha & (3.18) \\ &= \frac{15}{2} + 500 + \frac{35}{2} + (170 + 1800) \cos 1,337^\circ \\ &= 2494 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_h^{SW/2} &= b_{a-Gleisachse} - y_a - e_4 & (3.19) \\ &= 1368 - 1400 - 42 \\ &= -74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Die genaue Anordnung der Flächenlasten auf der Fahrbahnplatte wird durch die Exzentrizität e_s des Trapezscherpunktes zur Brückenachse definiert:

$$\begin{aligned} e_s &= e_2 + e_3 - e_4 + e_1 \cdot \cos(\alpha) - e_h & (3.20) \\ &= 100 + 44 - 42 + 83 \cdot \cos(1,337^\circ) - 9 \\ &= 177 \text{ mm} \end{aligned}$$

Für die weitere Berechnung sind die Fläche A , sowie das Flächenträgheitsmoment I_x um die globale x-Achse (Längsrichtung der Brücke) des Trapez von Bedeutung. Diese errechnen sich folgendermaßen:

$$A = \frac{1}{2} \cdot (0,414 + 0,444) \cdot 2,768 = 1,19 \text{ m}^2 \quad (3.21)$$

$$I_x = \frac{2,768^3 \cdot \left((0,444 + 0,414)^2 + 2 \cdot 0,444 \cdot 0,414 \right)}{36 \cdot (0,444 + 0,414)} = 0,758 \text{ m}^4 \quad (3.22)$$

Verteilung der Achslasten Wie oben beschrieben werden die Achslasten auf die einzelnen Schwellen aufgeteilt, und verteilen sich durch das Schotterbett bis zur Fahrbahnplatte auf eine trapezförmige Fläche, wie in Abb.3.6 dargestellt. Die Spannungen auf diese Trapezflä-

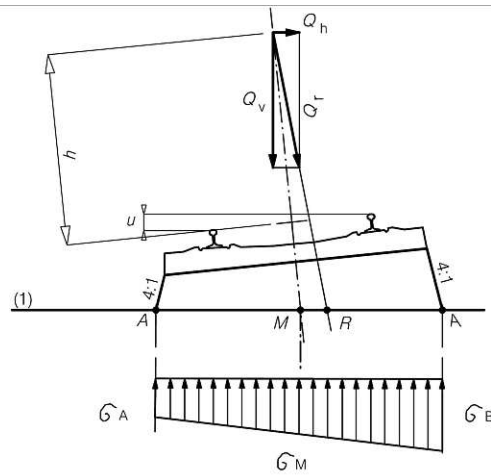


Abb. 3.5: Querverteilung der Lasten durch Schwellen und Schotter bei Gleisen mit Überhöhung nach ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.6.3

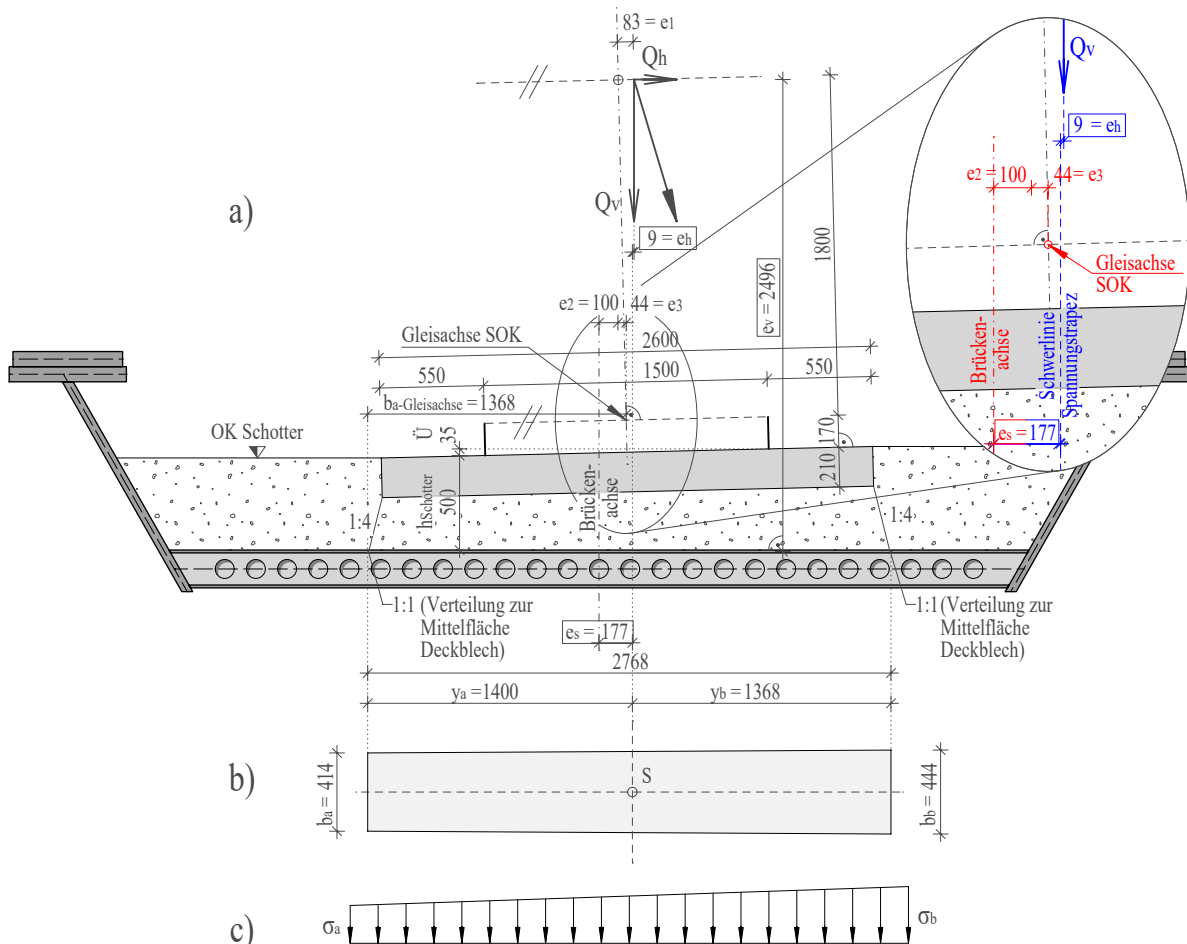


Abb. 3.6: Lastverteilung bei der gegenständlichen Brückenausführung; alle Maße in mm
 a) Querschnitt der Brücke mit Exzentrizitäten und Lastverteilung in Querrichtung
 b) Belastete Fläche im Grundriss
 c) lineare Spannungsverteilung in Querrichtung

che werden ermittelt, indem man die Vertikallast Q_v auf die jeweilige Schwelle mit der Exzentrizität e_h auf die Trapezfläche ansetzt. Es gilt also folgende Formel:

$$\sigma^v = \frac{Q_v}{A} + \frac{Q_v \cdot e_h}{I_x} \cdot y \quad (3.23)$$

y beschreibt hier den Abstand zum Schwerpunkt des Trapez mit Werten von $y_a = -1,400$ m sowie $y_b = 1,368$ m für die entsprechenden Randspannungen.

Verteilung der vertikalen Linienlasten Die Linienlasten der Lastmodelle werden vereinfacht *nicht* auf die einzelnen Schwellen aufgeteilt. Somit ergeben sich *keine* Trapezflächen. Die Verteilung der Last erfolgt nur in Querrichtung gemäß Abb. 3.5, in Längsrichtung wird die Spannung ohne Unterbrechung als konstant angesetzt. Unter Berücksichtigung der Exzentrizität e_h werden die Randspannungen folgendermaßen ermittelt:

$$\sigma^v = \frac{q_v}{b} \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e_h}{b} \right) \quad (3.24)$$

Hierbei beschreibt b die Breite der belasteten Fläche mit $b = 2,768$ m (siehe Abb. 3.6), q_v ist die Linienlast des jeweiligen Lastmodells.

Verteilung der Horizontallasten Die horizontale Belastung wird gleichmäßig auf die jeweils belastete Fläche aufgeteilt, was zu horizontalen Spannungen auf ihr führt. Zusätzlich entsteht mit dem Hebelsarm $e_v = 2496$ mm bzw. 2494 mm ein Moment, welches analog zu den Vertikallasten vertikale Spannungen auf der Fahrbahnplatte erzeugt. Die Spannungen errechnen sich folgendermaßen:

$$\text{von Achslasten :} \quad \sigma^h = \frac{Q_h}{A} \quad \sigma^v = \frac{Q_h \cdot e_v}{I_x} \cdot y \quad (3.25)$$

$$\text{von Linienlasten :} \quad \sigma^h = \frac{q_h}{b} \quad \sigma^v = \frac{q_h}{b} \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e_v}{b} \right) \quad (3.26)$$

3.2.2 Beiwerte zur Modifikation der Lasten

3.2.2.1 Lastklassenbeiwert α

Zur Berücksichtigung eines gegenüber dem Regelverkehr schwereren oder leichteren Verkehrs ist gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.2 (2) der Lastklassenbeiwert α zu berücksichtigen. Dieser ist in ÖNORM B 1991-2 Kap. 10.2.2 für alle Brücken in Normalspurbahnen mit $\alpha = 1,21$ festgelegt. Für Ermüdungsnachweise gilt $\alpha = 1,00$.

Dieser Beiwert ist auf folgende Belastungen anzuwenden:

- Vertikallasten des LM 71
- Fliehkräfte (Zentrifugalkräfte) des LM 71
- Seitenstoß
- Anfahr- und Bremskräfte des LM 71
- Entgleisungslasten für außergewöhnliche Bemessungssituation

3.2.2.2 Dynamischer Beiwert Φ

Das Brückentragwerk ist durch den Verkehr dynamischen Belastungen ausgesetzt. Diese können gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.4 auf zwei verschiedene Arten berücksichtigt werden. Einerseits durch eine gesonderte dynamische Berechnung, welche genauere Ergebnisse liefert, jedoch einen relativ hohen Berechnungsaufwand erfordert. Andererseits durch eine einfachere Berechnung mit statischen Lasten, wobei hier die Verkehrslasten mit dem dynamischen Beiwert Φ erhöht werden. Damit eine Anwendung des vereinfachten statischen Verfahrens gerechtfertigt ist, müssen gewisse Voraussetzungen erfüllt sein. Grundsätzlich ist dafür gemäß ÖNORM B 1991-2 Kap. 10.3.1 das Regelwerk RW 08.01.04 „Dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken“ [10] der ÖBB anzuwenden. In dieser Arbeit werden jedoch nur die Anforderungen nach ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.4.4 untersucht.

Nach dieser Norm ist keine detaillierte dynamische Berechnung erforderlich, solange die erste Eigenfrequenz im zulässigen Rahmen liegt. Die erste Eigenfrequenz kann aus der Durchbiegung der Brücke unter ständigen Lasten abgeschätzt werden. Nach einer eindimensionalen Berechnung der Brücke kann diese mit etwa $\delta_0 = 25$ mm angenähert werden. Damit ergibt sich als Abschätzung für die erste Eigenfrequenz

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17,75}{\sqrt{25}} = 3,55 \text{ Hz} \quad (3.27)$$

Die zulässigen Grenzwerte werden folgendermaßen ermittelt

$$n_{0,min} = 23,58L^{-0,592} = 23,58 \cdot 25,56^{-0,592} = 3,46 \text{ Hz} \quad (3.28)$$

$$n_{0,max} = 94,76L^{-0,748} = 94,76 \cdot 25,56^{-0,748} = 8,39 \text{ Hz} \quad (3.29)$$

Die erste Eigenfrequenz liegt im zulässigen Rahmen, es darf also die vereinfachte statische Berechnung angewendet werden. Die dynamischen Beiwerte beziehen sich jeweils auf einen bestimmten Bauteil, sie sind also für Hauptträger, Fahrbahnplatte, sowie den Endquerträger verschieden. Des Weiteren sind zwei dynamische Beiwerte angegeben, Φ_2 und Φ_3 . Gemäß ÖNORM B 1991-2 Kap. 10.3.2 ist generell Φ_2 anzuwenden, ausgenommen bei Endquerträgern, sowie (für die gegenständliche Brücke nicht von Bedeutung) bei offenen Fahrbahnen von Stahltragwerken. Beim Ermüdungsnachweis ist nach ÖNORM EN 1993-2 [26] Kap. 9.2.3 für alle Bauteile (also auch für den Endquerträger) Φ_2 anzuwenden.

Gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.4.5.2 berechnen sich die Beiwerte folgendermaßen:

$$\begin{array}{l} \text{für sorgfältig instand} \\ \text{gehaltene Gleise:} \\ \Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \end{array} \quad (3.30)$$

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

$$\begin{array}{l} \text{für Gleise mit normaler} \\ \text{Instandhaltung:} \\ \Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \end{array} \quad (3.31)$$

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

L_Φ beschreibt dabei die „maßgebende“ Länge des betrachteten Bauteils. Diese Länge ermöglicht es, die für Einfeldträger ermittelten dynamischen Beiwerte auf tragende Bauteile mit anderen Auflagerbedingungen zu übertragen. L_Φ ist nach Tabelle 6.2 von ÖNORM EN 1991-2 zu ermitteln. Folgende maßgebende Längen werden für die gegenständliche Brücke angesetzt:

- Die Hauptträger fallen unter den Fall 5.1 für Einfeldträger. Als maßgebende Länge gilt dort die Stützweite in Hauptträgerrichtung mit $L_\Phi = 25,56$ m.

- Für die Fahrbahnplatte wird Fall 4.3 gewählt für Fahrbahnplatten bei Trogbriicken. Die Tragwirkung ist rechtwinklig zu den Hauptträger, die maßgebende Länge errechnet sich daher aus der 2-fachen Plattenstützweite + 3 m, also $L_{\Phi} = 11,8$ m.
- Für die Endquerträger gilt Fall 2.3. Damit ergibt sich $L_{\Phi} = 3,4$ m

In Tab. 3.1 sind die dynamischen Beiwerte für die einzelnen Bauteile angeführt (Beim Endquerträger gilt für den Ermüdungsnachweis Φ_2 , ansonsten Φ_3). Der dynamische Beiwert ist nur für die Vertikallasten zufolge des Eisenbahnverkehrs (Lastmodelle 71 und SW/2) anzuwenden. Tab. 3.2 gibt einen Überblick, welche Belastung mit welchem Beiwert zu multiplizieren ist.

Tab. 3.1: Dynamischer Beiwert Φ für die einzelnen Bauteile

Bauteil	Tragwirkung	Fall	L_{Φ}	Φ_2	Φ_3
Hauptträger	Einfeldträger	5.1	25,56	1,117	-
Fahrbahnplatte	Trogplatte	4.3	11,8	1,265	-
Endquerträger	-	2.3	3,4	1,670	2,00

Tab. 3.2: Übersicht über den Anwendungsbereich der Modifikationsbeiwerte

	Belastung	α	Φ
veränderliche Einwirkungen	Vertikallasten LM 71	•	•
	Vertikallasten LM SW/2	-	•
	Vertikallasten LM „unbelasteter Zug“	-	-
	Fliehkräfte LM 71	•	-
	Fliehkräfte LM SW/2	-	-
	Fliehkräfte LM „unbelasteter Zug“	-	-
	Anfahr- & Bremskräfte LM 71	•	-
	Anfahr- & Bremskräfte LM SW/2	-	-
	Anfahr- & Bremskräfte LM „unbelasteter Zug“	-	-
	Seitenstoß	•	-
	Wind	-	-
Temperatur	-	-	
außergewöhnliche Einwirkungen	Entgleisung	•	-
	Anprallstoß	-	-
	Erdbeben	-	-

3.2.2.3 Schadensäquivalenzfaktor λ

Für den Ermüdungsnachweis ist nach ÖNORM EN 1993-2 Kap. 9.5.3 für sämtliche Spannungsdifferenzen der Schadensäquivalenzfaktor λ anzuwenden. Dieser setzt sich aus mehreren Faktoren gemäß folgender Formel zusammen:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad (3.32)$$

Dabei sind für die einzelnen Faktoren in den Tabellen 9.3–9.7 aus oben genannter Norm folgende Werte angegeben:

Tab. 3.3: Schadensäquivalenzfaktor λ für die einzelnen Bauteile

Bauteil	Tragwirkung	L	$\lambda = \lambda_1$
Hauptträger	Einfeldträger	25,56	0,66
Fahrbahnplatte	Trogplatte	4,4	1,03
Endquerträger	-	3,4	1,21

- λ_1 ist abhängig von dem betroffenen Bauteil, sowie von der maßgebenden Länge. Die maßgebende Länge kann für Einfeldträger mit deren Spannweite angenommen werden. Für die Hauptträger gelten daher 25,56 m, für die Endquerträger 3,4 m. Die Fahrbahnplatte wird zwischen den Hauptträgern gespannt, die maßgebende Länge beträgt daher 4,4 m. Die resultierenden Werte für λ_1 sind in Tab. 3.3 angeführt.
- $\lambda_2 = 1,0$ für ein jährliches Verkehrsaufkommen von 25×10^6 t/Gleis
- $\lambda_3 = 1,0$ für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren
- $\lambda_4 = 1,0$ für eine eingleisige Brücke
- Nachdem für $\lambda_2 = \lambda_3 = \lambda_4 = 1,0$ gilt, ergibt sich $\lambda = \lambda_1$.

3.2.3 Vertikallasten Eisenbahnverkehr

Folgende Lastmodelle werden gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.1 (1) zur Berücksichtigung des Eisenbahnverkehrs auf der Brücke angesetzt:

- **Lastmodell 71** für Regelverkehr auf Hauptstrecken.
- **Lastmodell SW/2** für Schwerverkehr.
- **Lastmodell „unbelasteter Zug“** für die Auswirkungen des unbelasteten Zugs.

Folgende Lastmodelle müssen gemäß oben genannter Norm bei dem gegenständlichen Projekt **nicht** angesetzt werden:

- **Lastmodell SW/0** für Regelverkehr auf Hauptstrecken bei Durchlaufträgern.
Es handelt sich nicht um einen Durchlaufträger.
- **Lastmodell HLMS** für Reisezugverkehr mit Geschwindigkeiten über 200 km/h.
Es ist kein derartiger Verkehr auf dieser Brücke vorgesehen. Die Geschwindigkeit ist nach Angaben der ÖBB auf $V_{max} = 80$ km/h begrenzt.

3.2.3.1 Lastmodell 71

Die Belastung durch das Lastmodell 71 zur Berücksichtigung des Regelverkehrs erfolgt nach ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.2 (2) mit vier Achslasten von $Q_{vk} = 250$ kN im Abstand von jeweils 1,60 m, und einer Linienlast von $q_{vk} = 80$ kN/m über den restlichen Teil der Brücke (siehe Abb. 3.7).

Gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.6.1 (1) dürfen die Achslasten auf die Schwellen aufgeteilt werden. Dieser Vorgang ist in Abb. 3.8 dargestellt. Die weitere Verteilung der Lasten durch das Schotterbett ist in Abschnitt 3.2.1 näher beschrieben. Mit den dort angegebenen Formeln ergeben sich die Randspannungen der belasteten Flächen gemäß Tab. 3.4, abhängig von der

jeweiligen Schwellenbelastung Q_v bzw. Linienlast q_v . Exemplarisch werden die Spannungen für die Schwellenlast von 125 kN ermittelt:

$$\sigma_a^v = \frac{Q_{vk}}{A} + \frac{Q_{vk} \cdot e_h^{LM71}}{I_x} \cdot y_a = \frac{125}{1,19} + \frac{125 \cdot 0,009}{0,758} \cdot (-1,400) = 103,34 \text{ kN/m}^2 \quad (3.33)$$

$$\sigma_b^v = \frac{Q_{vk}}{A} + \frac{Q_{vk} \cdot e_h^{LM71}}{I_x} \cdot y_b = \frac{125}{1,19} + \frac{125 \cdot 0,009}{0,758} \cdot 1,368 = 107,25 \text{ kN/m}^2 \quad (3.34)$$

3.2.3.2 Lastmodell SW/2

Die Belastung durch das Lastmodell SW/2 zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs erfolgt nach ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.3 (3) mit einer Linienlast von $q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$. Wie in Abb. 3.9 dargestellt, wird diese Linienlast in 2 Blöcken aufgebracht, mit einer Länge von jeweils $a = 25 \text{ m}$ und einem Abstand von $c = 7 \text{ m}$ zueinander.

Die Verteilung der Lasten durch das Schotterbett ist in Abschnitt 3.2.1 näher beschrieben. Mit den dort angegebenen Formeln ergeben sich die Randspannungen der belasteten Flächen folgendermaßen:

$$\sigma_a^v = \frac{q_{vk}}{b} \left(1 - 6 \cdot \frac{e_h^{SW/2}}{b} \right) = \frac{150}{2,768} \left(1 - 6 \cdot \frac{-0,075}{2,768} \right) = 62,97 \text{ kN/m}^2 \quad (3.35)$$

$$\sigma_b^v = \frac{q_{vk}}{b} \left(1 + 6 \cdot \frac{e_h^{SW/2}}{b} \right) = \frac{150}{2,768} \left(1 + 6 \cdot \frac{-0,075}{2,768} \right) = 45,41 \text{ kN/m}^2 \quad (3.36)$$

3.2.3.3 Lastmodell „unbelasteter Zug“

Die Belastung durch das Lastmodell unbelasteter Zug zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines unbelasteten Zugs erfolgt nach ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.3.4 (1) mit einer Linienlast von $q_{vk} = 10 \text{ kN/m}$. Diese Linienlast wird konstant über die gesamte Brückenlänge angesetzt.

Die Verteilung der Lasten durch das Schotterbett ist in Abschnitt 3.2.1 näher beschrieben.

Tab. 3.4: Spannungen auf die belastete Fläche zufolge der Lastmodelle 71, SW/2 und unbel. Zug

Lastmodell	Q_{vk} kN	σ_a^v kN/m ²	σ_b^v kN/m ²
LM 71	41,67	34,45	35,75
	62,50	51,67	53,62
	104,17	86,12	89,37
	125,00	103,34	107,25
Lastmodell	q_v kN/m	σ_a^v kN/m ²	σ_b^v kN/m ²
LM 71	80,00	28,37	29,44
LM SW/2	150,00	62,97	45,41
LM unbel. Zug	10,00	4,20	3,03

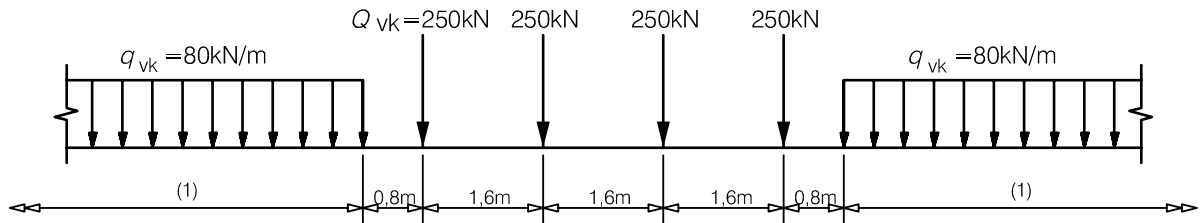


Abb. 3.7: Lastmodell 71 gemäß ÖNORM EN 199-2 Kap. 6.3.2 (2)

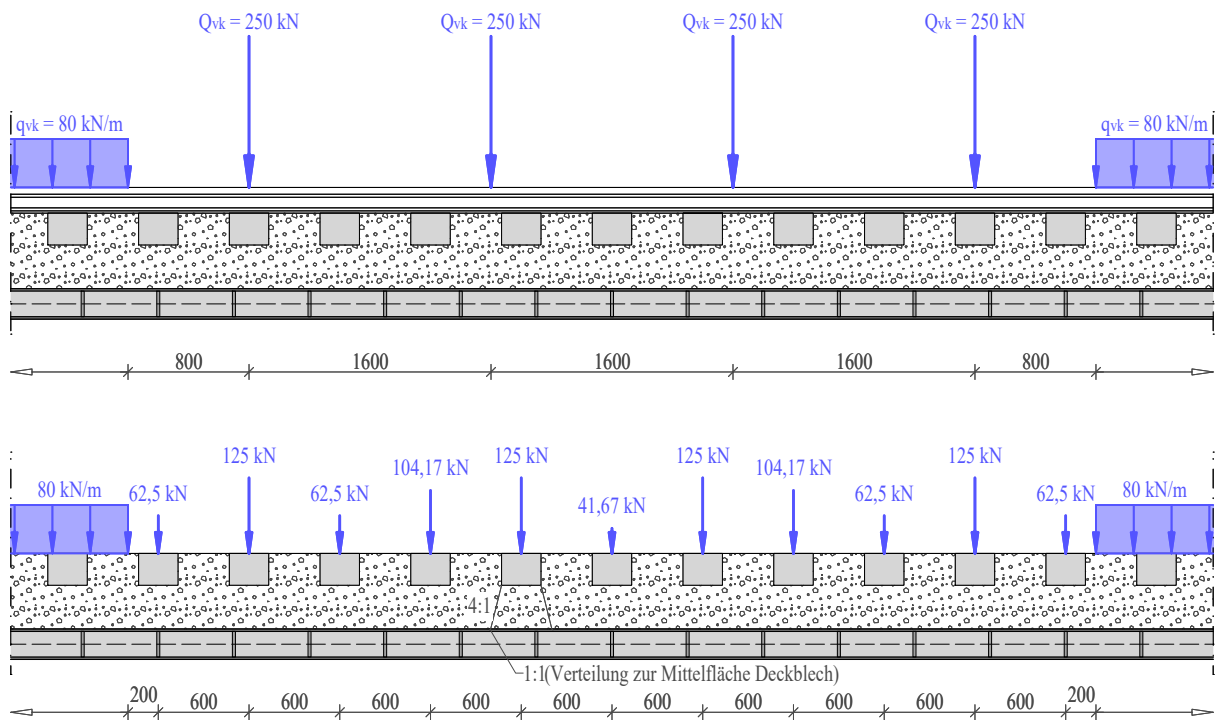


Abb. 3.8: Verteilung der Lasten des Lastmodell 71; alle Maße in mm

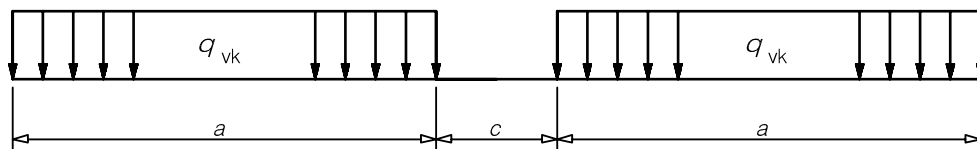


Abb. 3.9: Lastmodell SW/2 gemäß ÖNORM EN 199-2 Kap. 6.3.3 (3)

Mit den dort angegebenen Formeln ergeben sich die Randspannungen der belasteten Flächen folgendermaßen:

$$\sigma_a^v = \frac{q_{vk}}{b} \left(1 - 6 \cdot \frac{e_h^{SW/2}}{b} \right) = \frac{10}{2,768} \left(1 - 6 \cdot \frac{-0,075}{2,768} \right) = 4,20 \text{ kN/m}^2 \quad (3.37)$$

$$\sigma_b^v = \frac{q_{vk}}{b} \left(1 + 6 \cdot \frac{e_h^{SW/2}}{b} \right) = \frac{10}{2,768} \left(1 + 6 \cdot \frac{-0,075}{2,768} \right) = 3,03 \text{ kN/m}^2 \quad (3.38)$$

3.2.4 Fliehkräfte

Nachdem sich das Gleis im Bereich der Brücke im Bogen befindet, entstehen durch die Zugüberfahrt horizontale Kräfte auf das Tragwerk. Gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.1 (4) errechnen sich diese zu

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f \cdot Q_{vk}) \quad q_{tk} = \frac{V^2}{127r} (f \cdot q_{vk}) \quad (3.39)$$

Dabei beschreibt V die Geschwindigkeit des Zuges in km/h. Diese wurde von der ÖBB mit $V = 80$ km/h festgelegt. r ist der Radius des Gleisbogens mit $r = 720$ m. Q_{vk} bzw. q_{vk} sind die Werte der Vertikallasten der Lastmodelle 71 und SW/2, wie sie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben sind (exkl. dem dynamischen Beiwert Φ). Der Faktor f ist ein Abminderungsbeiwert, welcher für Züge mit einer Geschwindigkeit von unter 120 km/h mit $f = 1$ festgelegt ist. Diese Lasten werden gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.1 (2) in einer Höhe von 1,80 m über der Schienenoberkante angesetzt.

Wertet man diese Formeln für die verschiedenen vertikalen Belastungen aus, erhält man die Fliehkräfte gemäß Tab.3.5. Q_t und q_t bezeichnen die Fliehkraft, $\sigma_{a,t}^v$ und $\sigma_{b,t}^v$ die Vertikalspannungen, σ_t^h die Horizontalspannungen auf die Fahrbahnplatte zufolge der Fliehkraft. Diese Werte müssen gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.1 (3) *nicht* mit dem dynamischen Beiwert Φ erhöht werden. Exemplarisch wird hier die Berechnung für die Schwellenlast von 125 kN durchgeführt:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127r} \cdot (f \cdot Q_{vk}) = \frac{80^2}{127 \cdot 720} \cdot (1 \cdot 125) = 8,74 \text{ kN} \quad (3.40)$$

$$\sigma_{a,t}^v = \frac{Q_{tk} \cdot e_v^{LM71}}{I_x} \cdot y_a = \frac{8,74 \cdot 2,496}{0,758} \cdot (-1,400) = -40,33 \text{ kN/m}^2 \quad (3.41)$$

$$\sigma_{b,t}^v = \frac{Q_{tk} \cdot e_v^{LM71}}{I_x} \cdot y_b = \frac{8,74 \cdot 2,496}{0,758} \cdot 1,368 = 39,39 \text{ kN/m}^2 \quad (3.42)$$

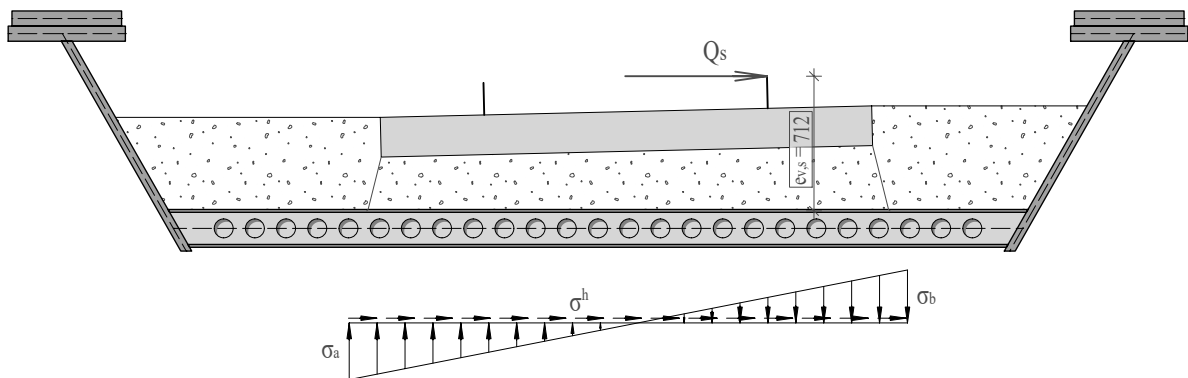
$$\sigma_t^h = \frac{Q_{tk}}{A} = \frac{8,74}{1,19} = 7,36 \text{ kN/m}^2 \quad (3.43)$$

3.2.5 Seitenstoß

Der Seitenstoß wird gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.2 durch eine horizontal in Schienenoberkante angreifende Einzellast rechtwinklig zur Gleisachse berücksichtigt. Diese hat einen festen Wert von $Q_s = 100$ kN. Die Verteilung der Lasten durch das Schotterbett erfolgt gemäß Abschnitt 3.2.1. Es ist jedoch eine andere Exzentrizität anzusetzen. Und zwar, wie in Abb. 3.10

Tab. 3.5: Spannungen auf die belastete Fläche zufolge der Fliehkräfte

Lastmodell	Q_{vk} kN	Q_{tk} kN	$\sigma_{a,t}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,t}^v$ kN/m ²	σ_t^h kN/m ²
LM 71	41,67	2,91	-13,44	13,13	2,45
	62,50	4,37	-20,17	19,70	3,68
	104,17	7,28	-33,61	32,83	6,14
	125,00	8,74	-40,33	39,39	7,36
	q_{vk} kN	q_{tk} kN	$\sigma_{a,t}$ kN/m ²	$\sigma_{b,t}$ kN/m ²	σ_t^h kN/m ²
LM 71	80,00	5,59	-8,91	12,95	2,02
LM SW/2	150,00	10,49	-16,70	24,27	3,79
LM unbel. Zug	10,00	0,70	-1,11	1,62	0,25

**Abb. 3.10:** Belastung des Gleises durch Seitenstoß und resultierende Spannungen**Tab. 3.6:** Spannungen auf die belastete Fläche zufolge des Seitenstoßes

Q_s kN	$\sigma_{a,s}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,s}^v$ kN/m ²	σ_s^h kN/m ²
100	-131,71	128,64	84,25

ersichtlich, $e_{v,s} = 712$ mm. Die aus diesem Lastfall resultierenden Spannungen sind in Tab. 3.6 angeführt und errechnen sich folgendermaßen:

$$\sigma_{a,s}^v = \frac{Q_s \cdot e_v}{I_x} \cdot y_a = \frac{100 \cdot 0,712}{0,758} \cdot (-1,400) = -131,71 \text{ kN/m}^2 \quad (3.44)$$

$$\sigma_{b,s}^v = \frac{Q_s \cdot e_v}{I_x} \cdot y_b = \frac{100 \cdot 0,712}{0,758} \cdot 1,368 = 128,64 \text{ kN/m}^2 \quad (3.45)$$

$$\sigma_s^h = \frac{Q_s}{A} = \frac{100}{1,19} = 84,25 \text{ kN/m}^2 \quad (3.46)$$

3.2.6 Anfahr- und Bremskräfte

Um die horizontalen Kräfte in Längsrichtung der Brücke zufolge des Anfahrens bzw. Bremsen des Zuges zu erfassen, ist gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.3 eine Linienlast auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung der Gleise anzusetzen. Für die Resultierende dieser Linienlast ist jeweils ein Höchstwert einzuhalten. Diese Kräfte betragen:

Anfahren:

$$Q_{Ia} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{für LM 71}$$

$$Q_{Ia} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{für LM SW/2}$$

Bremsen:

$$Q_{Ib} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{für LM 71}$$

$$Q_{Ib} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \quad \text{für LM SW/2}$$

Für das LM 71 ist die Anfahrkraft maßgebend, für das LM SW/2 die Bremskraft. Beim LM „unbeladener Zug“ dürfen diese Kräfte vernachlässigt werden.

Mit einer Brückenlänge von 27,46 m ergibt sich für die Anfahrkraft des LM 71 (unter Berücksichtigung des Lastklassenbeiwerts $\alpha = 1,21$) ein Gesamtwert von

$$Q_I = \alpha \cdot q_I \cdot L = 1,21 \cdot 33 \cdot 27,46 = 1096 \text{ kN} \quad (3.47)$$

welcher den Höchstwert von 1000 kN überschreitet (Der Höchstwert muss gemäß ÖNORM B 1991-2 Kap. 10.4.5 **nicht** mit dem Lastklassenbeiwert multipliziert werden). Als klassifizierte Anfahrkraft für das LM 71 ist daher folgender Wert anzusetzen

$$\alpha \cdot q_I = \frac{1000}{L} = \frac{1000}{27,46} = 36,42 \text{ kN/m} \quad (3.48)$$

Um diese Anfahrkraft, wie die anderen Lasten auch, ohne Klassifizierung anzugeben, muss dieser Wert außerdem durch den Lastklassenbeiwert dividiert werden.

$$q_I = \frac{\alpha \cdot q_I}{\alpha} = \frac{36,42}{1,21} = 30,10 \text{ kN/m} \quad (3.49)$$

Diese Linienlasten breiten sich, wie in Abschnitt 3.2.1 beschrieben, bis zur Mittelfläche des Deckblechs hin auf eine Breite von $b = 2768 \text{ mm}$ aus. Daraus ergeben sich zur Berücksichtigung der Anfahr- und Bremskräfte die Flächenlasten gemäß Tab. 3.7, welche sich, hier beispielhaft für die Anfahrkraft des LM 71 angeführt, folgendermaßen errechnen

$$\sigma_I^x = \frac{q_I}{b} = \frac{30,10}{2,768} = 10,87 \text{ kN/m}^2 \quad (3.50)$$

Diese Lasten wirken in Längsrichtung der Brücke. Anders als bei den restlichen Horizontallasten müssen daher keine Momente in Querrichtung berücksichtigt werden. Es ist jedoch auch hier eine vertikale Exzentrizität vorhanden, wodurch Momente in Längsrichtung entstehen würden. Diese Effekte werden jedoch vernachlässigt.

Tab. 3.7: Spannungen auf die belastete Fläche zufolge der Anfahr- und Bremskräfte

Lastmodell	maßgebend	q_I kN/m	σ_I^x kN/m ²
LM 71	Anfahren	30,10	10,87
LM SW/2	Bremsen	35,00	12,64
LM unbel. Zug	—	0,00	0,00

3.2.7 Wind

Die gegenständliche Brücke führt über die Auhofstraße in 1130 Wien. Gemäß ÖNORM B 1991-1-4 [16] Anhang A ist dort ein Basisgeschwindigkeitsdruck von $q_{b,0} = 0,39 \text{ kN/m}^2$ anzunehmen. Des Weiteren gilt dort Geländekategorie III. Die Höhe z_e wird gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 Kap. 8.3.1 (6) als Abstand vom tiefsten Geländepunkt unter der Brücke bis zur Mitte des Brückenüberbaus definiert. Dieser Wert beträgt $z_e = 5,50 \text{ m}$. Folgende Beiwerte sind zur Berechnung der Windkraft erforderlich:

- Der Beiwert c_e errechnet sich nach ÖNORM B 1991-1-4 zu

$$c_e = 1,75 \left(\frac{z_e}{10} \right)^{0,29} = 1,47 \quad (3.51)$$

- Der Beiwert $c_s c_d$ darf gemäß ÖNORM B 1991-1-4 mit 1,0 angesetzt werden, da für gewöhnliche einfeldrige Brücken mit Spannweiten von weniger als 100 m keine Berechnung der dynamischen Systemantwort erforderlich ist.

$$c_s c_d = 1,00 \quad (3.52)$$

- Der Beiwert c_{fx} wird gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 Kap. 8.3.1 abhängig vom Faktor b/d_{tot} errechnet. d_{tot} bezeichnet dabei die Höhe des Tragwerks zuzüglich der Höhe eines gegebenenfalls darauf befindlichen Schienenfahrzeugs. Es muss daher in zwei Fälle unterschieden werden. Einmal belastet durch ein Schienenfahrzeug, welches gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 [22] Kap. 8.3.1 (5) b) mit einer Höhe von 4 m anzunehmen ist, und einmal unbelastet ohne Schienenfahrzeug.

Es ergeben sich, wie in Abb. 3.12 dargestellt, Werte von $d_{tot,bel} = 4924 \text{ mm}$ sowie $d_{tot,unbel} = 1360 \text{ mm}$. Die Breite der Brücke beträgt 6240 mm.

Die Beiwerte dürfen des Weiteren für den geneigten Steg gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 Kap. 8.3.1 (2) um 15 % abgemindert werden (um 0,5 % je Grad Neigung zur Vertikalen). Der Beiwert für die Belastung auf den Zug darf nicht auf diese Weise abgemindert werden. Gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 Bild 8.3 (siehe Abb. 3.11) ergeben sich demnach folgende Beiwerte:

$$\begin{aligned} \text{unbelastete Brücke: } b/d_{tot} = 4,59 & \rightarrow c_{fx,unbel} = (1 - 0,15) \cdot 1,30 = 1,11 \\ \text{belastete Brücke: } b/d_{tot} = 1,27 & \rightarrow c_{fx,bel} = (1 - 0,15) \cdot 2,12 = 1,80 \\ & 1,27 \rightarrow c_{fx,bel,Zug} = 2,12 \end{aligned}$$

Durch Multiplikation dieser Beiwerte mit dem Basiswinddruck $q_{b,0} = 0,39 \text{ kN/m}^2$ lässt sich anschließend die Windlast ermitteln:

$$w = c_e \cdot c_s c_d \cdot c_{fx} \cdot q_{b,0}$$

unbelastete Brücke: $w_{unbel} = 0,64 \text{ kN/m}^2$
 belastete Brücke: $w_{bel} = 1,03 \text{ kN/m}^2$
 $w_{bel,Zug} = 1,22 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_w = 3,564 \cdot 1,22 = 4,34 \text{ kN/m}$

Die auf den Zug wirkende Windlast wird dabei mit der Höhe der belasteten Fläche von 3,564 m multipliziert, um die Linienlast q_w zu erhalten. Diese wird auf der gleichen Höhe wie die Fliehkraft angesetzt, nämlich 1,80 m über der Schienenoberkante gemäß ÖNORM EN 1991-2 Kap. 6.5.1 (2). Aus dieser horizontal auf den Zug wirkenden Linienlast resultiert eine Belastung auf die Fahrbahnplatte, analog zur in Abschnitt 3.2.4 beschriebenen Fliehkraft. Daraus ergeben sich die in Tab. 3.8 angegebenen Spannungen, sie werden folgendermaßen ermittelt:

$$\sigma_{a,w}^v = \frac{q_w}{b} \left(1 - 6 \cdot \frac{e_v^{LM71}}{b} \right) = \frac{4,34}{2,768} \left(1 - 6 \cdot \frac{2,496}{2,768} \right) = -6,91 \text{ kN/m}^2 \quad (3.53)$$

$$\sigma_{b,w}^v = \frac{q_w}{b} \left(1 + 6 \cdot \frac{e_v^{LM71}}{b} \right) = \frac{4,34}{2,768} \left(1 + 6 \cdot \frac{2,496}{2,768} \right) = 10,04 \text{ kN/m}^2 \quad (3.54)$$

$$\sigma_w^h = \frac{q_w}{b} = \frac{4,34}{2,768} = 1,57 \text{ kN/m}^2 \quad (3.55)$$

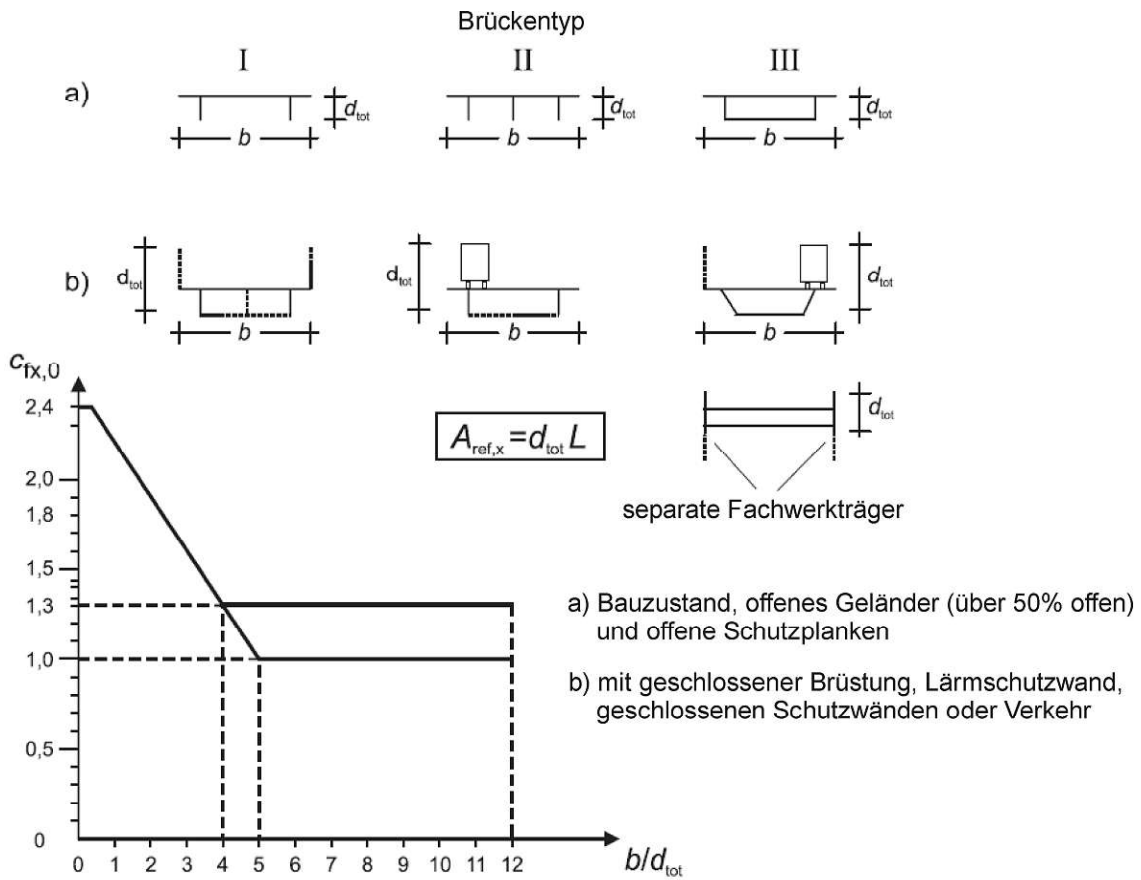
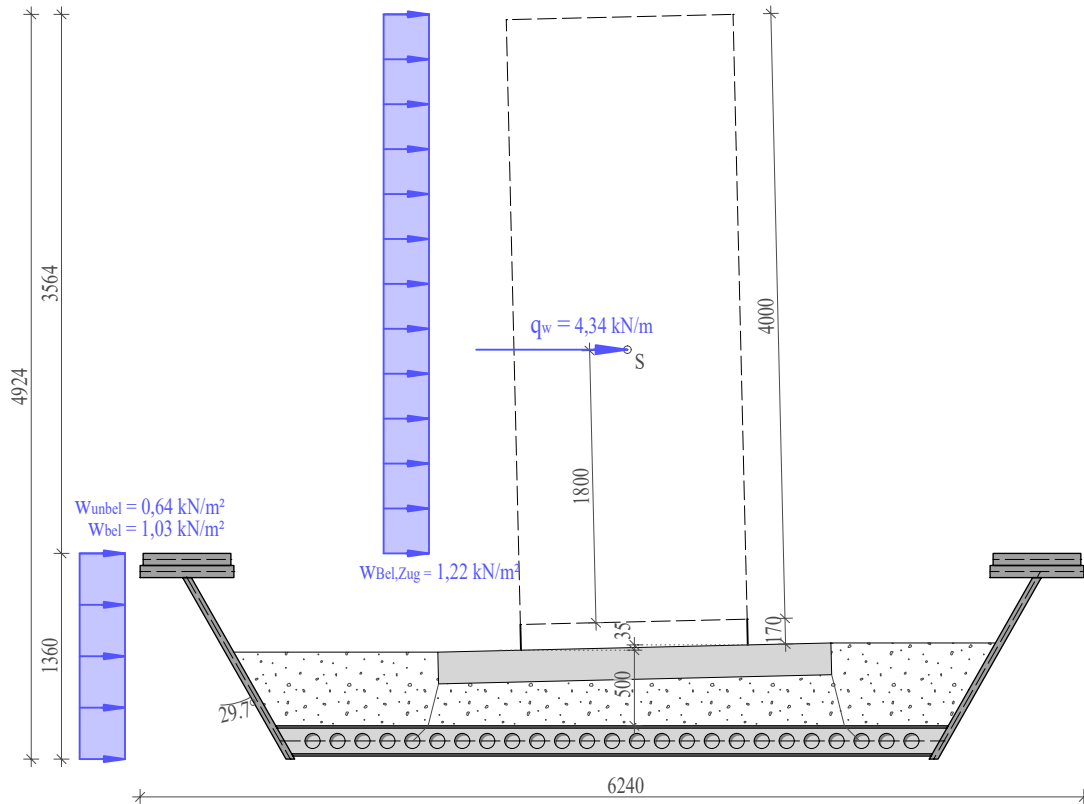


Abb. 3.11: Aerodynamischer Beiwert c_{fx} gemäß ÖNORM EN 1991-1-4 Bild 8.3

Tab. 3.8: Spannungen auf die belastete Fläche zufolge der Windlasten

q_w kN/m	$\sigma_{a,w}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,w}^v$ kN/m ²	σ_w^h kN/m ²
4,34	-6,91	10,04	1,57

**Abb. 3.12:** Auf die Brücke wirkende Windlasten

3.2.8 Temperatur

Die Temperaturdifferenz über die Dicke der Fahrbahnplatte setzt sich gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 [23] Kap. 4 (3) zusammen aus (siehe auch Abb. 3.13):

konstanter Temperaturanteil Für die Ermittlung des konstanten Temperaturanteils ist zunächst die minimale und maximale Außenlufttemperatur am Standort der Brücke erforderlich. Die Brücke steht in Wien, mit einer Seehöhe von $h = 208$ m ü.A. Mit einem Faktor $k = 0,006$ °C/m ergeben sich daraus nach ÖNORM B 1991-1-5 [17] Kap. 5.1

$$T_{max} = 39 - k \cdot h = 37,75 \text{ °C} \quad (3.56)$$

$$T_{min} = -26,00 \text{ °C} \quad (3.57)$$

Aus diesen Temperaturen können die minimalen und maximalen konstanten Temperaturanteile auf die Brücke gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 Bild 6.1 ermittelt werden. Für eine Fahrbahnplatte als Verbundkonstruktion gilt Typ 2. Damit erhält man

$$T_{e,max} = T_{max} + 4 = 41,75 \text{ °C} \quad (3.58)$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 4 = -22,00 \text{ °C} \quad (3.59)$$

Als Aufstelltemperatur wird $T_0 = 10$ °C angenommen. Daraus ergeben sich die Änderungen des konstanten Temperaturanteils nach ÖNORM EN 1991-1-5 Kap.6.1.3.3 zu

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 32,00 \text{ °C} \quad (3.60)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31,75 \text{ °C} \quad (3.61)$$

linear veränderlicher Temperaturanteil Die Ermittlung des linear veränderlichen Anteils erfolgt nach Verfahren 1 gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 Kap. 6.1.4.1. Die Temperaturdifferenzen nach Tabelle 6.1 aus dieser Norm werden zur Berücksichtigung des Oberbelags mit den Beiwerten nach Tabelle 6.2 multipliziert. Es werden die Werte für Typ 2 mit einem Schotterbett (750 mm) gewählt. Dadurch ergeben sich

$$\Delta T_{M,heat k_{sur}} = 15 \cdot 0,8 = 12,00 \text{ °C} \quad (3.62)$$

$$\Delta T_{M,cool k_{sur}} = 18 \cdot 1,2 = 21,60 \text{ °C} \quad (3.63)$$

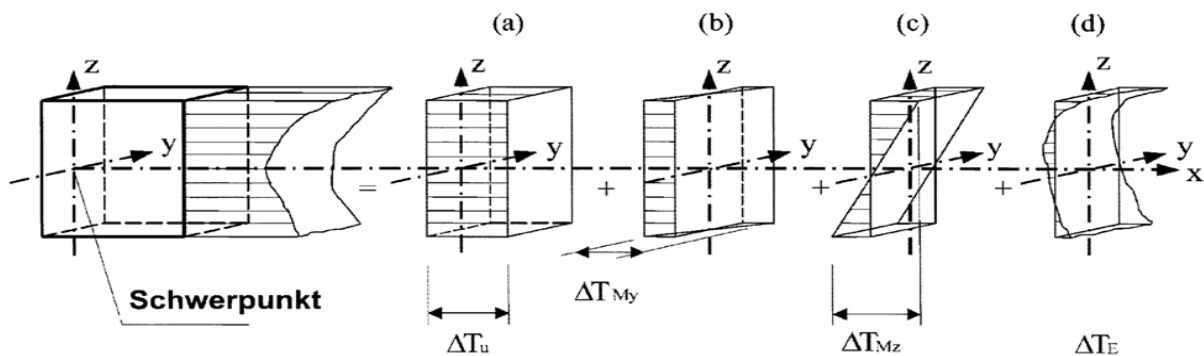


Abb. 3.13: Anteile eines Temperaturprofils gemäß ÖNORM EN 1991-1-5 Bild 4.1

Nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil Dieser führt zu einem System von Eigenspannungen, die im Gleichgewicht für das Bauteil keine äußere Beanspruchung erzeugt. Dieser Anteil ist daher in der Berechnung nicht erforderlich.

Diese Anteile werden nun nach ÖNORM EN 1991-1-5 Kap. 6.1.5 gemäß den folgenden Formeln miteinander kombiniert:

$$\Delta T_{M,heat} k_{sur} (\text{oder } \Delta T_{M,cool} k_{sur}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (\text{oder } \Delta T_{N,con}) \quad (3.64)$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} k_{sur} (\text{oder } \Delta T_{M,cool} k_{sur}) + \Delta T_{N,exp} (\text{oder } \Delta T_{N,con}) \quad (3.65)$$

wobei der Ausdruck mit der ungünstigsten Auswirkung gewählt werden sollte. Mit den Beiwerten $\omega_N = 0,35$ und $\omega_M = 0,75$ ergeben sich die Werte gemäß Tab. 3.9

Tab. 3.9: Resultierende Temperaturänderungen

Laststellung	Kombination	Resultierende
Oberseite wärmer + gleichm. Erwärmung	$\Delta T_{M,heat} k_{sur} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	23,1 °C
	$\omega_M \Delta T_{M,heat} k_{sur} + \Delta T_{N,exp}$	20,1 °C
Oberseite wärmer + gleichm. Abkühlung	$\Delta T_{M,heat} k_{sur} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	23,2 °C
	$\omega_M \Delta T_{M,heat} k_{sur} + \Delta T_{N,con}$	41,0 °C
Oberseite kälter + gleichm. Erwärmung	$\Delta T_{M,cool} k_{sur} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	32,7 °C
	$\omega_M \Delta T_{M,cool} k_{sur} + \Delta T_{N,exp}$	48,0 °C
Oberseite kälter + gleichm. Abkühlung	$\Delta T_{M,cool} k_{sur} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	32,8 °C
	$\omega_M \Delta T_{M,cool} k_{sur} + \Delta T_{N,con}$	48,2 °C

3.2.9 Zusammenfassung der veränderlichen Lasten

Eine Zusammenfassung der Belastung der Fahrbahnplatte zufolge sämtlicher veränderlichen Lasten bieten Tab. 3.10 und Tab. 3.11. Dabei bezeichnet σ^v die vertikale Belastung, mit den Randspannungen σ_a^v und σ_b^v gemäß Abb. 3.6. σ^h bezeichnet die horizontale Belastung in Quer- richtung der Brücke, σ^x jene in Längsrichtung.

Die aus den Achslasten des LM 71 resultierenden Belastungen, sowie der Seitenstoß, sind jeweils auf die trapezförmige Fläche gemäß Abb. 3.6 aufzubringen. Die aus den Linienlasten der Lastmodelle resultierenden Belastungen, sowie die Windlasten und die Anfahr/-Bremskräfte, sind stetig über die gesamte Länge der Brücke aufzubringen, über die gleiche Breite wie die Trapezfläche. Sämtliche in diesen Tabellen angeführten Spannungen sind bereits mit dem Lastklassenbeiwert α gemäß Abschnitt 3.2.2 multipliziert, nicht jedoch mit dem Faktor Φ . Dies ist in der weiteren Berechnung zu berücksichtigen.

Tab. 3.10: Spannungen auf die Fahrbahnplatte zufolge der Lastmodelle (inkl. α)

Belastung	Lastmodelle		Fliehkraft			Anf./Brems.	
	vertikal		vertikal	quer		längs	
Q_v q_v	$\sigma_{a,v}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,v}^v$ kN/m ²	$\sigma_{a,t}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,t}^v$ kN/m ²	σ_t^h kN/m ²	σ_I^x kN/m ²	
α -LM 71	50,42	41,68	43,26	-16,27	15,89	2,97	
	75,63	62,52	64,88	-24,40	23,83	4,45	
	126,04	104,20	108,14	-40,67	39,72	7,42	
	151,25	125,05	129,77	-48,80	47,66	8,91	
α -LM 71	96,80	34,32	35,62	-10,79	15,68	2,44	13,16
LM SW/2	150,00	62,97	45,41	-16,70	24,27	3,79	12,64
LM unb.	10,00	4,20	3,03	-1,11	1,62	0,25	0,00

Tab. 3.11: Spannungen auf die Fahrbahnplatte zufolge Seitenstoß und Wind (inkl. α)

Seitenstoß			Wind		
vertikal	quer		vertikal	quer	
$\sigma_{a,s}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,s}^v$ kN/m ²	σ_s^h kN/m ²	$\sigma_{a,w}^v$ kN/m ²	$\sigma_{b,w}^v$ kN/m ²	σ_w^h kN/m ²
-159,37	155,66	101,95	-6,91	10,04	1,57

3.3 außergewöhnliche Einwirkungen

3.3.1 Entgleisung

Um eine mögliche Entgleisung des Schienenfahrzeugs zu berücksichtigen, sind gemäß Kap. 6.7.1 aus ÖNORM EN 1991-2 zwei Bemessungssituationen zu untersuchen:

Bemessungssituation 1 Hier wird vorausgesetzt, dass das entgleiste Fahrzeug im Gleisbereich des Überbaus bleibt und von der benachbarten Schiene zurückgehalten wird. Als Belastung ist hierbei $\alpha \times 0,7 \times LM 71$ anzusetzen – sowohl die Achslasten, als auch die Linienlasten. Die Belastung verteilt sich dabei durch das Schotterbett laut Norm auf eine Fläche von 450×450 mm an der Oberkante der Fahrbahnplatte. Der maximale Abstand des äußeren Rads zur Brückenachse beträgt lt. Norm $1,5 \cdot s = 1,5 \cdot 1435 = 2153$ mm. In Abb. 3.14 ist die allgemeine Situation aus der Norm dargestellt, in Abb. 3.15 die Situation auf der gegenständlichen Brücke.

Die Belastung der Fahrbahnplatte ergibt sich zu

$$\sigma_{Achslast}^v = 1,21 \cdot 0,7 \cdot 250/0,45^2 = 1046 \text{ kN/m}^2 \quad (3.66)$$

$$\sigma_{Linienlast}^v = 1,21 \cdot 0,7 \cdot 80/0,45 = 151 \text{ kN/m}^2 \quad (3.67)$$

Bemessungssituation 2 In dieser Bemessungssituation steht das Schienenfahrzeug schief, und die gesamte Last legt sich auf eine Seite. Es ist eine Linienlast mit Größe $\alpha \times 1,4 \times LM 71$ über eine Länge von 20 m anzusetzen. In dieser Situation ist nur die Linienlast des LM 71 zu berücksichtigen, nicht die Achslasten. Auch hier verteilt sich die Last auf eine Breite von 450 mm bis zur Oberkante der Fahrbahnplatte. In dieser Bemessungssituation ist die Belastung an der seitlichen Fahrbahngrenze anzusetzen. Die Belastung wird daher um die halbe Breite der Lastausbreitungsfläche (225 mm) von der Innenkante des Obergurts entfernt angesetzt. In Abb. 3.16 ist die allgemeine Situation aus der Norm dargestellt, in Abb. 3.17 die vorhandene.

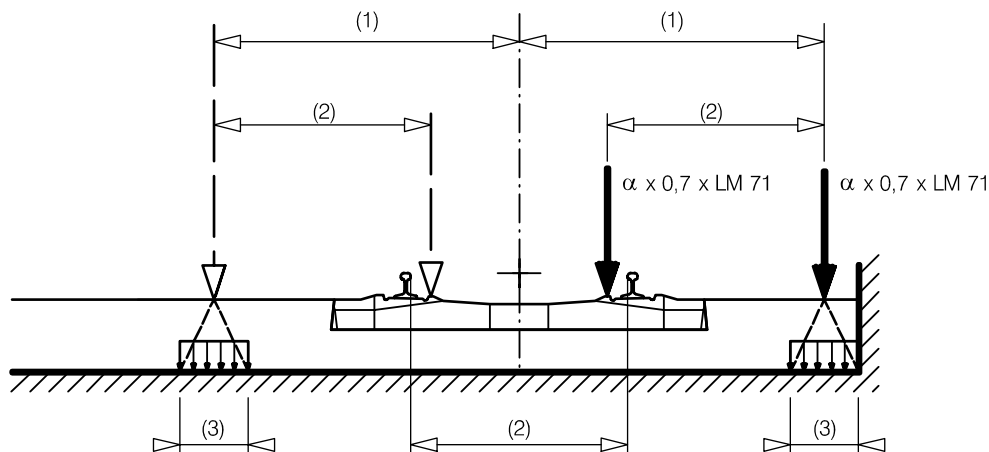
Die Belastung der Fahrbahnplatte ergibt sich zu

$$\sigma^v = 1,21 \cdot 1,4 \cdot 80/0,45 = 301 \text{ kN/m}^2 \quad (3.68)$$

3.3.2 Anprallstoß

Nachdem die Unterkante der Brücke weniger als 5,00 m über der Straßenoberkante liegt, ist gemäß ÖNORM EN 1991-1-7 [24] Kap. 4.3.2 der Anprall eines Lkw oder dessen Ladegut zu berücksichtigen. Für innerstädtische Straßen wird nach Tabelle 4.2 aus genannter Norm ein Wert von 250 kN vorgeschrieben. Dieser wird auf Höhe des Bodenblechs angesetzt, wie in Abb. 3.18, und darf auf eine Breite von 25 cm verteilt angenommen werden. Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass diese Last an beliebiger Stelle im Feld des Tragwerks angreifen kann. Verteilt auf eine Breite von 25 cm beträgt die Last

$$q_{Anprall} = \frac{250}{0,25} = 1000 \text{ kN/m} \quad (3.69)$$



Legende

- (1) max. 1,5s oder weniger bei vorhandener Mauer
- (2) Spurweite s
- (3) für Schotteroberbau können die Ersatzlasten auf ein Quadrat von 450 mm Seitenlänge verteilt auf Oberseite des Tragwerks angesetzt werden.

Abb. 3.14: Entgleisung - Bemessungssituation 1 gemäß ÖNORM EN 1991-2 Bild 6.26

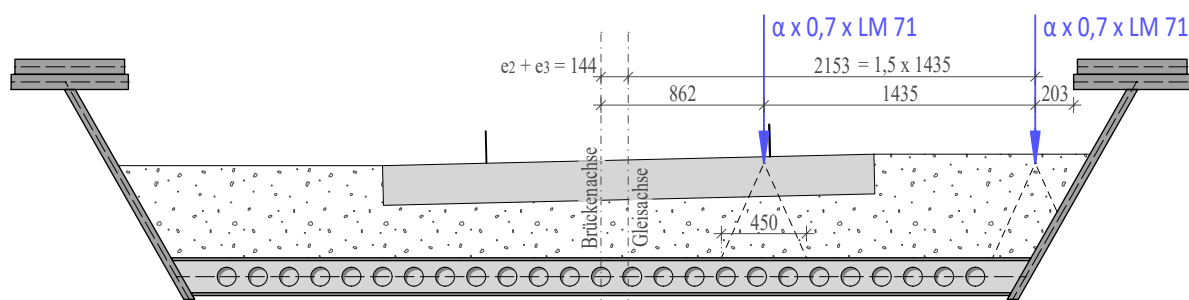
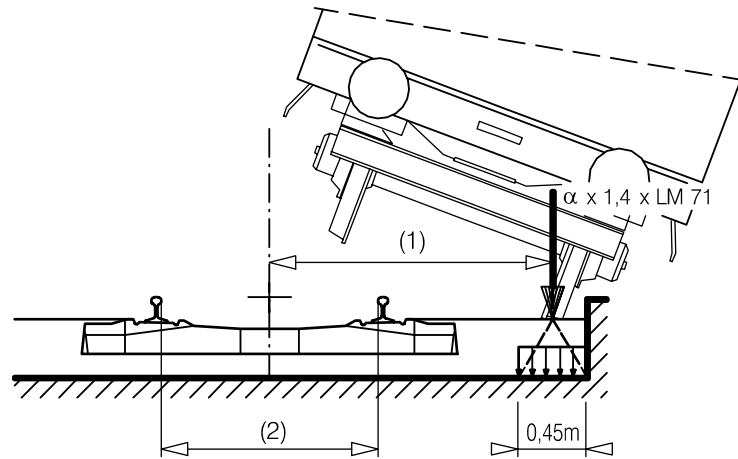


Abb. 3.15: Entgleisung - Bemessungssituation 1



Legende

- (1) an der seitlichen Fahrbahngrenze angreifende Last
- (2) Spurweite s

Abb. 3.16: Entgleisung - Bemessungssituation 2 gemäß ÖNORM EN 1991-2 Bild 6.27

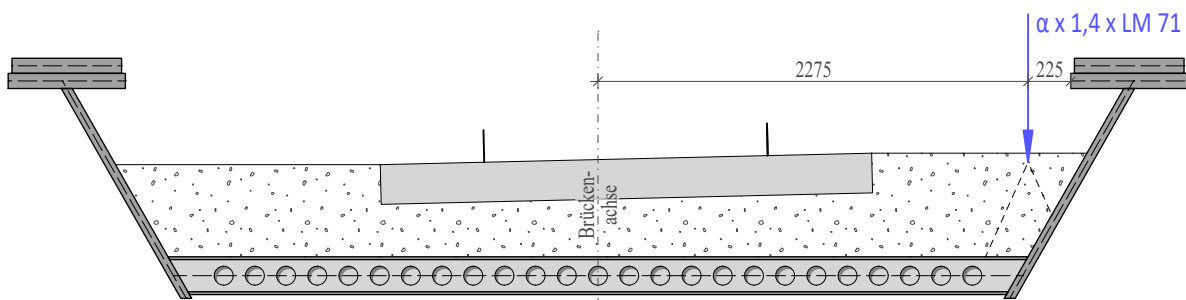


Abb. 3.17: Entgleisung - Bemessungssituation 2

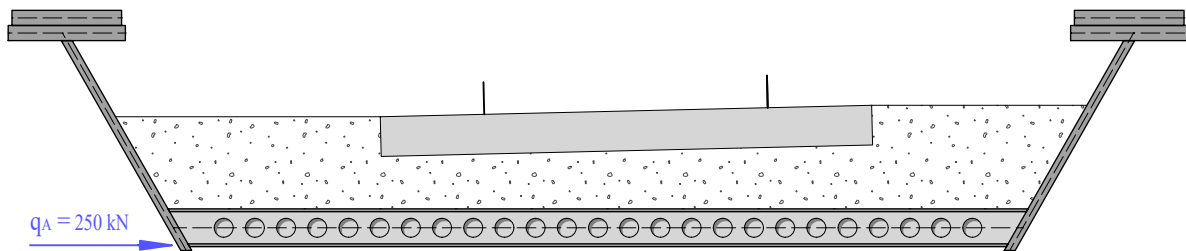


Abb. 3.18: Anprallstoß

3.3.3 Erdbeben

Für die Ermittlung der Erdbebenkräfte in Querrichtung wird gemäß ÖNORM EN 1998-2 [29] Kap. 4.2.2 das vereinfachte Antwortspektrumsverfahren, Modell mit starrem Überbau, angewendet. Die in Kap. 4.2.2.2 aus genannter Norm angeführten Voraussetzungen für eine Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrumsverfahren werden von der gegenständlichen Brücke erfüllt. Um des Weiteren das Modell mit starrem Überbau zu rechtfertigen, muss laut Kap. 4.2.2.3 aus ÖNORM EN 1998-2 ein maximales Verhältnis von Brückenlänge zu -breite von $L/B \leq 4,0$ gegeben sein. Mit einer Spannweite der Brücke von 25,56 m und einer Breite von 6,24 m wird diese Bedingung um 2,4 % überschritten ($L/B = 4,10$). Diese Überschreitung wird als vernachlässigbar gering angenommen, weshalb dennoch besagtes Modell verwendet wird.

Die statische Ersatzlast ergibt sich damit zu

$$F = M \cdot S_d(T)$$

Wobei M hier die effektive Gesamtmasse bezeichnet, und $S_d(T)$ die spektrale Beschleunigung. In folgender Tabelle wird die Masse der Brücke je Meter Brückenlänge ermittelt:

Schienen			=	170 kg/m
Betonschwelle	0,24 m ³ /m	×	2500 kN/m ³	= 592 kg/m
Schotter	2,18 m ³ /m	×	2000 kN/m ³	= 4361 kg/m
Abdichtung	0,05 m ³ /m	×	2500 kN/m ²	= 114 kg/m
Zwischenschicht	0,75 m ³ /m	×	2650 kN/m ³	= 1998 kg/m
Stahl	0,45 m ³ /m	×	7850 kN/m ³	= 3555 kg/m
Summe			m	= 10 790 kg/m

Um die effektive Gesamtmasse zu erhalten wird die eben ermittelte längenbezogene Masse mit der Gesamtlänge der Brücke von 27,46 m multipliziert. Zur Berücksichtigung des Eigengewichts der Endquerträger wird die Masse des Tragwerks vereinfacht mit einem Faktor von 1,02 multipliziert.

$$M = m \cdot L = 10790 \cdot 27,46 \cdot 1,02 = 302\,200 \text{ kg} \quad (3.70)$$

Die Berechnung der spektralen Beschleunigung erfolgt nach ÖNORM EN 1998-1 Kap. 3.2.2.5. Dazu muss vorerst die 1. Eigenfrequenz abgeschätzt und daraus die Schwingungsdauer ermittelt werden. Die 1. Eigenfrequenz wird folgendermaßen berechnet:

$$f_1 = \frac{\pi}{2} \frac{1}{L^2} \sqrt{\frac{EI_z}{m}} = \frac{\pi}{2} \frac{1}{25,56^2} \sqrt{\frac{210\,000 \cdot 10^6 \cdot 2,742}{10790}} = 17,6 \text{ Hz} \quad (3.71)$$

Das Trägheitsmoment um die z-Achse der Brücke I_z wird dabei in Tab. 3.12 ermittelt. Der Faktor α in dieser Berechnung berücksichtigt den geringeren E-Modul des Betons im Vergleich zu jenem des Stahls, und beträgt $\alpha = E_c/E_s = 0,1677$. Daraus folgt die Schwingungsdauer mit

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{17,6} = 0,0569 \text{ s} \quad (3.72)$$

Tab. 3.12: Ermittlung des Trägheitsmoments I_z der Brücke um die z-Achse

	b	h	A	e	$I_{z,eigen}$	$A \cdot e^2$	α	I_z
	mm	mm	mm	mm	mm ⁴	mm ⁴		m ⁴
2· OG-Blech 1	580	80	46400	2810	1,30 E9	366 E9	1,00	0,735
2· OG-Blech 2	620	80	49600	2810	1,59 E9	392 E9	1,00	0,786
2· Steg	58	1110	63868	2494	0,02 E9	397 E9	1,00	0,795
Deckblech	4540	15	68107	0	117 E9	0	1,00	0,117
Zwischensch.	4435	170	753969	0	1236 E9	0	0,168	0,207
Bodenblech	4330	15	64946	0	102 E9	0	1,00	0,102
							$I_z =$	2,742

Laut ÖNORM B 1998-1 [19] Kap. 6.2.7 ist in Österreich die Spektralform Typ 1 anzuwenden. Es wird auf der sicheren Seite liegend die schlechteste Baugrundklasse E gewählt. Aus Tabelle 3.2 der ÖNORM EN 1998-1 erhält man folglich die Parameter der elastischen Antwortspektren mit

$$\begin{aligned}
 S &= 1,40 \\
 T_B(s) &= 0,15 \\
 T_C(s) &= 0,50 \\
 T_D(s) &= 2,00
 \end{aligned}$$

Die Bemessungs-Bodenbeschleunigung kann in Wien südwestlich der Donau mit $a_g = 0,80 \text{ m/s}^2$ angenommen werden. Zur Ermittlung des Verhaltensbeiwerts wird das Tragwerk als „beschränkt duktil“ angenommen, wodurch nach ÖNORM EN 1998-2 Kap. 2.3.2.3 ein Wert von $q = 1,50$ gilt. Nun kann die spektrale Beschleunigung abhängig von der Schwingungsdauer (Gl. (3.73)) gemäß Gl. (3.74) nach ÖNORM EN 1998-1 [28] Kap. 3.2.2.5 (4) ermittelt werden:

$$0 \leq T \leq T_B \quad (3.73)$$

$$0 \leq 0,0569 \leq 0,15$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} + \frac{2}{3} \right) \right) \quad (3.74)$$

$$S_d(T) = 0,80 \cdot 1,40 \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{0,0569}{0,15} \cdot \left(\frac{2,5}{1,50} + \frac{2}{3} \right) \right) = 1,74 \text{ m/s}^2$$

Die statische Ersatzlast wird anschließend durch die Länge der Brücke dividiert, um die linienförmige Erdbebenlast q_E zu erhalten, welche im Massenmittelpunkt der Brücke angesetzt wird. Dieser befindet sich 272 mm über der Oberkante der Fahrbahnplatte, wie in Abb. 3.19 ersichtlich ist.

$$F = M \cdot S_d(T) = 3,022 \cdot 10^5 \cdot 1,74 \cdot 10^{-3} = 525,4 \text{ kN} \quad (3.75)$$

$$q_E = F/L = 525,4/27,46 = 19,13 \text{ kN/m} \quad (3.76)$$

Diese Belastung wird im Modell als Flächenlast auf die Oberkante der Fahrbahnplatte aufgebracht. Dazu müssen die Linienlast q_E , sowie das aus der Exzentrizität der Last zur Oberkante der Fahrbahnplatte resultierende Linienmoment m_E , auf eine Flächenlast umgerechnet werden. Mit

der Breite des Deckblechs von $b_{DB} = 4598 \text{ mm}$ ergeben sich die Flächenlasten gemäß Gl. (3.79) und Gl. (3.77), welche in Abb. 3.20 dargestellt sind.

$$\sigma_E^h = \frac{q_E}{b_{DB}} = \frac{19,13}{4,598} = 4,16 \text{ kN/m}^2 \quad (3.77)$$

$$m_E = \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{b}{2} \sigma_E^v \right) \cdot \frac{2b}{3} \quad (3.78)$$

$$\sigma_E^v = \frac{6 \cdot m_E}{b_{DB}^2} = \frac{6 \cdot 19,13 \cdot 0,272}{4,598^2} = 1,48 \text{ kN/m}^2$$

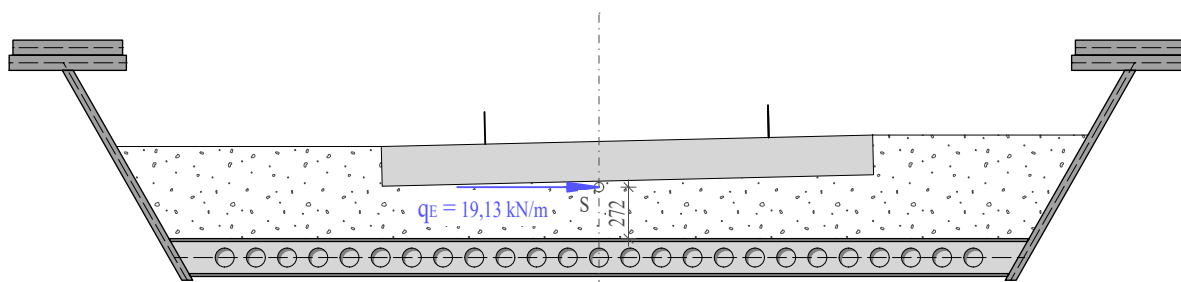


Abb. 3.19: Belastung zufolge Erdbeben

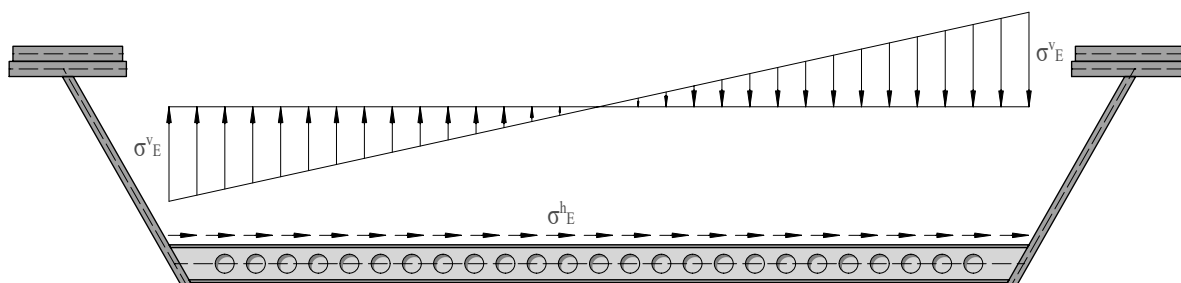


Abb. 3.20: Auf die Brücke angesetzte Flächenlast zufolge Erdbebenbelastung

Kapitel 4

Lastkombinationen

4.1 Lastfälle

In Tab. 4.3 sind die in Abschnitt 3 beschriebenen Lasten angeführt, mit ihren in RFEM zugewiesenen Lastfallnummern. Die veränderlichen sowie außergewöhnlichen Lasten können dabei in verschiedenen Laststellungen bzw. an beliebigen Stellen in Brückenlängsrichtung auftreten, für sie werden daher mehrere Lastfallnummern vorgesehen. Die Wanderlasten, also die Lasten zufolge des Schienenverkehrs, werden unter Zuhilfenahme des Zusatzmoduls *RF BEWEG Flächen* [2] automatisch generiert.

Die Lasten zufolge Eisenbahnverkehr werden gemäß ÖNORM EN 1991-2 Tabelle 6.11 zu Lastgruppen zusammengefasst, siehe Tab. 4.2. Diese Lastgruppen können in der weiteren Berechnung als jeweils einzelne charakteristische Einwirkungen behandelt werden und sie sind nicht gleichzeitig miteinander anzusetzen. Lediglich für die Ermüdungsberechnung, sowie für den quasiständigen Anteil der Verkehrslast, werden anstatt der Lastgruppen die anzusetzenden Lasten einzeln aufgebracht.

Die Kombinationsbeiwerte für die vorhandenen Einwirkungen gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Tabelle A.2.3 sind in Tab 4.1 angegeben. Nur der Beiwert ψ_2 für die Vertikallasten zufolge Eisenbahnverkehr, welcher für die quasiständige Einwirkungskombination des SLS benötigt wird, ist nach ÖNORM B 1990-2 [14] Kap. 6.6.1 (1) zu ermitteln. Dieser ist abhängig von der maßgebenden Länge L_Φ , welche auch zur Ermittlung des dynamischen Beiwerts Φ erforderlich ist und in Abschnitt 3.2.2.2 näher beschrieben wird. Der Beiwert ψ_2 ist daher abhängig vom untersuchten Bauteil und ergibt sich folgendermaßen:

$$\text{Hauptträger} : L_\Phi = 25,56 \text{ m} \rightarrow \psi_2 = 0,60$$

$$\text{Fahrbahnplatte} : L_\Phi = 11,80 \text{ m} \rightarrow \psi_2 = 0,60$$

$$\text{Endquerträger} : L_\Phi = 3,60 \text{ m} \rightarrow \psi_2 = 0,75$$

Tab. 4.1: Kombinationsbeiwerte der veränderlichen Lasten

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Lastgruppen	0,80	0,80	0
Vertikallasten Eisenbahnverkehr			0,6/0,75
Wind	0,75	0,50	0
Temperatur	0,60	0,60	0,50

Tab. 4.2: Kombination der Lasten zufolge Eisenbahnverkehr nach ÖNORM EN 1991-2 Tabelle 6.11 für eingleisige Brücken

Lastgruppe	Vertikalkräfte			Horizontalkräfte		
	LM 71 ^a	SW/2 ^{a,c}	unbelasteter Zug	Anfahren, Bremsen ^a	Fliehkraft ^a	Seitenstoß ^a
gr11	1			1 ^e	0,5 ^e	0,5 ^e
gr12	1			0,5 ^e	1 ^e	1 ^e
gr13	1 ^d			1	0,5 ^e	0,5 ^e
gr14	1 ^d			0,5 ^e	1	1
gr15			1		1 ^e	1 ^e
gr16		1		1 ^e	0,5 ^e	0,5 ^e
gr17		1		0,5 ^e	1 ^e	1 ^e
	<p>Dominierender Anteil der entsprechenden Einwirkung</p> <p>^a Alle relevanten Beiwerte (α, Φ, ...) sind zu berücksichtigen.</p> <p>^c SW/2 ist nur bei Vereinbarung für die Strecke zu berücksichtigen.</p> <p>^d Beiwert kann auf 0,5 im günstigen Fall vermindert werden.</p> <p>^e Im günstigsten Fall sind diese nicht-dominanten Werte zu Null zu setzen.</p>					

Tab. 4.3: Belastungen auf die Brücke

	Nr.	Lastfall
ständig	1	Eigengewicht
	2	Abdichtung
	3	Schotterbett
	4	Betonschwellen
	5	Schienen
veränderlich	10–19	Temperatur
	20–29	Wind
	30–39	Anfahren / Bremsen
	40–99	Seitenstoß
	100–199	Vertikallasten — LM 71
	200–299	Vertikallasten — LM SW/2
	300–399	Vertikallasten — LM unbelasteter Zug
	400–499	Fliehkkräfte — LM 71
	500–599	Fliehkkräfte — LM SW/2
	600–699	Fliehkkräfte — LM unbelasteter Zug
	700–799	Vertikallasten — LM 71 (FLS)
800–899	Fliehkkräfte — LM 71 (FLS)	
außergew.	1000–1099	Erdbeben
	1100–1199	Fahrzeuganprall
	1200–1299	Entgleisen BM I
	1300–1399	Entgleisen BM II

4.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

4.2.1 Lagesicherheit

Gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Kap. A.2.3.1 (3) sind für den Nachweis der Lagesicherheit der Brücke die Lasten nach Tabelle A.2.4(A) Gleichung (6.10) folgendermaßen zu kombinieren:

$$\sum_i \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (4.1)$$

mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten:

- ständige Lasten: $\gamma_G = 0,95$
- Lastgruppen: $\gamma_Q = 1,45$
- Wind: $\gamma_Q = 1,50$
- Temperatur: $\gamma_Q = 1,50$

4.2.2 ständige und vorübergehende Bemessungssituation

Gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Kap. A.2.3.1 (4) sind für den Nachweis der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation die Lasten nach Tabelle A.2.4(B) Gleichung (6.10) folgendermaßen zu kombinieren:

$$\sum_i \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (4.2)$$

mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten:

- ständige Lasten: $\gamma_G = 1,35$
- Lastgruppen gr11–gr15: $\gamma_Q = 1,45$
- Lastgruppen gr16–gr17: $\gamma_Q = 1,20$
- Wind: $\gamma_Q = 1,50$
- Temperatur: $\gamma_Q = 1,50$

4.2.3 außergewöhnliche Bemessungssituation

Gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Kap. A.2.3.2 (1) sind für den Nachweis der außergewöhnlichen Bemessungssituation die Lasten nach Tabelle A.2.5 Gleichung (6.11) folgendermaßen zu kombinieren:

$$\sum_i G_{k,i} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4.3)$$

Für Erdbeben darf folgende Gleichung verwendet werden:

$$\sum_i G_{k,i} + \gamma_I A_k + \sum_j \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4.4)$$

mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Erdbebenbelastung für Bauwerke der Bedeutungskategorie II gemäß ÖNORM B 1998-2 Kap. 6.1.3 von

- Erdbeben: $\gamma_I = 1,0$

Für die außergewöhnlichen Bemessungssituationen ist nach ÖNORM B 1990-2 Kap. 6.6.1 (1) der Kombinationsbeiwert ψ_2 für die Belastung zufolge Eisenbahnverkehr mit $\psi_2 = 0$ anzusetzen. Die einzige Bemessungssituation, in der gleichzeitig ein möglicher Zugverkehr angesetzt werden muss, ist demnach die Situation *Anprallstoß*, wo diese Belastung mit ihrem häufigen Wert eingeht. Des Weiteren dürfen gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Kap. A.2.2.5 (1) für außergewöhnliche Bemessungssituationen die Windeinwirkungen zur Gänze vernachlässigt werden.

4.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind gemäß ÖNORM EN 1990/A1 abhängig von dem zu erbringendem Nachweis folgende Einwirkungskombinationen zu berücksichtigen:

$$\text{charakteristisch} : \sum_i G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (4.5)$$

$$\text{häufig} : \sum_i G_{k,i} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4.6)$$

$$\text{quasiständig} : \sum_i G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 2} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (4.7)$$

4.4 Grenzzustände der Ermüdung

Für die Nachweise gegen Ermüdungsversagen sind lediglich die Spannungsschwingbreiten von Bedeutung. Sämtliche ständigen Lasten können demnach vernachlässigt werden. Nach Kap. 9.4.1 (4) der ÖNORM EN 1993-2 ist die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite folgendermaßen zu ermitteln:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\Phi_2\Delta\sigma_p \quad (4.8)$$

Für den Bezugswert der Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_p$ ist nach Kap. 9.2.3 (1) aus oben genannter Norm die Belastung zufolge des LM 71 anzusetzen. Also sowohl die Vertikal-, als auch die Horizontallasten, jedoch ohne Berücksichtigung des Lastklassenbeiwerts α . Der Schadensäquivalenzfaktor λ sowie der dynamische Beiwert Φ_2 sind in Abschnitt 3.2.2 näher beschrieben. An dieser Stelle sei lediglich nochmals darauf hingewiesen, dass bei der Ermüdung auch für den Endquerträger der Beiwert Φ_2 zu verwenden ist, und nicht, wie bei den anderen Grenzzuständen, Φ_3 .

4.5 Ergebniskombinationen

In Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5 sind sämtliche untersuchten Ergebniskombinationen mit den zugehörigen Kombinationsregeln angeführt, deren Ergebnisse in Abschnitt 5 dargestellt werden. Die jeweiligen Bemessungssituationen sind dabei als Umhüllende für die zugehörigen Laststellungen zu verstehen.

4.6 Eingabe in RFEM

Aufgrund der deutlich einfacheren Eingabe, sowie eines signifikant kürzeren Berechnungsvorgangs, erfolgt die Kombination der Lasten im Berechnungsprogramm RFEM nicht über die Eingabe als Lastkombinationen, sondern mit Ergebniskombinationen. Das heißt, die Schnittgrößen werden für die jeweiligen Lastfälle einzeln berechnet, und anschließend durch einfache Addition gemäß den oben angeführten Kombinationsregeln miteinander superpositioniert.

Diese Vorgehensweise ist nur gerechtfertigt, solange ein lineares Berechnungsverfahren angewandt wird. Daher findet die Berechnung nach Theorie I. Ordnung statt. Des weiteren müssen die Elastomerlager derart in RFEM eingegeben werden, dass deren Arbeitslinie unter Zugbelastung und Druckbelastung identisch sind. Nachdem die Brücke lediglich auf den Lagern aufliegt, und nicht kraftschlüssig mit ihnen verbunden ist, entspricht diese Annahme nicht der Realität. Solange die resultierende Auflagerkraft jedoch eine Druckkraft darstellt, ergeben sich daraus die gleichen Ergebnisse wie unter Annahme eines bei Zugkraft ausfallenden Lagers.

Daher kann die Berechnung linear stattfinden und anstatt von Lastkombinationen die einfacher handzuhabenden Ergebniskombinationen verwendet werden.

An dieser Stelle sei nochmals auf die Faktoren zur Modifikation der Lastgrößen α , Φ und λ hingewiesen, wie sie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben sind. Diese sind auf folgende Lasten anzuwenden:

- α — Lasten des LM71 (außer im FLS), Anfahren/Bremsen, Seitenstoß, Entgleisen
- Φ — Vertikallasten des LM71 und SW/2
- λ — Lasten des LM71 im FLS

Tab. 4.4: Untersuchte Bemessungssituationen - EQU + GZT

Grenzzustand	Bemessungssituation	Laststellungen	Kombinationsregel
EQU	Lagesicherheit	ohne Verkehr	0.95 ständige Lasten 0.90 Temperatur 1.50 Wind
		Verkehr führend	0.95 ständige Lasten 0.90 Temperatur 1.13 Wind 1.45 Lastgruppen gr11-gr17
		Wind führend	0.95 ständige Lasten 0.90 Temperatur 1.50 Wind 1.16 Lastgruppen gr11-gr17
		Temperatur führend	0.95 ständige Lasten 1.50 Temperatur 1.13 Wind 1.16 Lastgruppen gr11-gr17
GZT	ständig & vorübergehend	ohne Verkehr	1.35 ständige Lasten 0.90 Temperatur 1.50 Wind
		Verkehr führend	1.35 ständige Lasten 0.90 Temperatur 1.13 Wind 1.45 Lastgruppen gr11-gr15 1.20 Lastgruppen gr16-gr17
		Wind führend	0.95 ständige Lasten 0.90 Temperatur 1.50 Wind 1.16 Lastgruppen gr11-gr15 0.96 Lastgruppen gr16-gr17
		Temperatur führend	0.95 ständige Lasten 1.50 Temperatur 1.13 Wind 1.16 Lastgruppen gr11-gr15 0.96 Lastgruppen gr16-gr17
	außergewöhnlich	Erdbeben	1.00 ständige Lasten 0.60 Temperatur 1.00 Erdbeben
		Anprallstoß	1.00 ständige Lasten 0.60 Temperatur 0.80 Lastgruppen gr11-gr17 1.00 Anprallstoß
		Entgleisen	1.00 ständige Lasten 0.50 Temperatur 1.00 Entgleisen

Tab. 4.5: Untersuchte Bemessungssituationen - GZG + FLS

Grenzzustand	Bemessungssituation	Laststellungen	Kombinationsregel	
GZG	charakteristisch	ohne Verkehr	1.00 ständige Lasten 0.60 Temperatur 1.00 Wind	
		Verkehr führend	1.00 ständige Lasten 0.60 Temperatur 0.70 Wind 1.00 Lastgruppen gr11-gr17	
		Wind führend	1.00 ständige Lasten 0.60 Temperatur 1.00 Wind 0.85 Lastgruppen gr11-gr17	
		Temperatur führend	1.00 ständige Lasten 1.00 Temperatur 0.70 Wind 0.85 Lastgruppen gr11-gr17	
	häufig	ohne Verkehr	1.00 ständige Lasten 0.50 Temperatur 0.50 Wind	
		Verkehr führend	1.00 ständige Lasten 0.50 Temperatur 0.80 Lastgruppen gr11-gr17	
		Wind führend	1.00 ständige Lasten 0.50 Temperatur 0.50 Wind 0.60 / 0.75 LM 71 - V	
		Temperatur führend	1.00 ständige Lasten 0.60 Temperatur 0.60 / 0.75 LM 71 - V	
	quasi-ständig		1.00 ständige Lasten 0.50 Temperatur 0.60 / 0.75 LM 71 - V	
	FLS	vorübergehend		1.00 LM 71 - V (FLS)
				1.00 LM 71 - H (FLS)

Kapitel 5

Ergebnisverläufe

5.1 Ergebnisdarstellung

In diesem Abschnitt werden nun die Ergebnisverläufe graphisch dargestellt. Für die verschiedenen Bemessungssituationen werden folgende Ergebnisse angeführt:

- **EQU - Lagesicherheit:**
 - Auflagerkräfte
 - vertikale Verformungen
- **ULS - allgemeine Bemessungssituation:**
 - Auflagerkräfte
 - Schnittgrößen für Längstragwirkung m_x, v_x, n_x
 - Schnittgrößen für Quertragwirkung m_y, v_y, n_y
 - Detail - Schnittgrößen am Anschluss Platte zu Steg m_y, v_y, n_y
 - Spannungen im Endquerträger $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$
- **ULS - außergewöhnliche Lastfälle:**
 - Auflagerkräfte
 - Schnittgrößen für Längstragwirkung m_x, v_x, n_x
 - Schnittgrößen für Quertragwirkung m_y, v_y, n_y
- **SLS - Gebrauchstauglichkeit:**
 - Auflagerkräfte
 - Verformungen der Brücke u_x, u_y, u_z
- **FLS - Ermüdung:**
 - Schnittgrößen für Längstragwirkung m_x, v_x, n_x
 - Schnittgrößen für Quertragwirkung m_y, v_y, n_y
 - Detail - Schnittgrößen am Anschluss Platte zu Steg m_y, v_y, n_y
 - Spannungen im Endquerträger $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$

Die Schnittgrößen sind jeweils an Schnitten durch das Bauwerk dargestellt. Einerseits werden Längsschnitte durch die Plattenmitte und den Plattenrand geführt, andererseits Querschnitte in der Brückenmitte sowie beim Auflager. Diese Schnittführungen sind in Abb. 5.1 an einer Brückenansicht ersichtlich.

Die Längsschnitte erstrecken sich nur über eine Brückenhälfte. Da einerseits das Tragwerk symmetrisch ist und andererseits die Lasten als Wanderlasten auf beide Brückenhälften gleichermaßen angesetzt werden, weisen die Schnittgrößen und Verformungen symmetrische Verläufe auf. Zur Darstellung der Querschnitte wird aus Gründen der Übersichtlichkeit eine „gesprengte“ Darstellung verwendet, wodurch ein Überlappen der Schnittgrößenverläufe der einzelnen Bauteile vermieden wird und die Verläufe sind eindeutig voneinander zu unterscheiden. In Abb. 5.2 sowie Abb. 5.3 ist der Übergang vom realen Querschnitt respektive dem realen Anschlussdetail auf die „gesprengte“ Variante gezeigt. In Abb. 5.4 geschieht dies für den Endquerträger.

Da die inhomogene Fahrbahnplatte in dem verwendeten Modell über mehrere homogene Bauteilschichten modelliert wird, sind in RFEM vorerst auch nur die Schnittgrößen an diesen einzelnen Bauteilschichten abzulesen. Um die Schnittgrößen der gesamten Platte zu erhalten, wird die in RFEM vorhandene Funktion der „Ergebnisstäbe“ verwendet. Diese errechnet aus den in den Bauteilen vorherrschenden Spannungen durch Integration äquivalente Schnittgrößen. Somit können auch die Schnittgrößen der inhomogenen Fahrbahnplatte angeführt werden. Diese Ergebnisstäbe werden hier mit einer Breite von 10 cm gewählt, die Spannungen werden demnach über diese Breite aufintegriert. Anschließend werden sie manuell mit dem Faktor 10 multipliziert, um die Schnittgrößen je Meter zu erhalten. So ergeben sich die Einheiten kN/m bzw. kNm/m, wie sie im Folgenden angeführt sind.

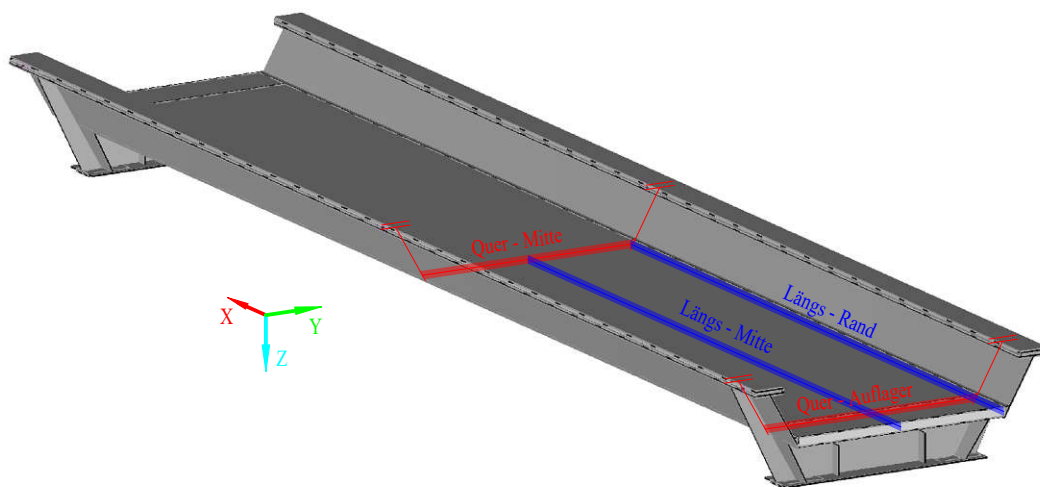


Abb. 5.1: Position der Längs- und Querschnitte durch das Brückentragwerk

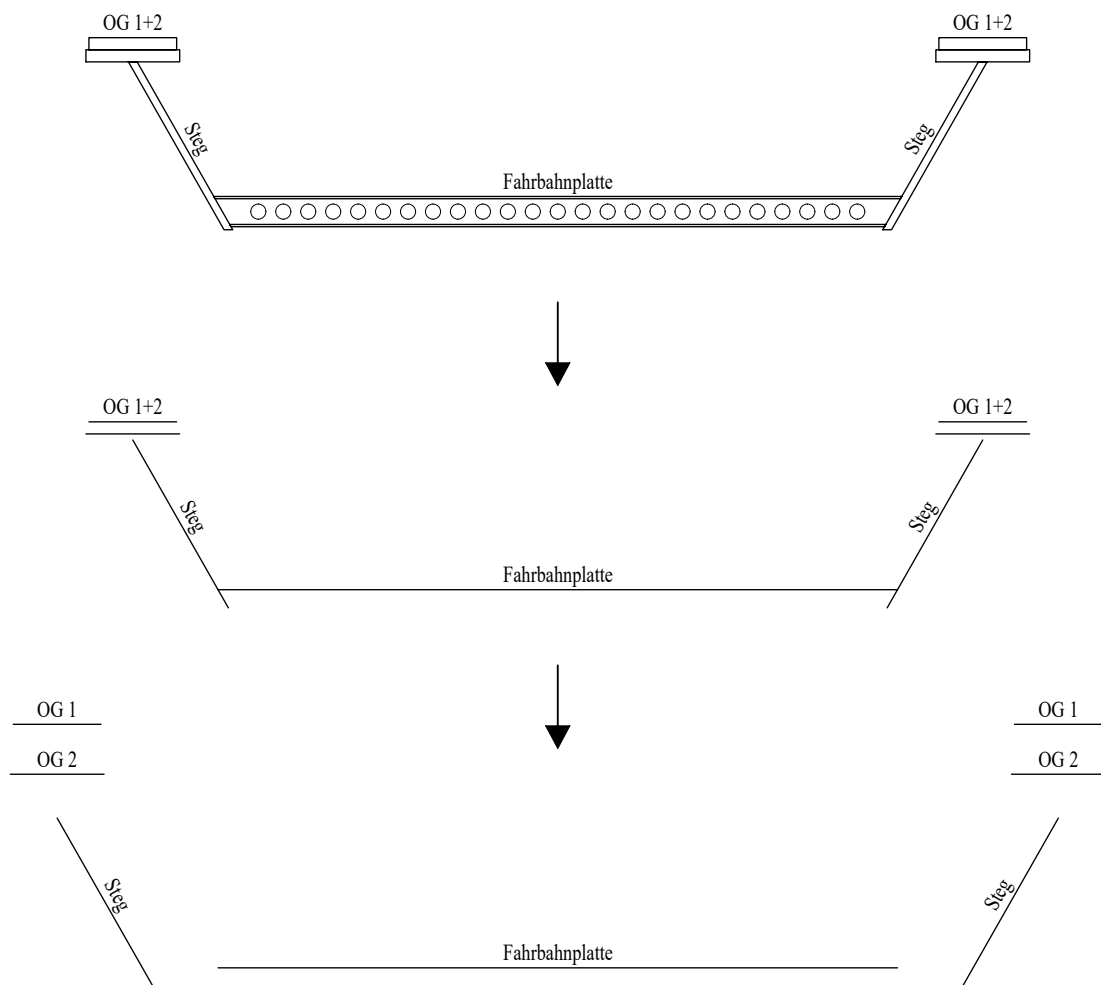


Abb. 5.2: Übergang vom realen zum „gesprengten“ Querschnitt, welcher zur Darstellung der Schnittgrößen verwendet wird

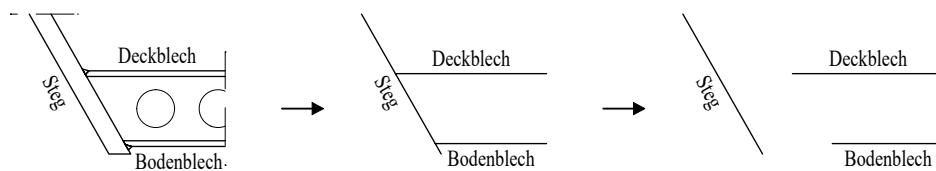


Abb. 5.3: Übergang vom realen zum „gesprengten“ Anschlussdetail, welches zur Darstellung der Schnittgrößen verwendet wird

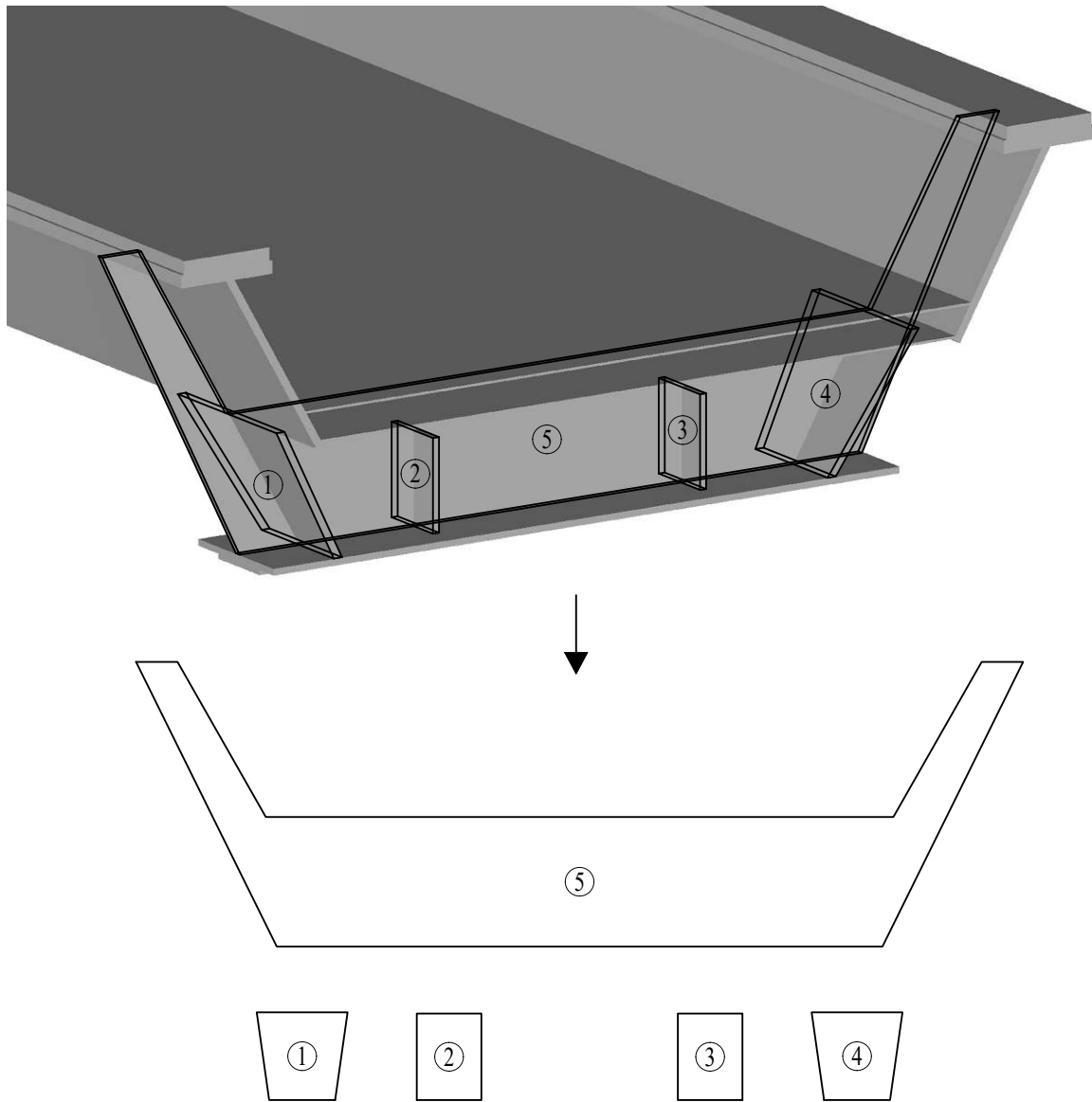


Abb. 5.4: Übergang vom realen zum „gesprengten“ Endquerträger, welcher zur Darstellung der Spannungen verwendet wird

5.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

5.2.1 Lagesicherheit

Für die Nachweise zur Lagesicherheit der Brücke sind die Schnittgrößen der einzelnen Bauteile nicht von Bedeutung. Hier werden demnach nur die Auflagerkräfte (Abb. 5.5), sowie die vertikalen Verformungen (Abb. 5.6) der Brücke angeführt.

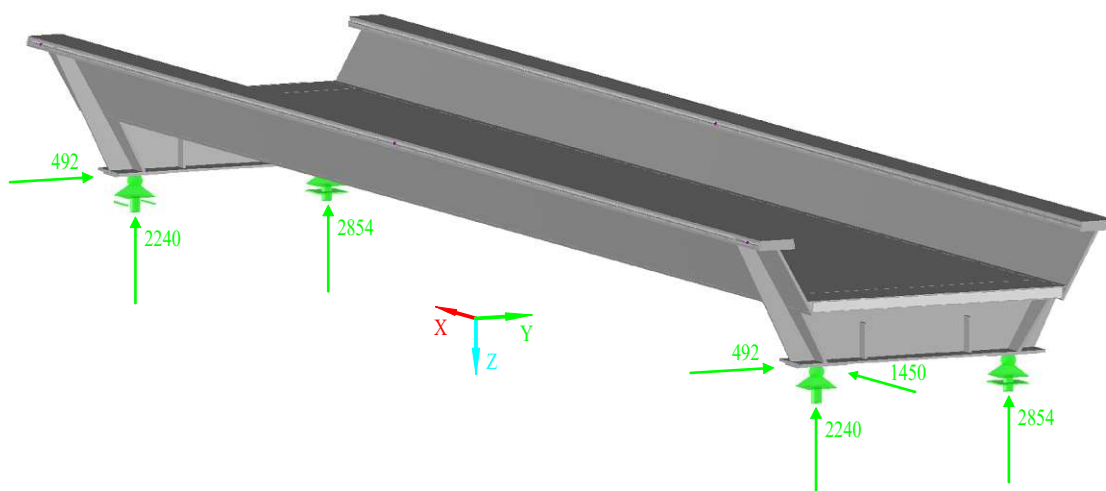


Abb. 5.5: maximale Auflagerkräfte im Grenzzustand der Lagesicherheit EQU in kN

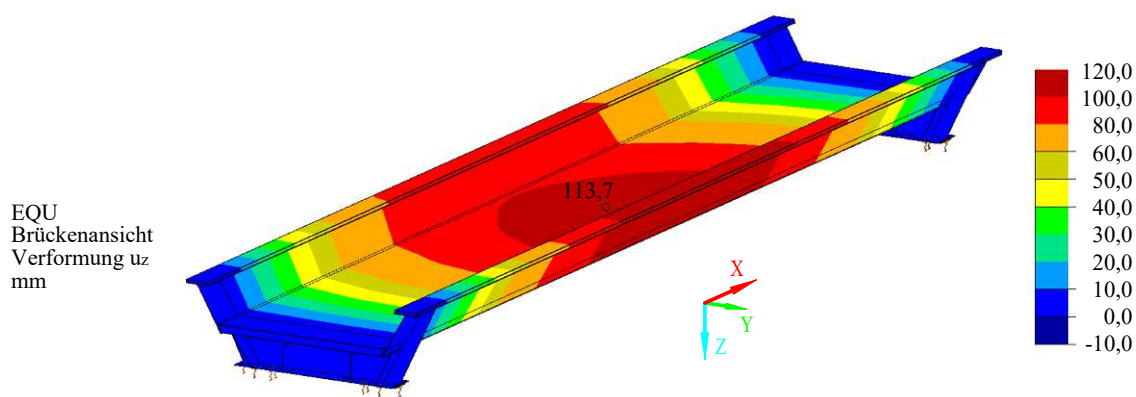


Abb. 5.6: Ergebnisverläufe im Grenzzustand der Lagesicherheit EQU
Ansicht der Brücke
maximale Verschiebungen in z-Richtung u_z

5.2.2 allgemeine Bemessungssituation

Im Folgenden sind die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation angegeben. Wie schon in Abschnitt 5.1 beschrieben, sind hier folgende Ergebnisse angeführt:

- Auflagerkräfte (Abb. 5.7)
- Querschnitte durch das Tragwerk (Abb. 5.8–Abb. 5.11)
- Längsschnitte durch das Tragwerk (Abb. 5.12–Abb. 5.15)
- Detailschnitt durch den Anschluss der SCSC-Platte an den Steg (Abb. 5.16–Abb. 5.17)
- Ansichten des Endquerträgers und dessen Steifen (Abb. 5.18–Abb. 5.20)

Die Schnitte durch das Tragwerk werden an folgenden Stellen geführt:

- Schnitte in Querrichtung:
 - Tragwerksmitte
 - Auflager
- Schnitte in Längsrichtung:
 - Plattenmitte
 - Plattenrand

Für diese Schnitte sind jeweils folgende Schnittgrößen angeführt:

- Schnittgrößen für Längstragwirkung m_x, v_x, n_x
- Schnittgrößen für Quertragwirkung m_y, v_y, n_y
- Bei den Schnittgrößen für die Stege und Obergurte wird, aus Gründen der Übersichtlichkeit, jeweils der Höchstwert im jeweiligen Bauteil angegeben. Bei der Fahrbahnplatte sind Werte an maßgebenden Stellen angeführt.

Für die Detailschnitte durch den Anschluss der Fahrbahnplatte an den Steg werden nur die Schnittgrößen für die Quertragwirkung der Brücke ausgegeben (m_y, v_y, n_y).

Für den Endquerträger und dessen Steifen werden nicht die Schnittgrößenverläufe gezeigt, sondern die Spannungsverläufe an der Oberfläche des jeweiligen Blechs, $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$. Und zwar sowohl an der „Innenseite“ des Blechs (Ansicht von Brückenmitte), als auch an der „Außenseite“ (Ansicht auf die Brücke von außen). Die Spannungen auf der Innenseite werden mit dem Index „+“ bezeichnet, die auf der Außenseite mit dem Index „-“ ($\sigma_{x+}, \sigma_{y+}, \tau_{xy+}$, bzw. $\sigma_{x-}, \sigma_{y-}, \tau_{xy-}$).

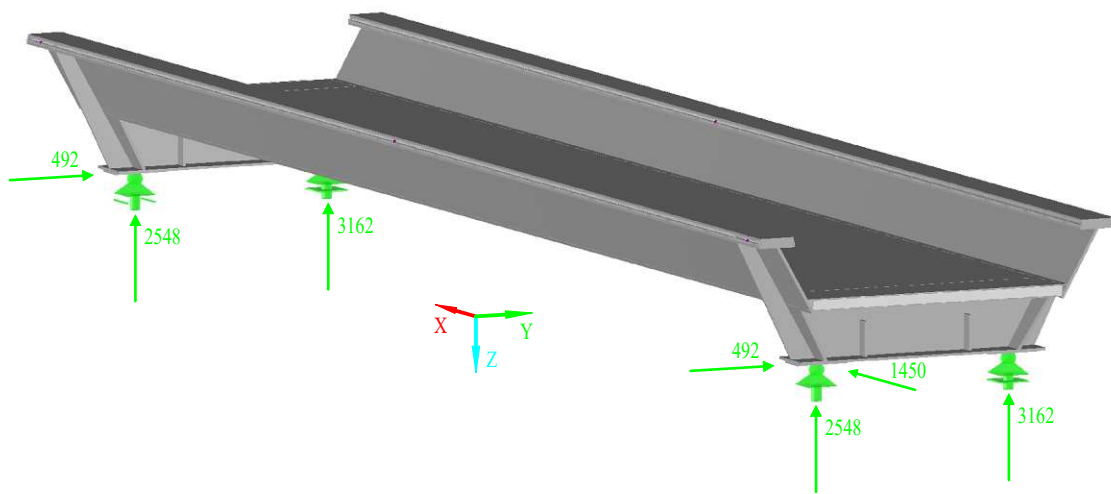


Abb. 5.7: maximale Auflagerkräfte im ULS in kN

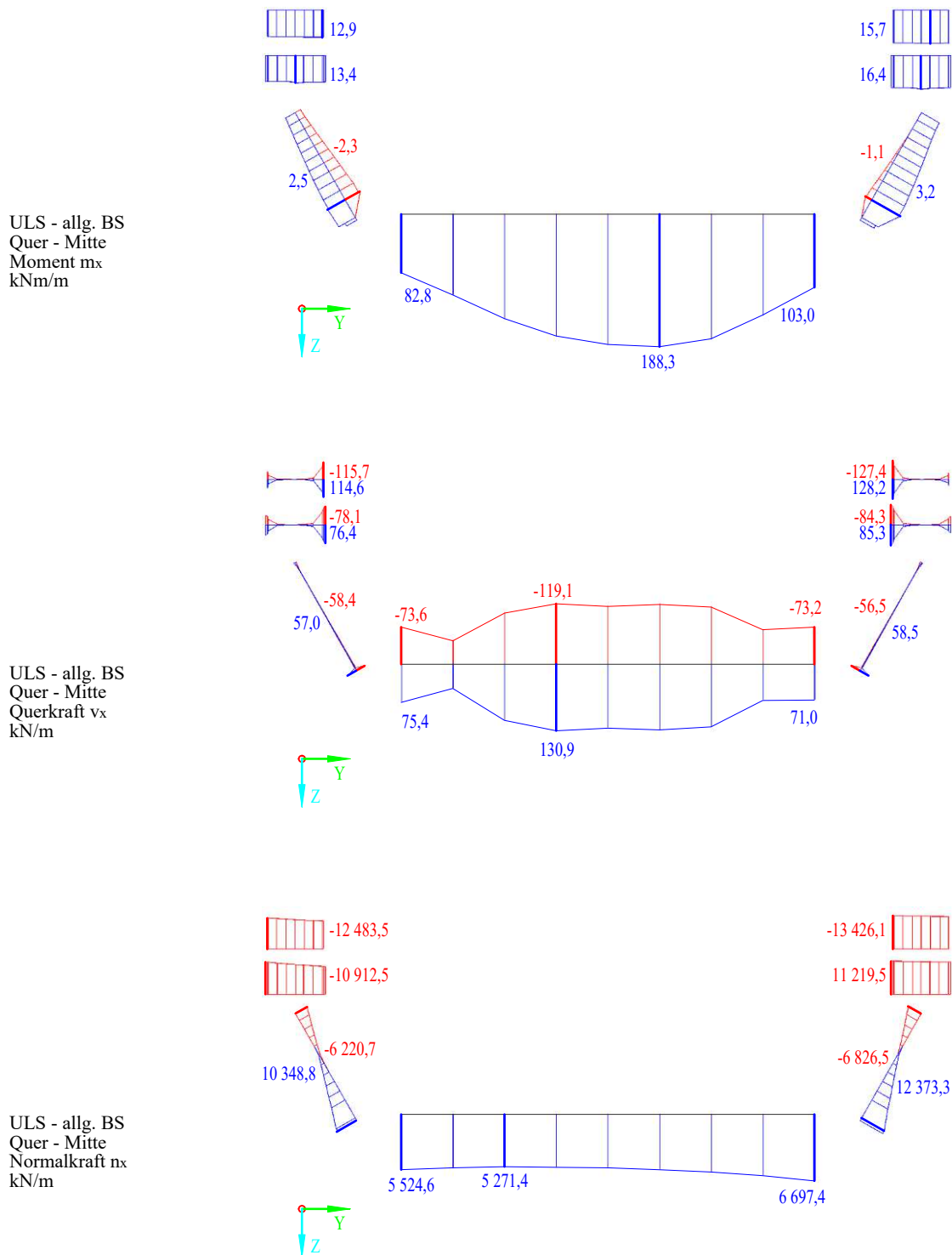


Abb. 5.8: Ergebnisverläufe im ULS
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x, v_x, n_x)

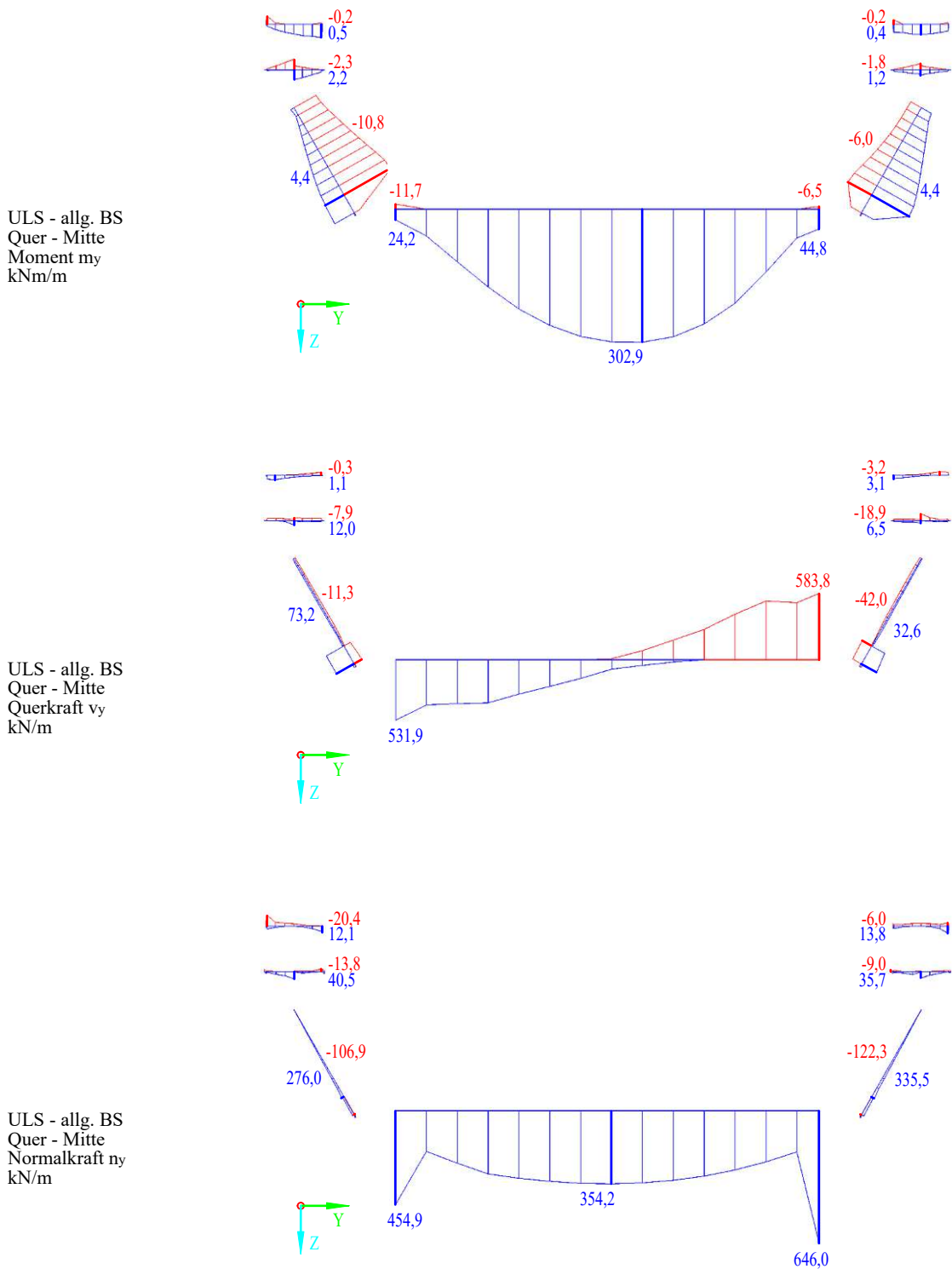


Abb. 5.9: Ergebnisverläufe im ULS
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

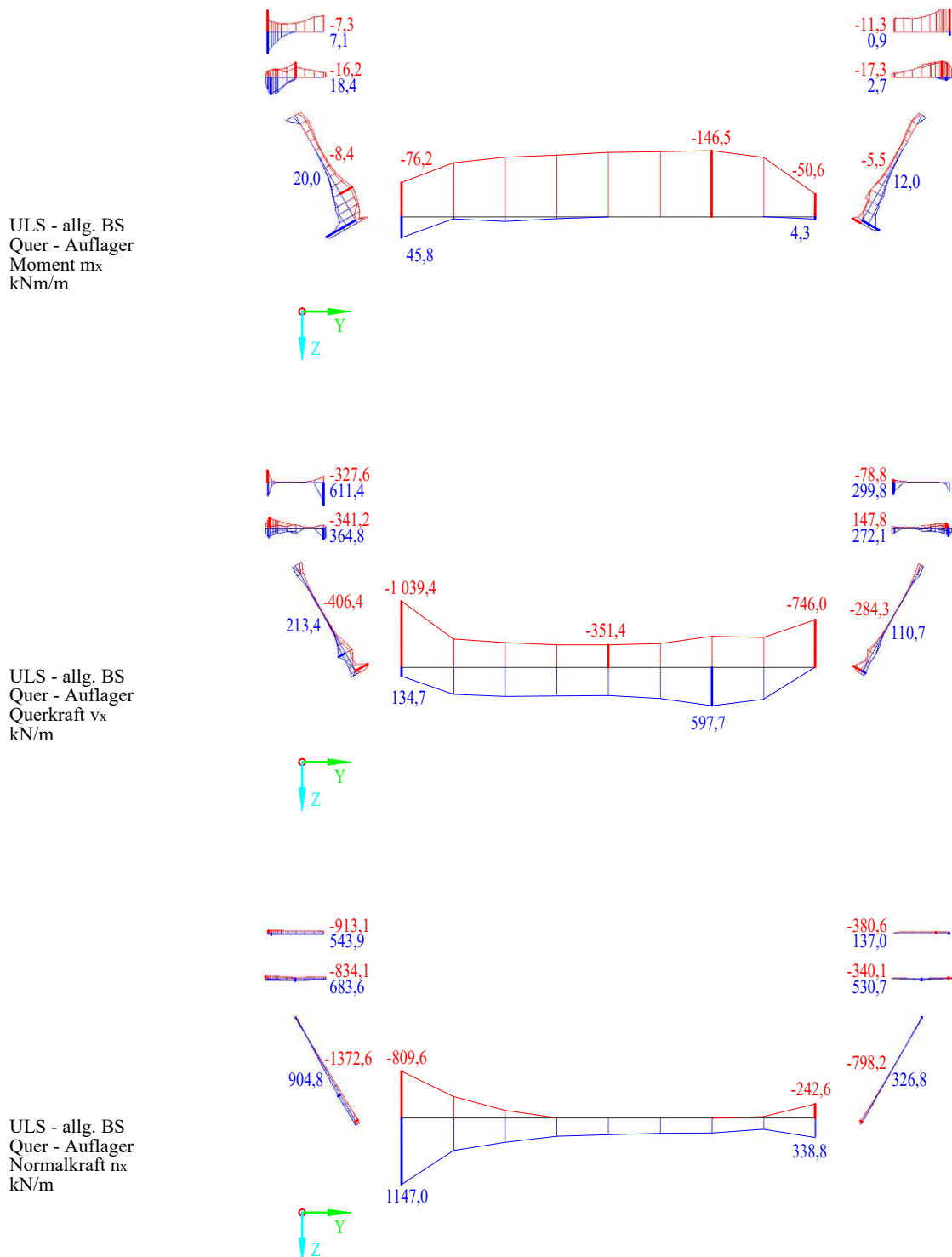


Abb. 5.10: Ergebnisverläufe im ULS
Querschnitt beim Auflager
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

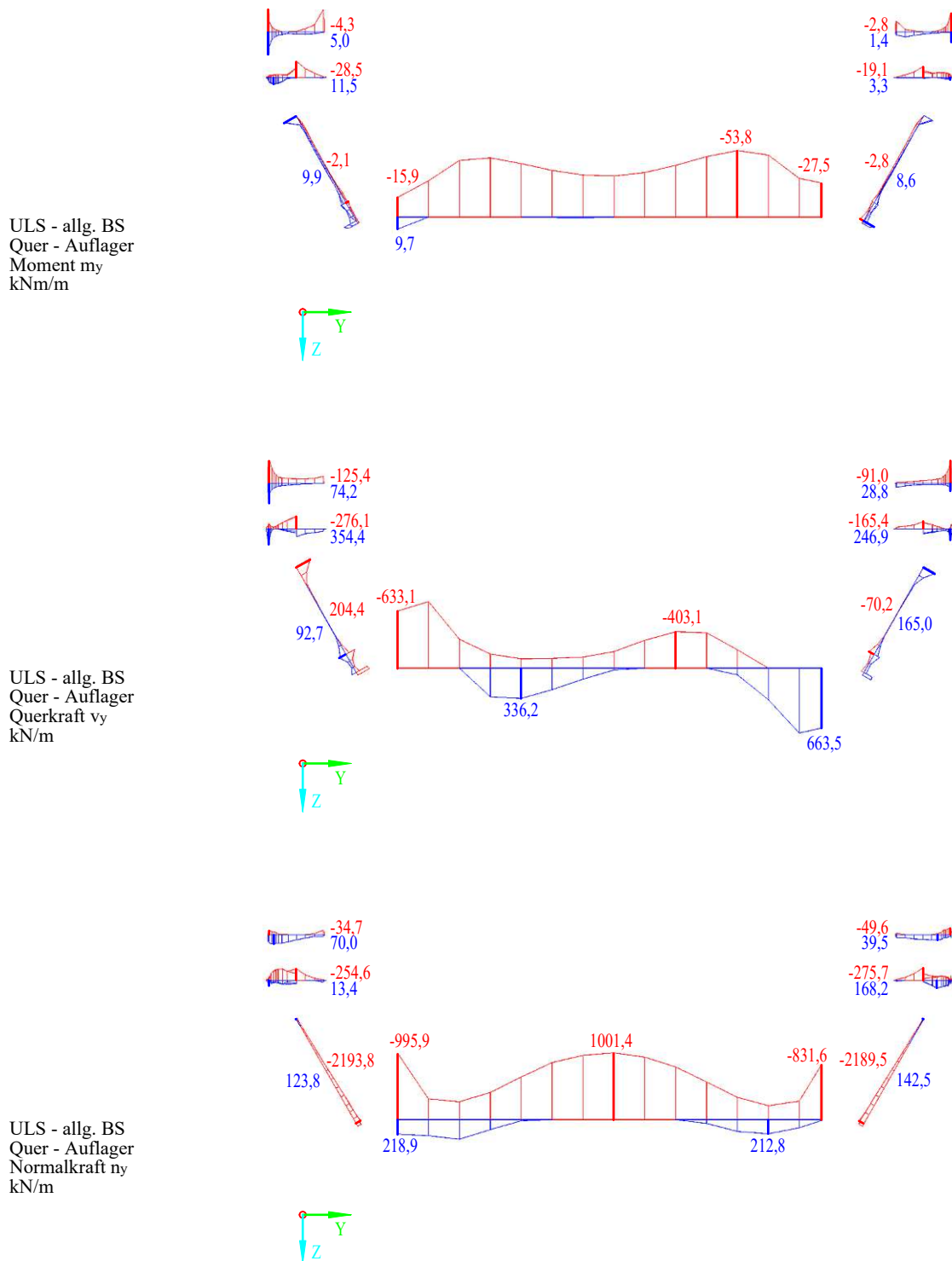


Abb. 5.11: Ergebnisverläufe im ULS
Querschnitt beim Auflager
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y, v_y, n_y)

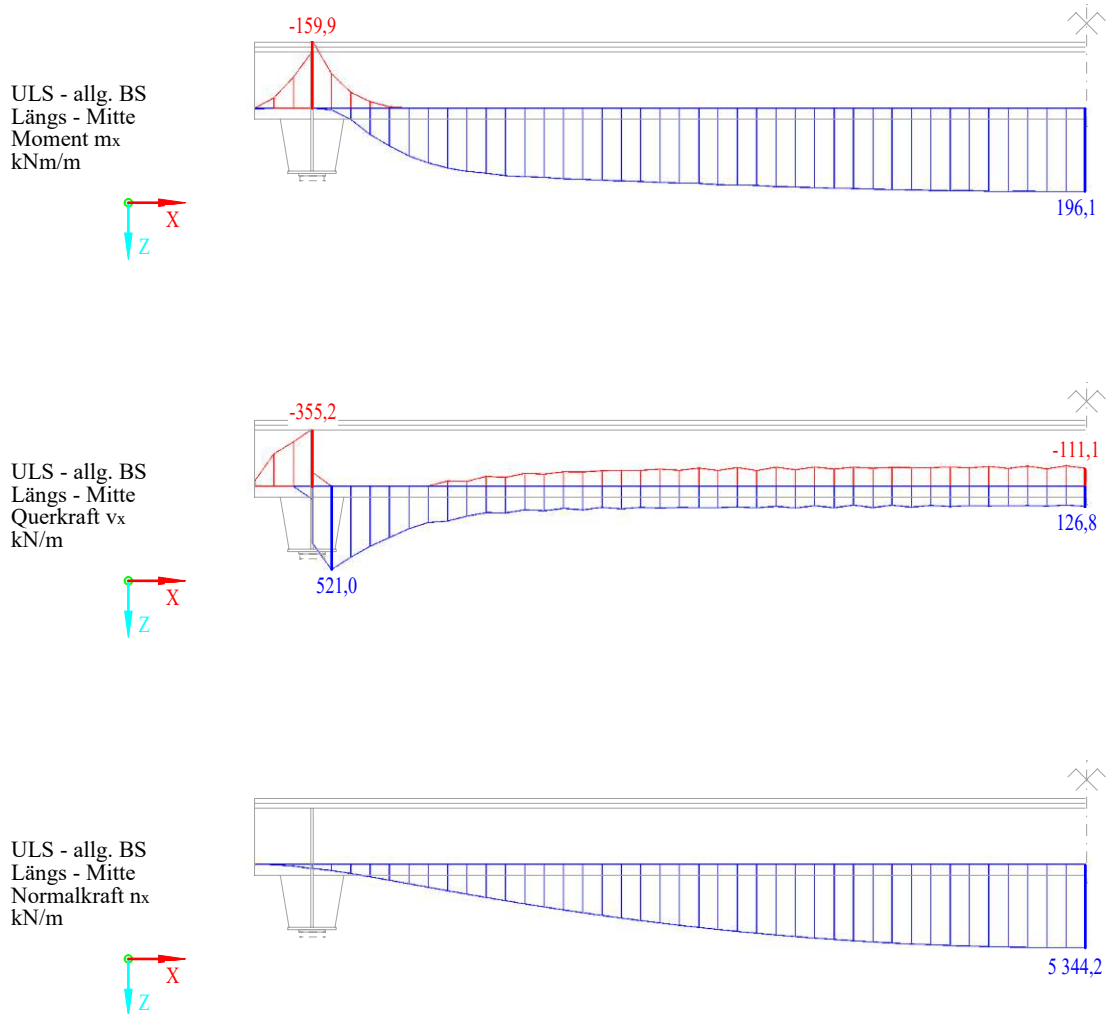


Abb. 5.12: Ergebnisverläufe im ULS
Längsschnitt in Plattenmitte
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

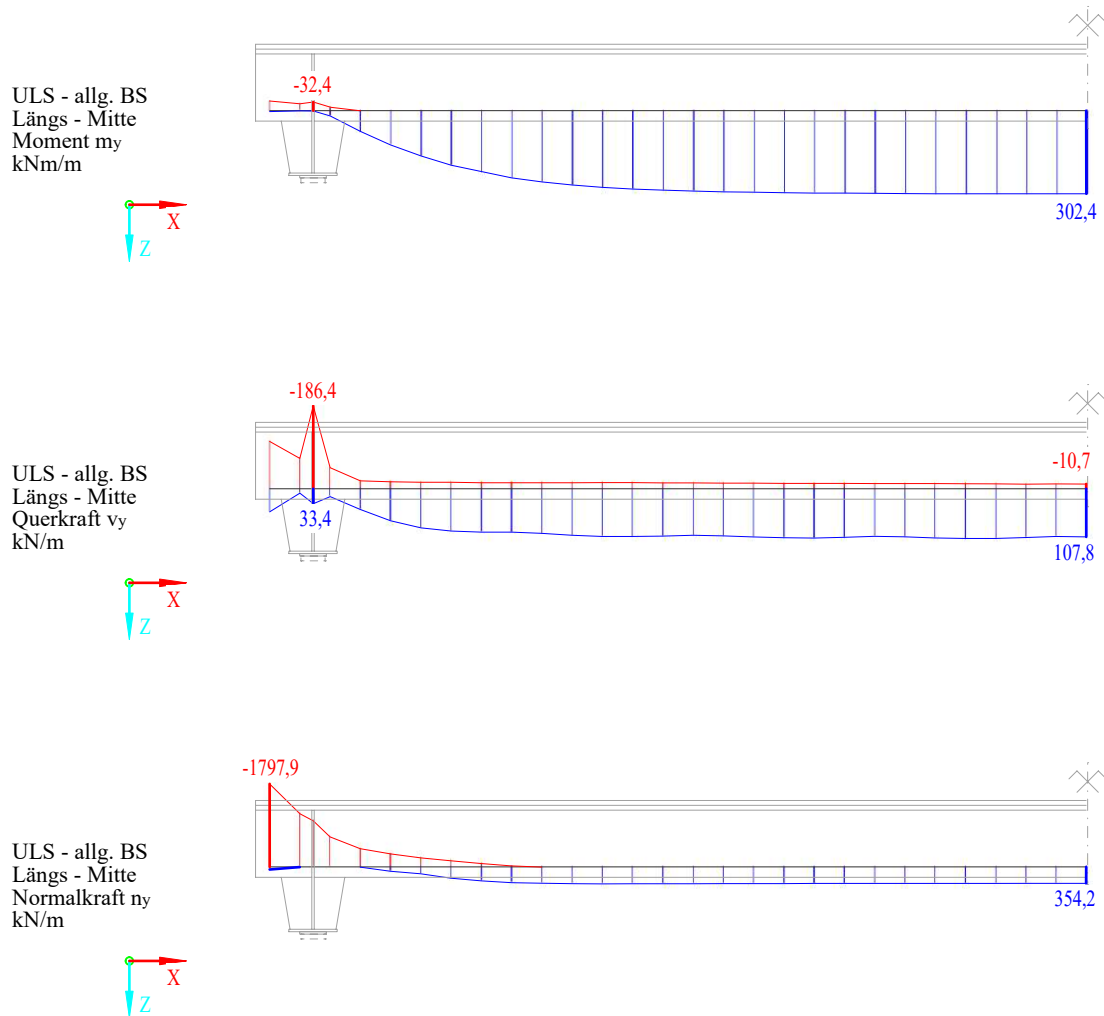


Abb. 5.13: Ergebnisverläufe im ULS
Längsschnitt in Plattenmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

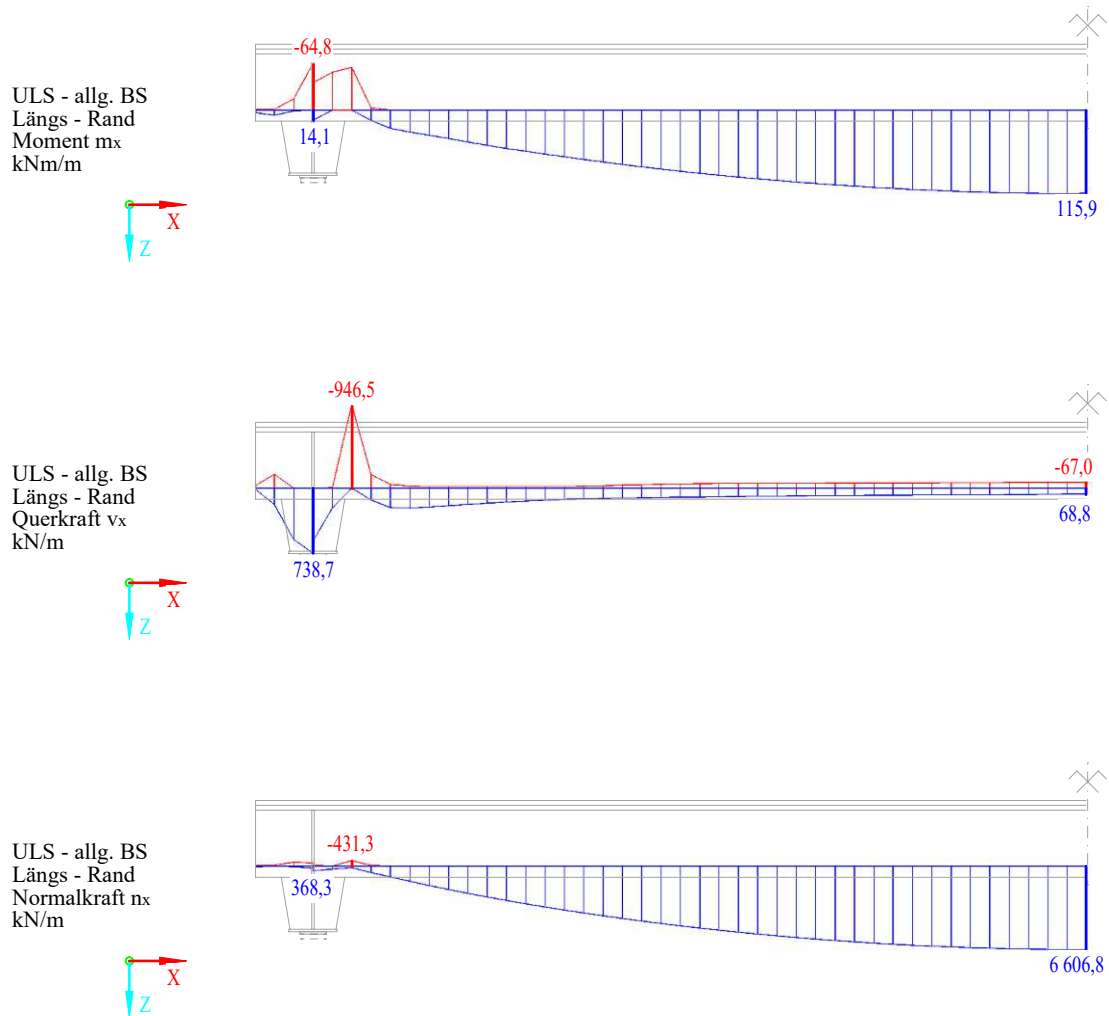


Abb. 5.14: Ergebnisverläufe im ULS
Längsschnitt am Plattenrand
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

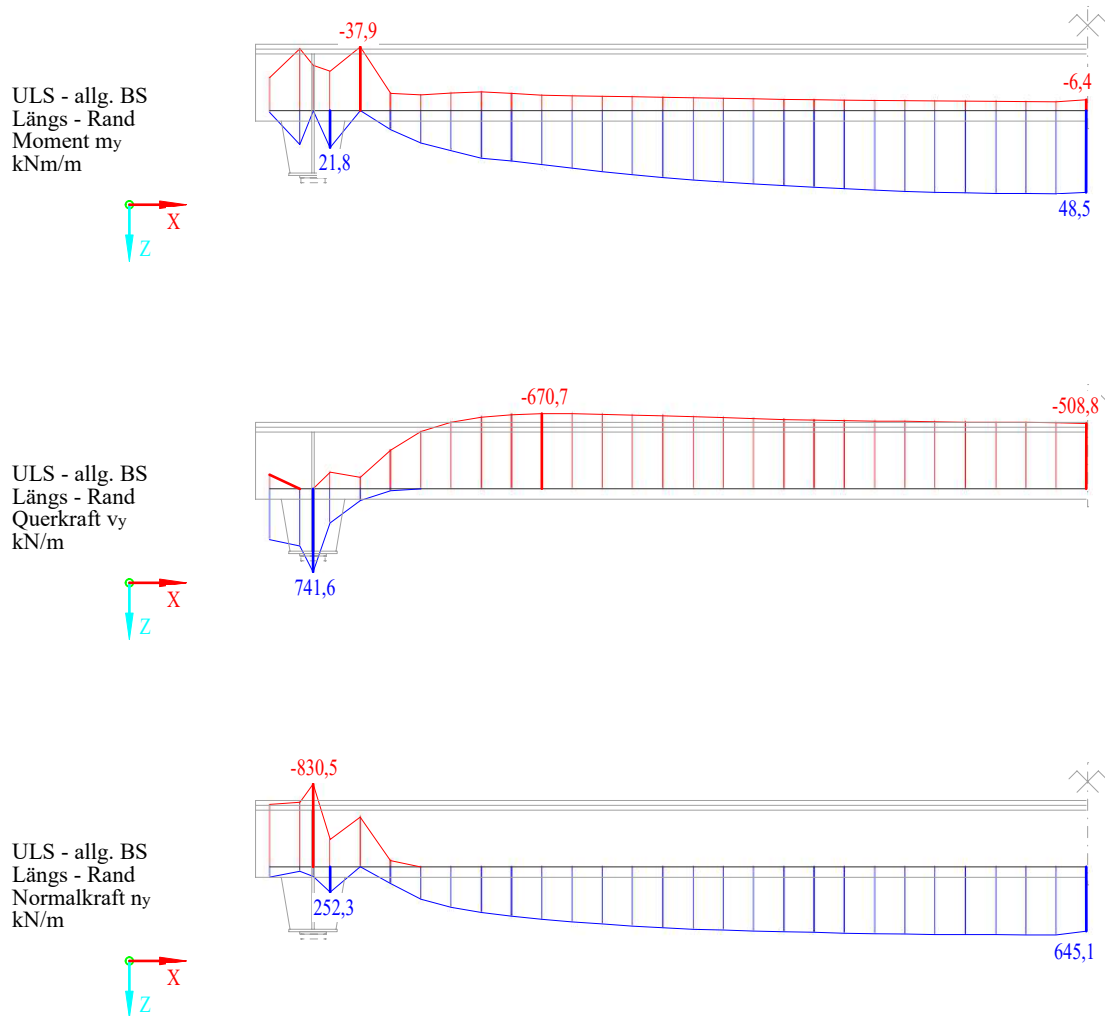


Abb. 5.15: Ergebnisverläufe im ULS
Längsschnitt am Plattenrand
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

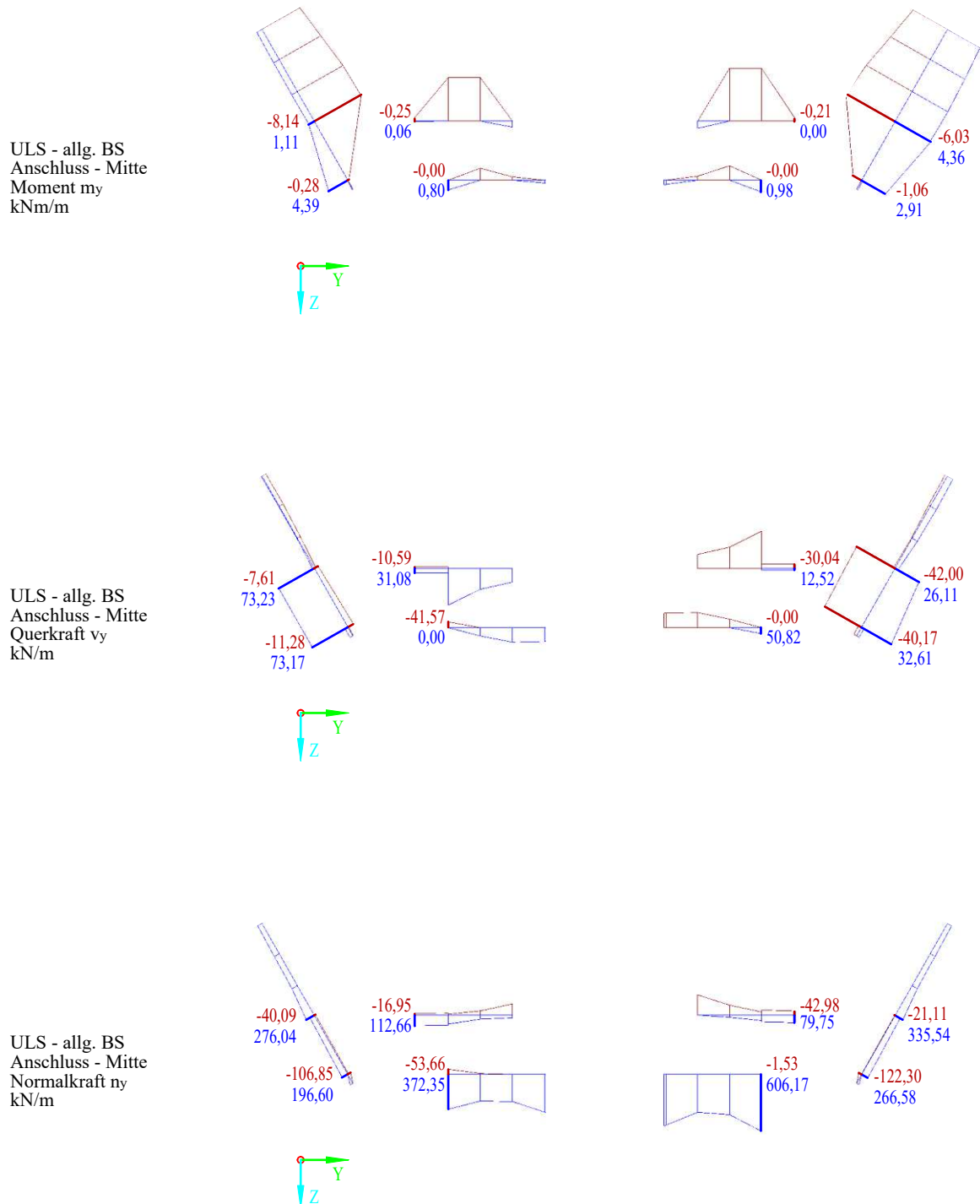


Abb. 5.16: Ergebnisverläufe im ULS

Detailschnitt durch den Anschluss der SCSC-Platte in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

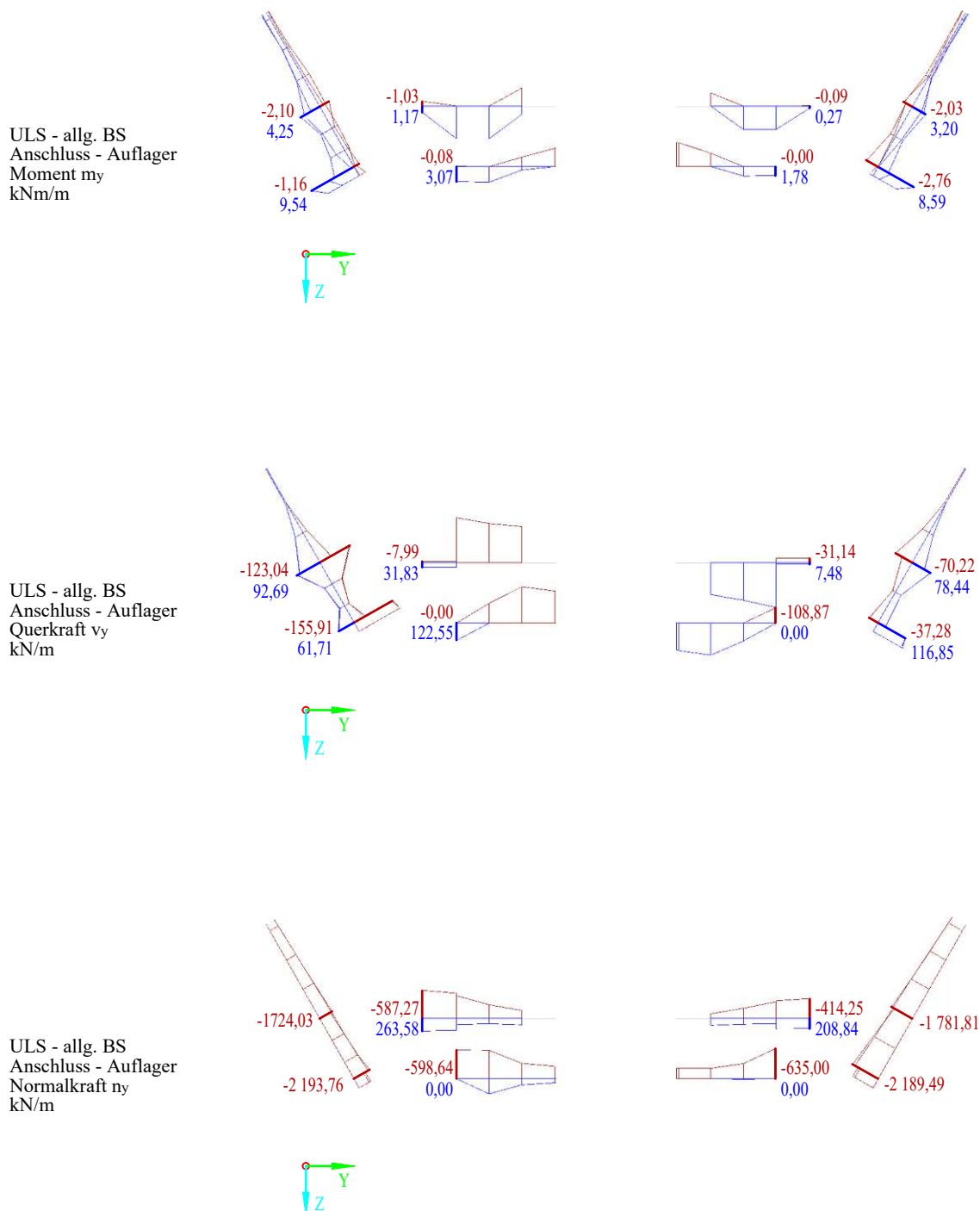


Abb. 5.17: Ergebnisverläufe im ULS
 Detailschnitt durch den Anschluss der SCSC-Platte beim Auflager
 Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

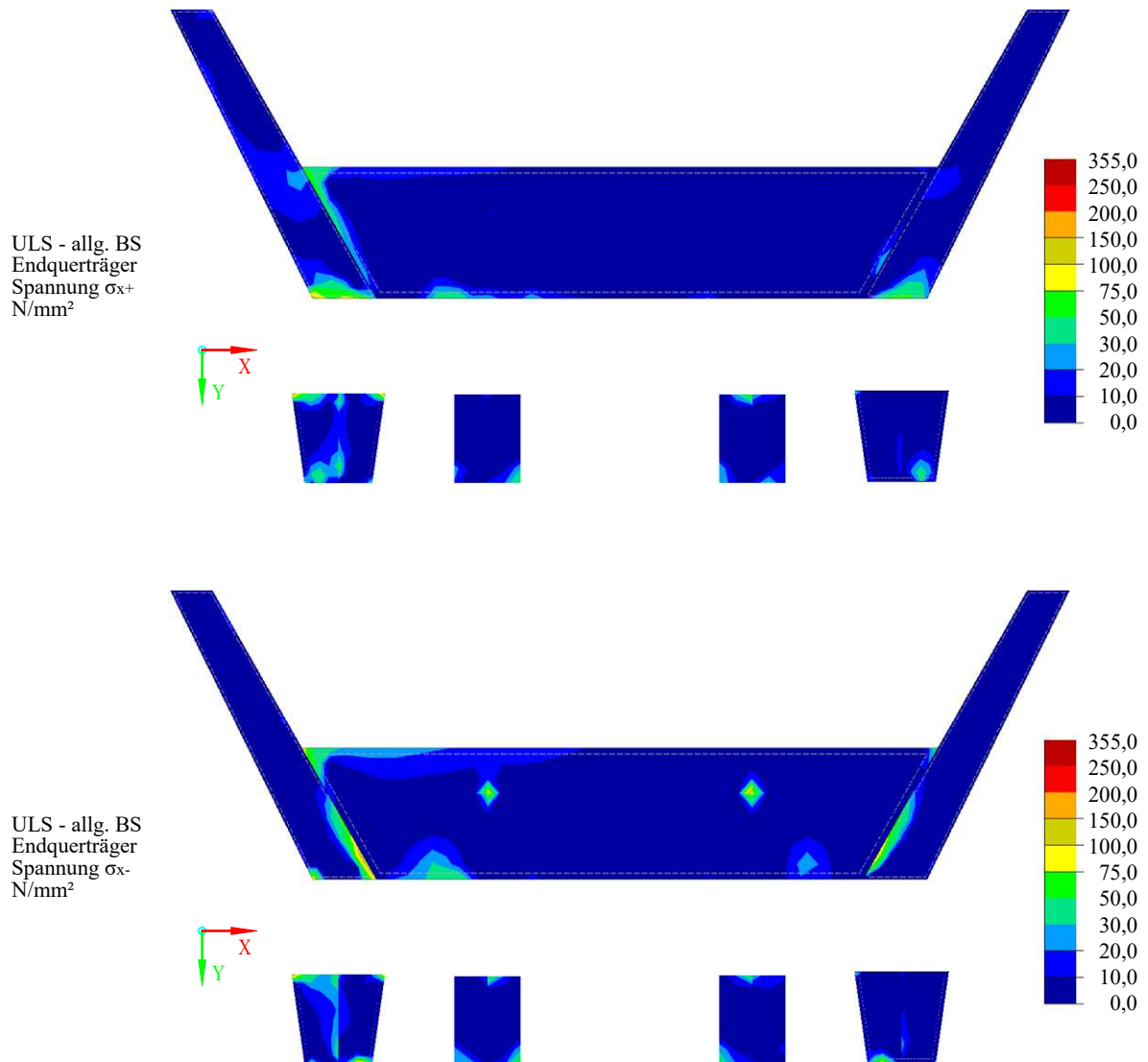


Abb. 5.18: Ergebnisverläufe im ULS
Ansicht des Endquerträgers und der Steifen
horizontale Normalspannungen σ_x

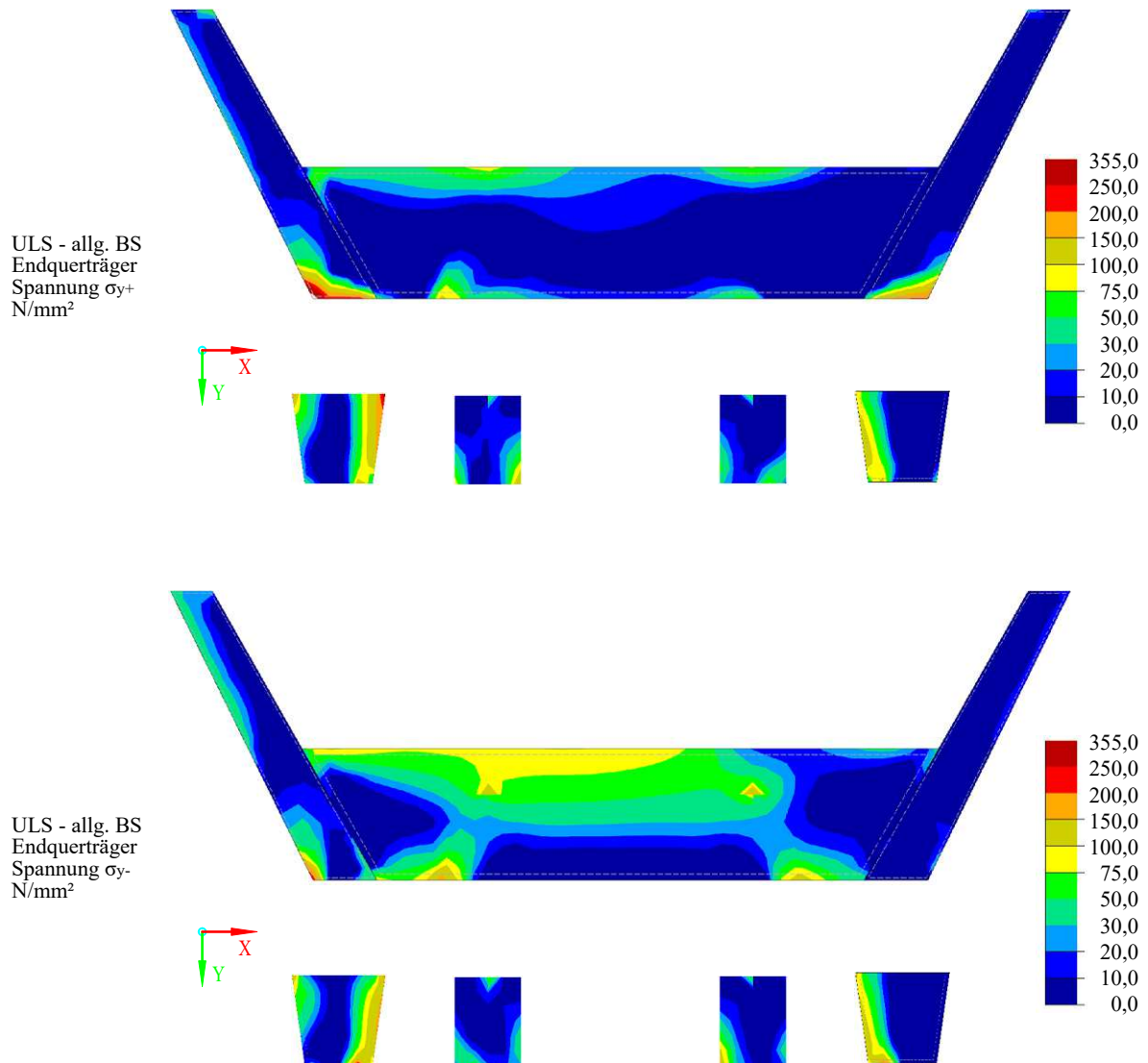


Abb. 5.19: Ergebnisverläufe im ULS
Ansicht des Endquerträgers und der Steifen
vertikale Normalspannungen σ_y

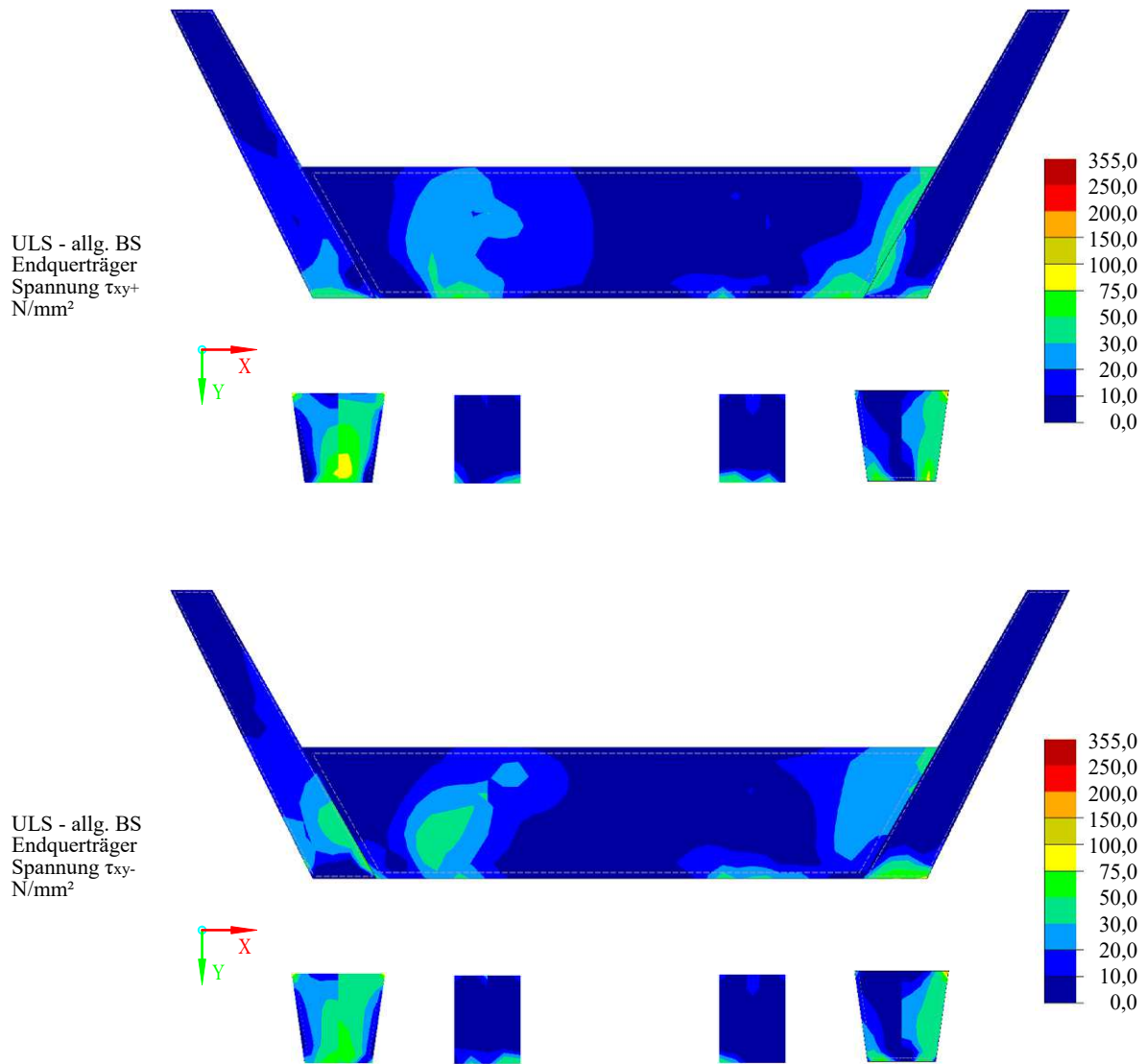


Abb. 5.20: Ergebnisverläufe im ULS
Ansicht des Endquerträgers und der Steifen
Schubspannungen τ_{xy}

5.2.3 außergewöhnliche Bemessungssituation

5.2.3.1 Erdbeben

Die Schnittgrößen für die Bemessungssituation Erdbeben sind in Abb. 5.22 und Abb. 5.23 in Querschnitten durch die Tragwerksmitte dargestellt. Abb. 5.21 zeigt die maximalen Auflagerkräfte für diesen Lastfall.

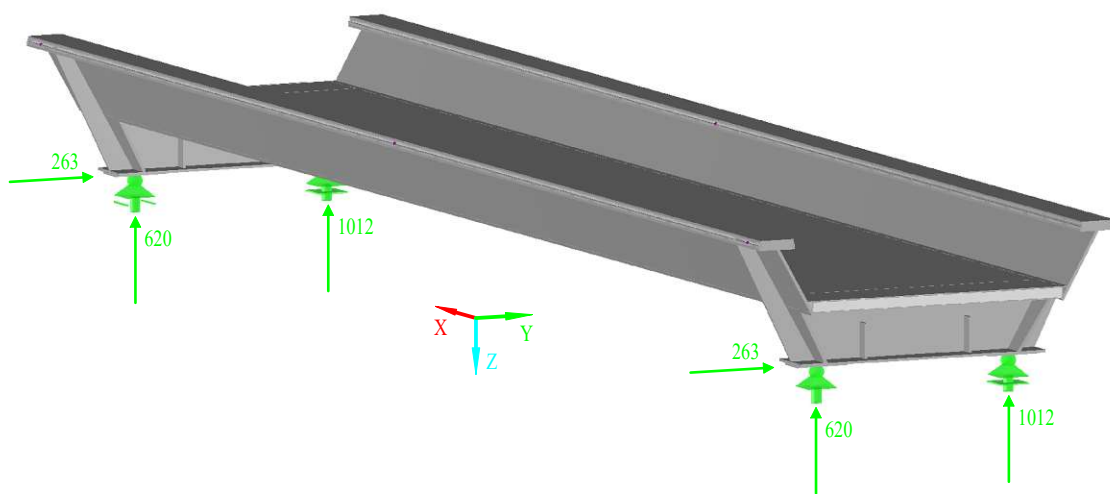


Abb. 5.21: maximale Auflagerkräfte im Lastfall Erdbeben in kN

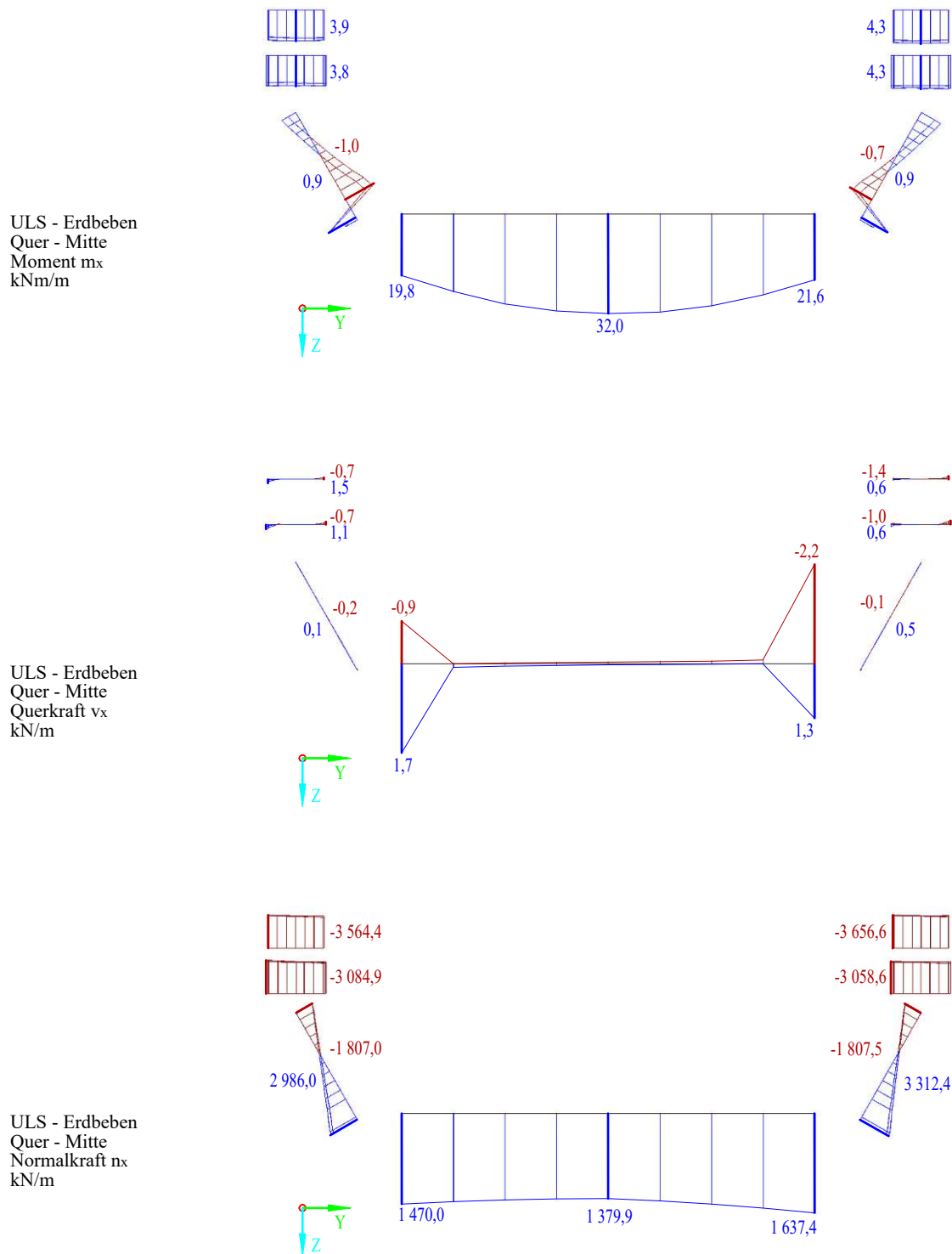


Abb. 5.22: Ergebnisverläufe im Lastfall Erdbeben
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

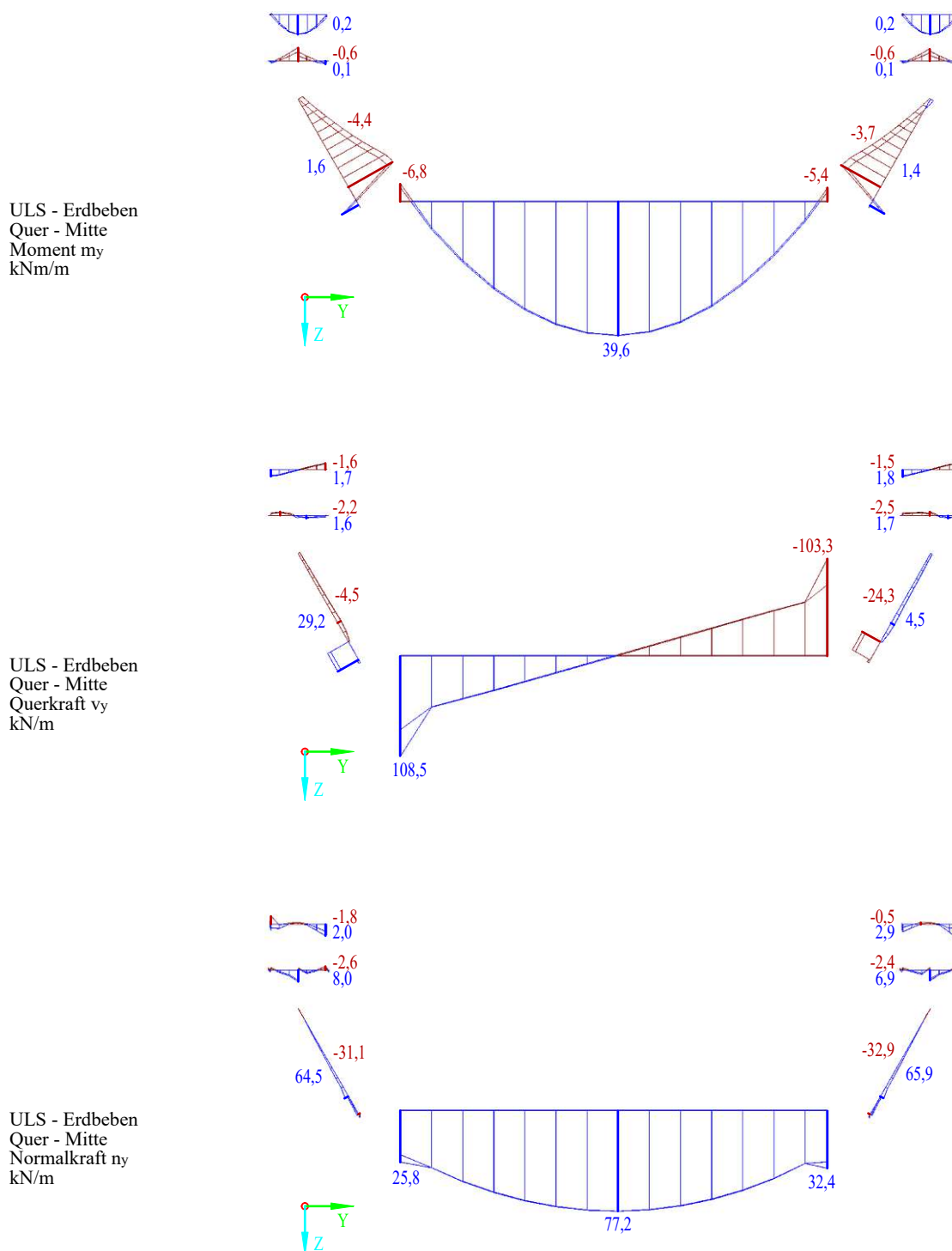


Abb. 5.23: Ergebnisverläufe im Lastfall Erdbeben
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y, v_y, n_y)

5.2.3.2 Anprallstoß

Die Schnittgrößen für die Bemessungssituation Erdbeben sind in Abb. 5.25 und Abb. 5.26 in Querschnitten durch die Tragwerksmitte dargestellt. Abb. 5.24 zeigt die maximalen Auflagerkräfte für diesen Lastfall.

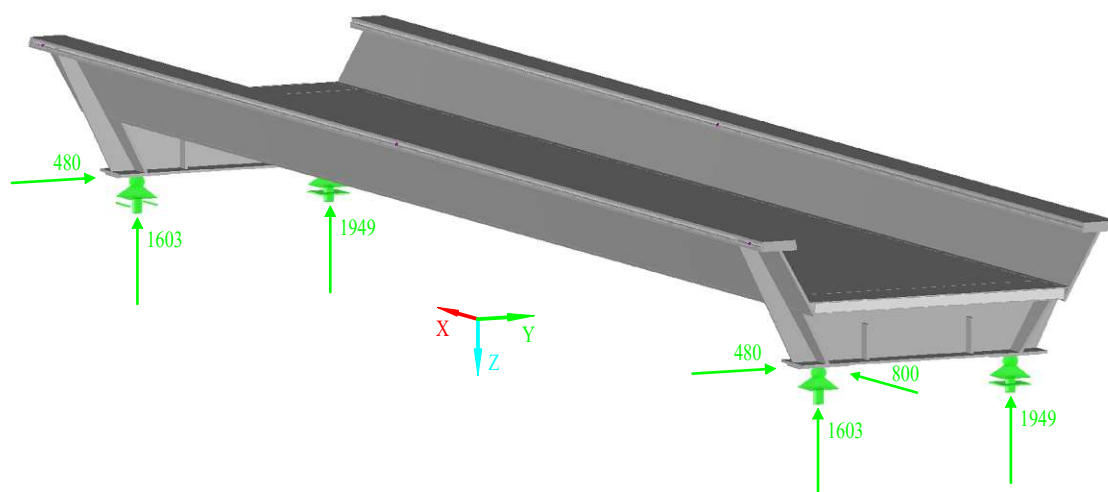


Abb. 5.24: maximale Auflagerkräfte im Lastfall Anprallstoß in kN

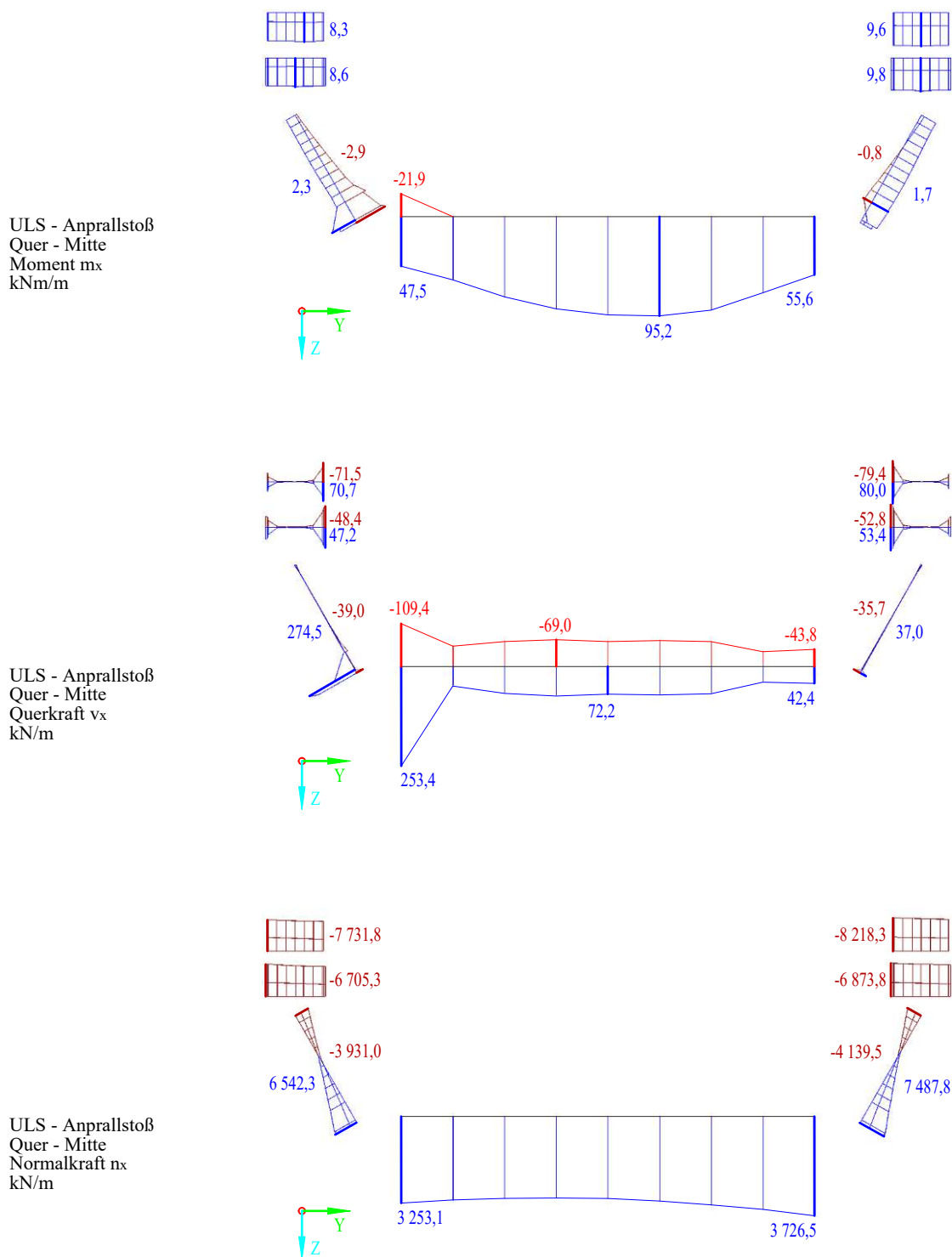


Abb. 5.25: Ergebnisverläufe im Lastfall Anprallstoß
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

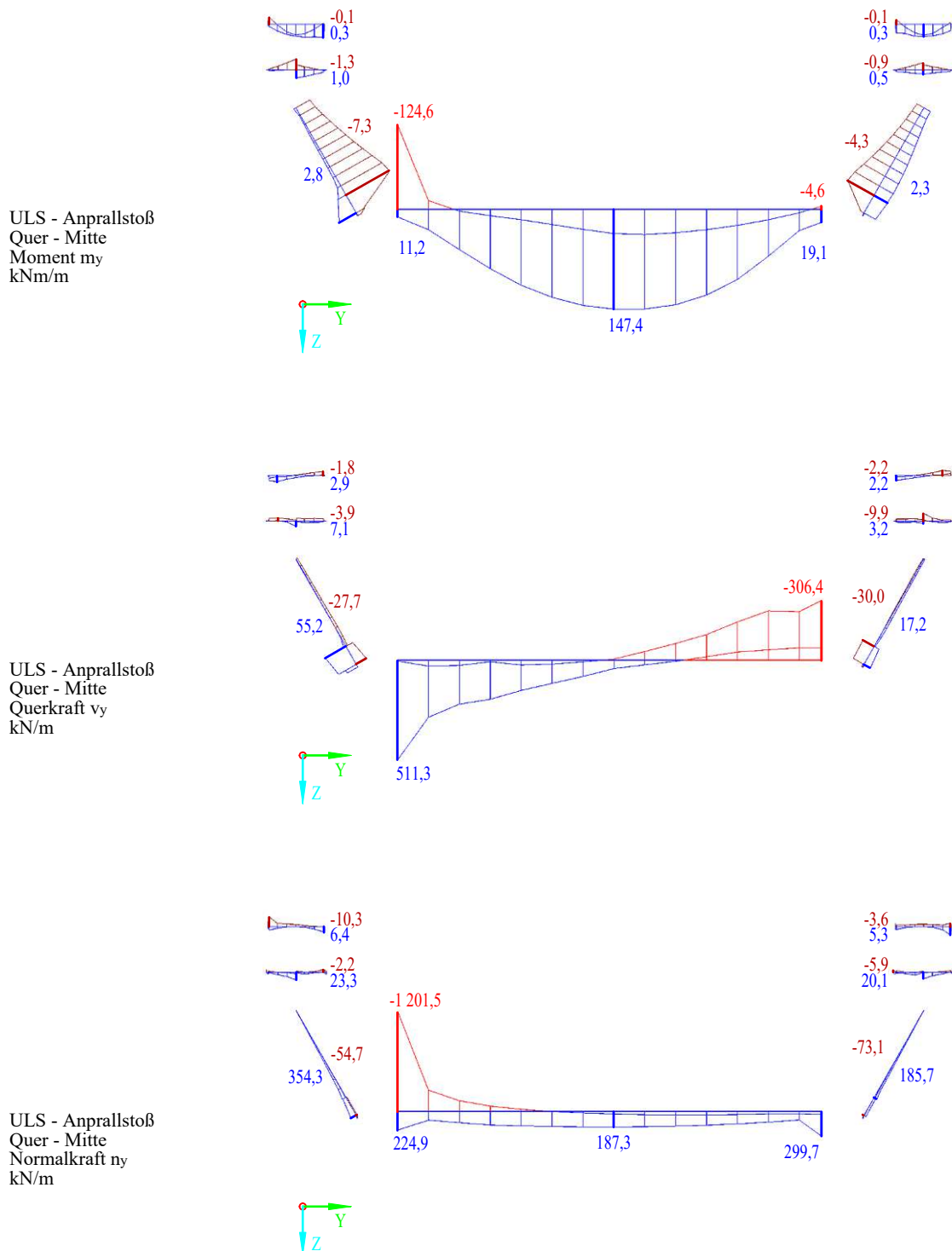


Abb. 5.26: Ergebnisverläufe im Lastfall Anprallstoß
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

5.2.3.3 Entgleisen

Die Schnittgrößen für die Bemessungssituation Erdbeben sind in Abb. 5.28 und Abb. 5.29 in Querschnitten durch die Tragwerksmitte dargestellt. Abb. 5.27 zeigt die maximalen Auflagerkräfte für diesen Lastfall.

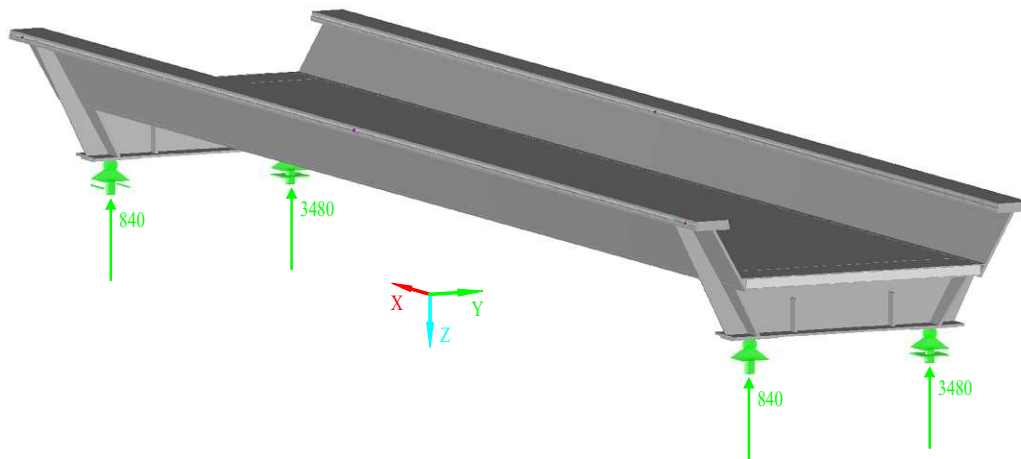


Abb. 5.27: maximale Auflagerkräfte im Lastfall Entgleisen in kN

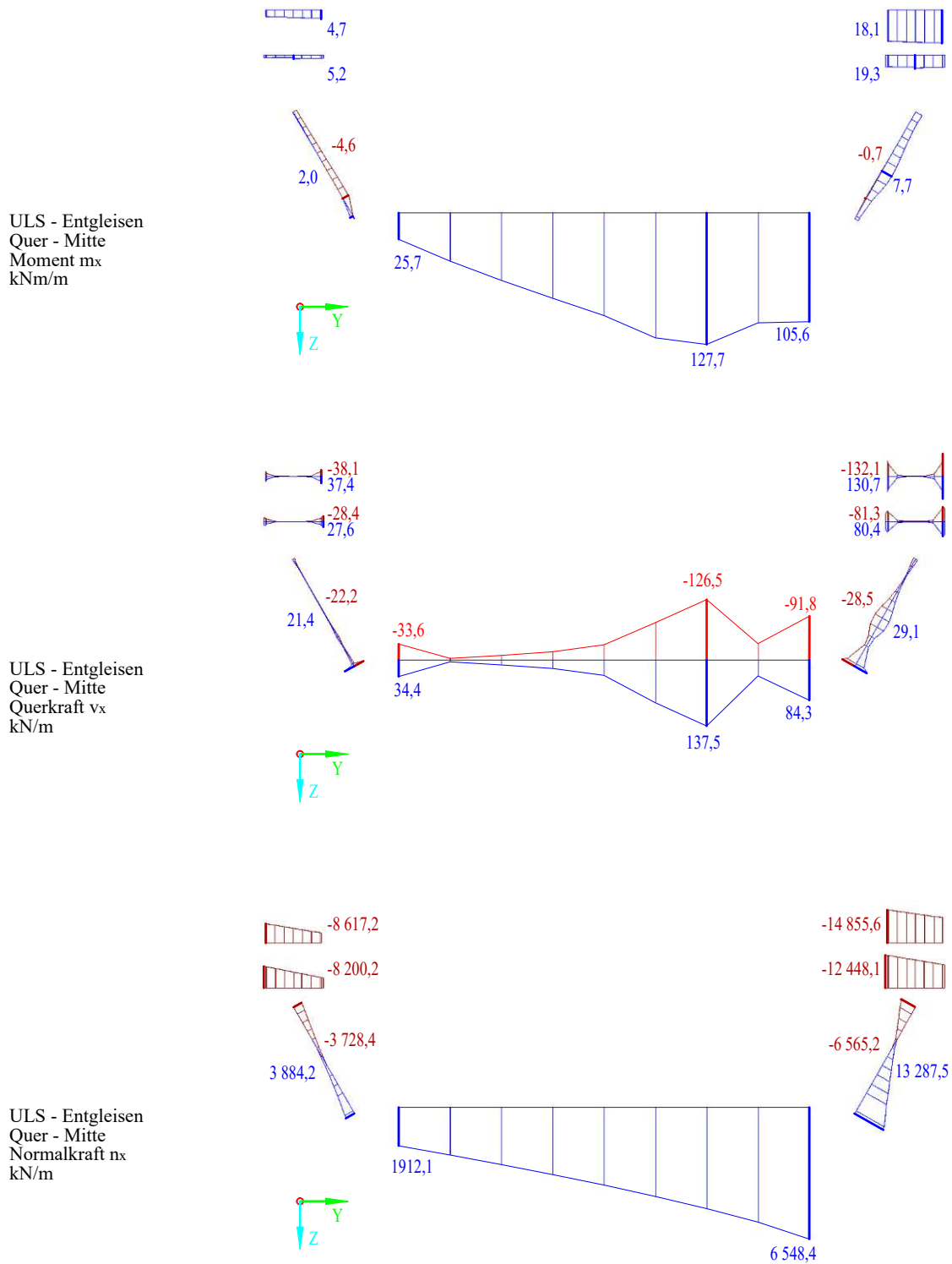


Abb. 5.28: Ergebnisverläufe im Lastfall Entgleisen
 Querschnitt in Tragwerksmitte
 Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

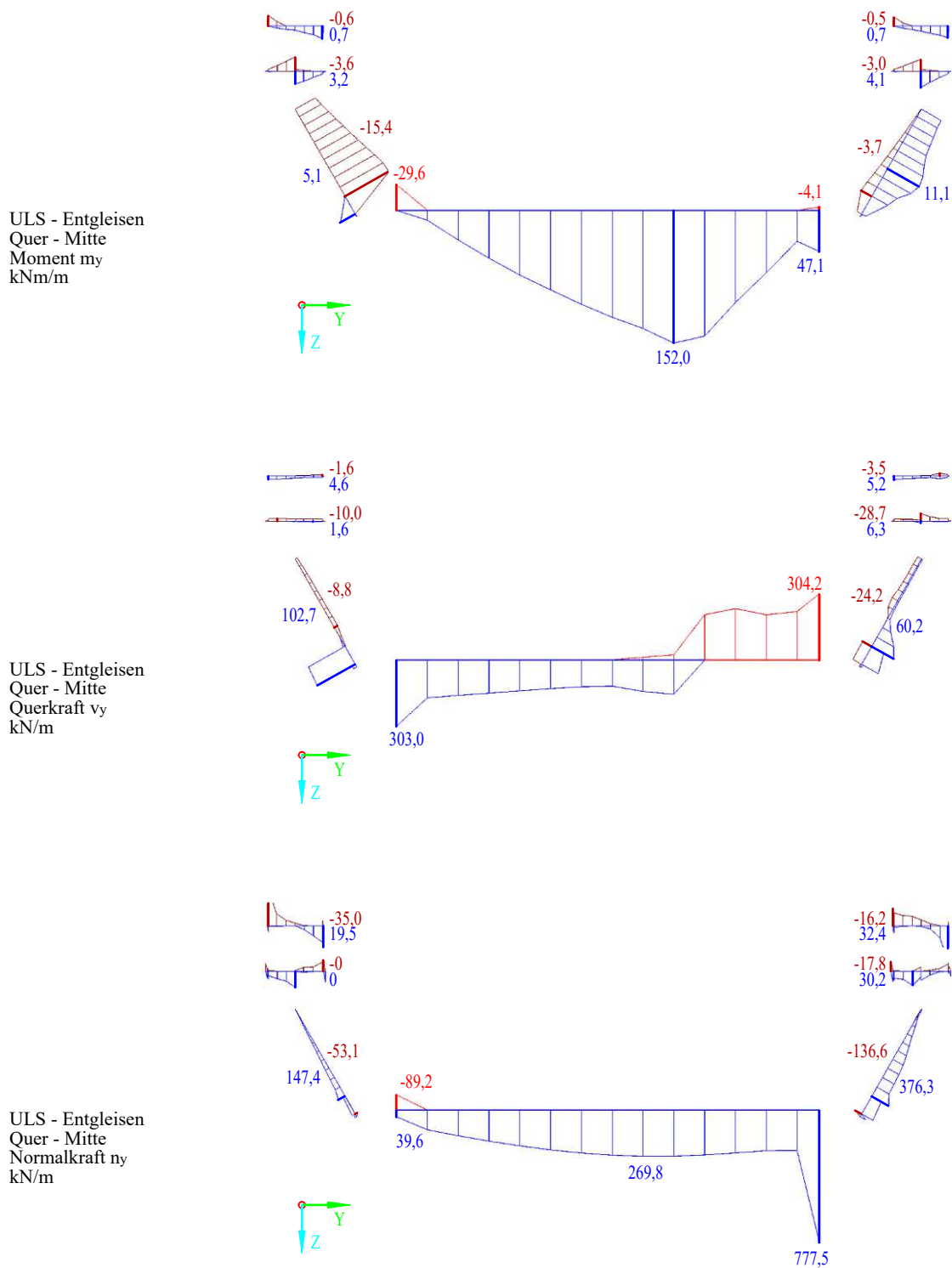


Abb. 5.29: Ergebnisverläufe im Lastfall Entgleisen
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y, v_y, n_y)

5.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für die Lastfälle des SLS werden, zusätzlich zu den Auflagerkräften, die Verformungen der Brücke angeführt. Dies geschieht jedoch nicht anhand von Schnitten, sondern es werden Ansichten der Brücke gezeigt.

5.3.1 charakteristische Bemessungssituation

Im Folgenden sind die Auflagerkräfte (Abb. 5.30), sowie die Verformungen (Abb. 5.31) in der charakteristischen Bemessungssituation des SLS angeführt.

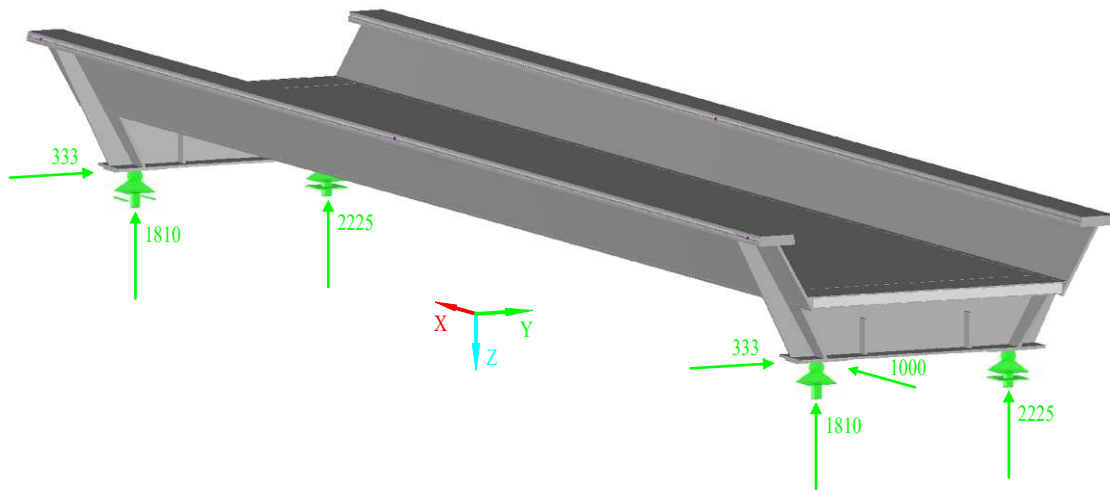


Abb. 5.30: maximale Auflagerkräfte im SLS - charakteristisch

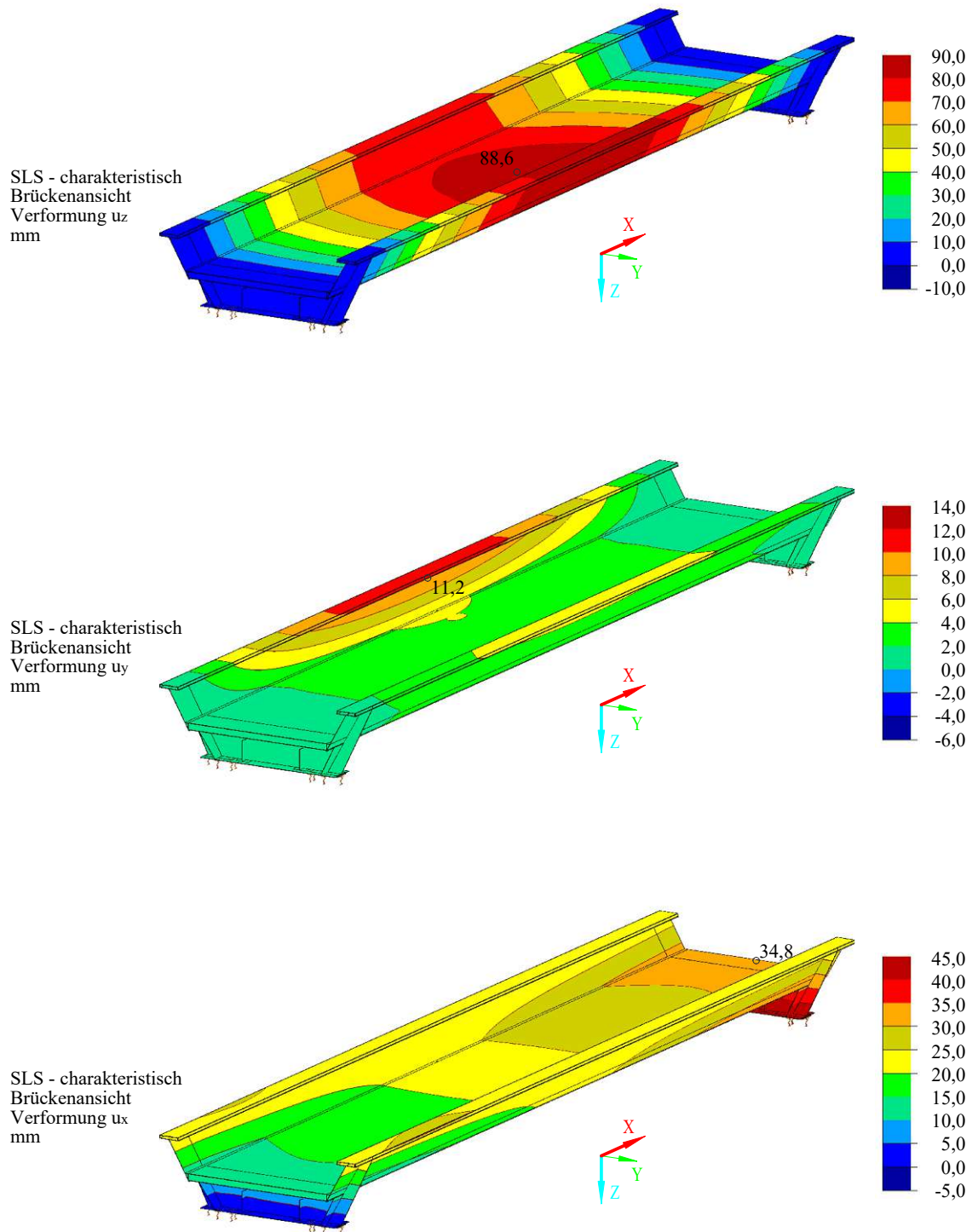


Abb. 5.31: Ergebnisverläufe im SLS - charakteristisch
Ansicht der Brücke
maximale Verschiebungen in x-, y-, und z-Richtung (u_x , u_y , u_z)

5.3.2 häufige Bemessungssituation

Im Folgenden sind die Auflagerkräfte (Abb. 5.32), sowie die Verformungen (Abb. 5.33) in der häufigen Bemessungssituation des SLS angeführt.

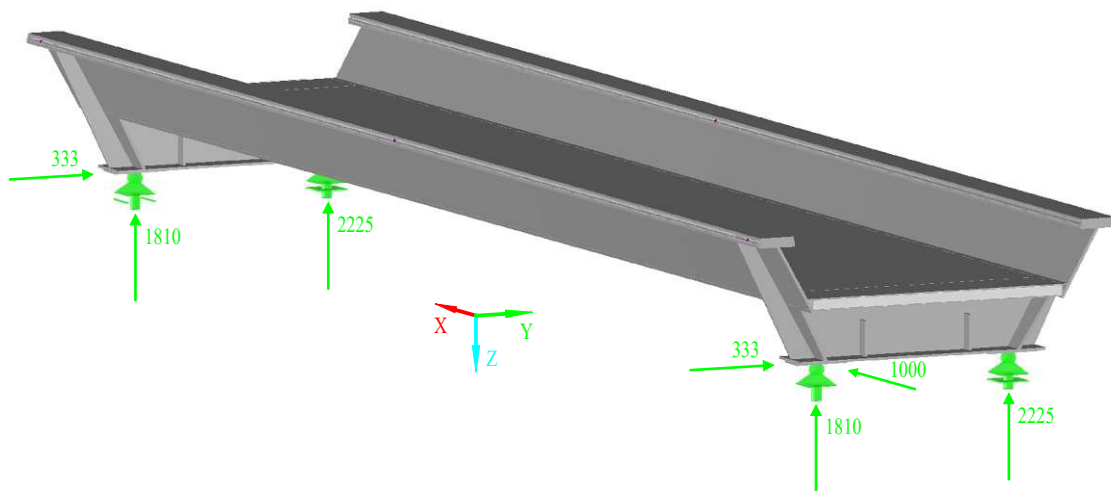


Abb. 5.32: maximale Auflagerkräfte im SLS - häufig

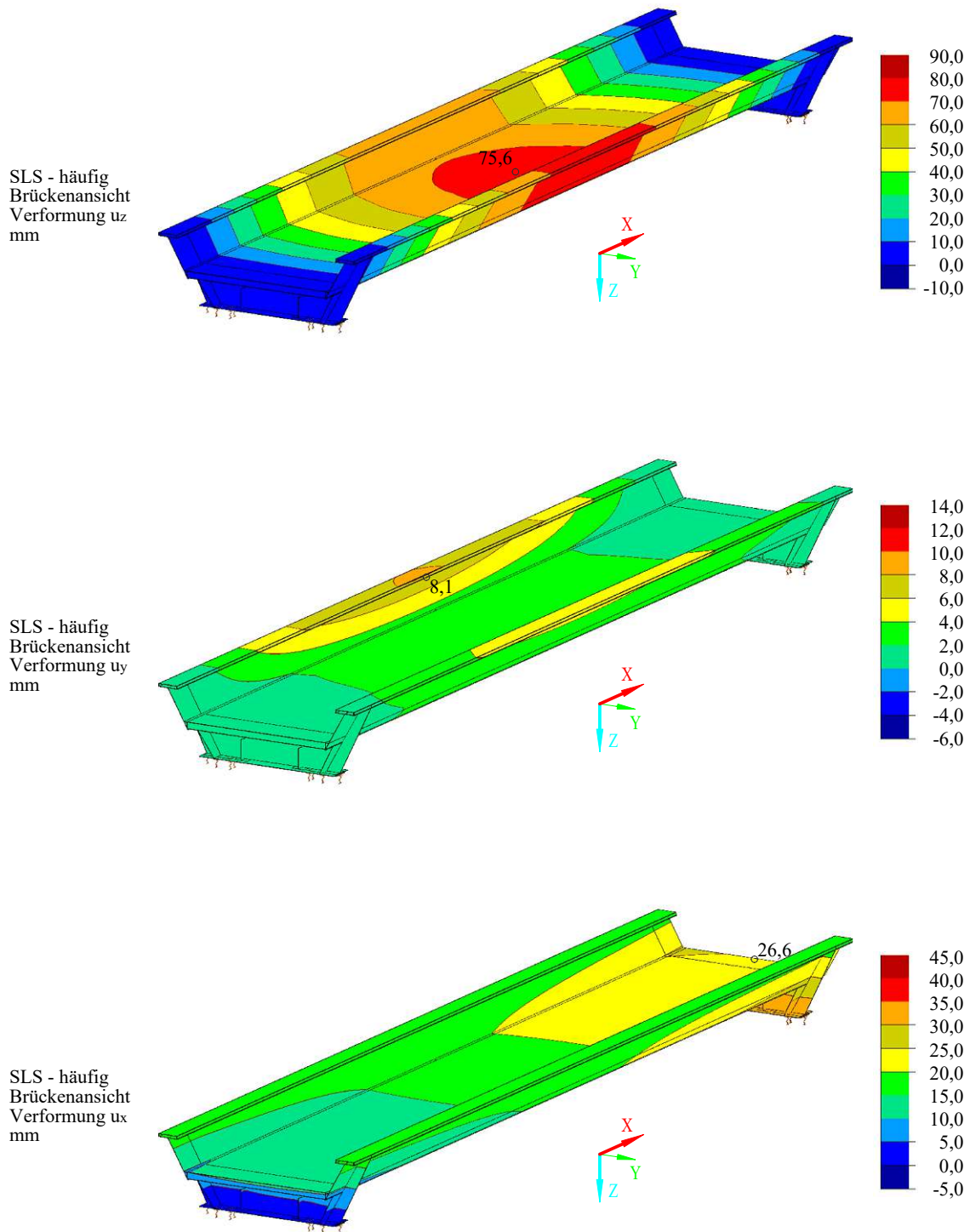


Abb. 5.33: Ergebnisverläufe im SLS - häufig
Ansicht der Brücke
maximale Verschiebungen in x-, y-, und z-Richtung (u_x , u_y , u_z)

5.3.3 quasiständige Bemessungssituation

Im Folgenden sind die Auflagerkräfte (Abb. 5.34), sowie die Verformungen (Abb. 5.35) in der quasiständigen Bemessungssituation des SLS angeführt.

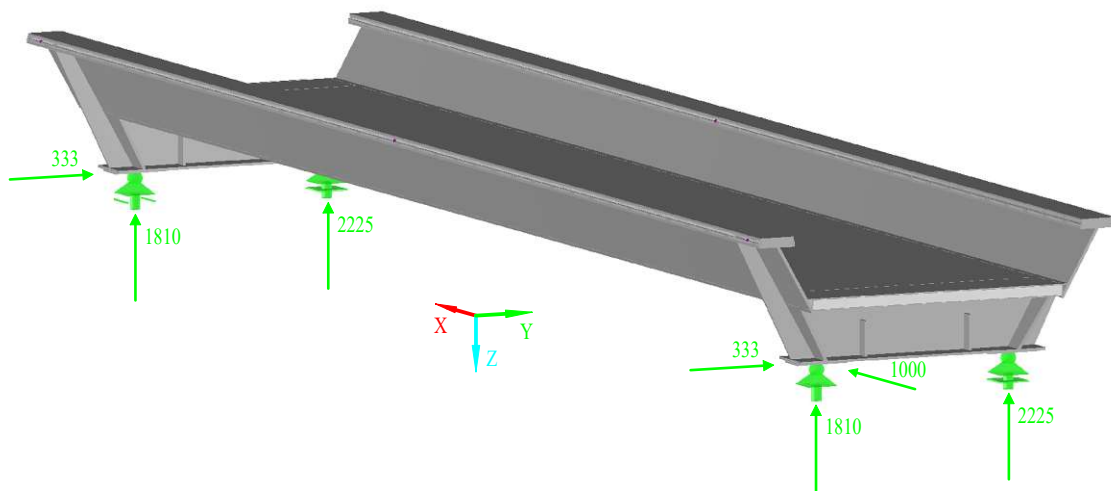


Abb. 5.34: maximale Auflagerkräfte im SLS - quasiständig

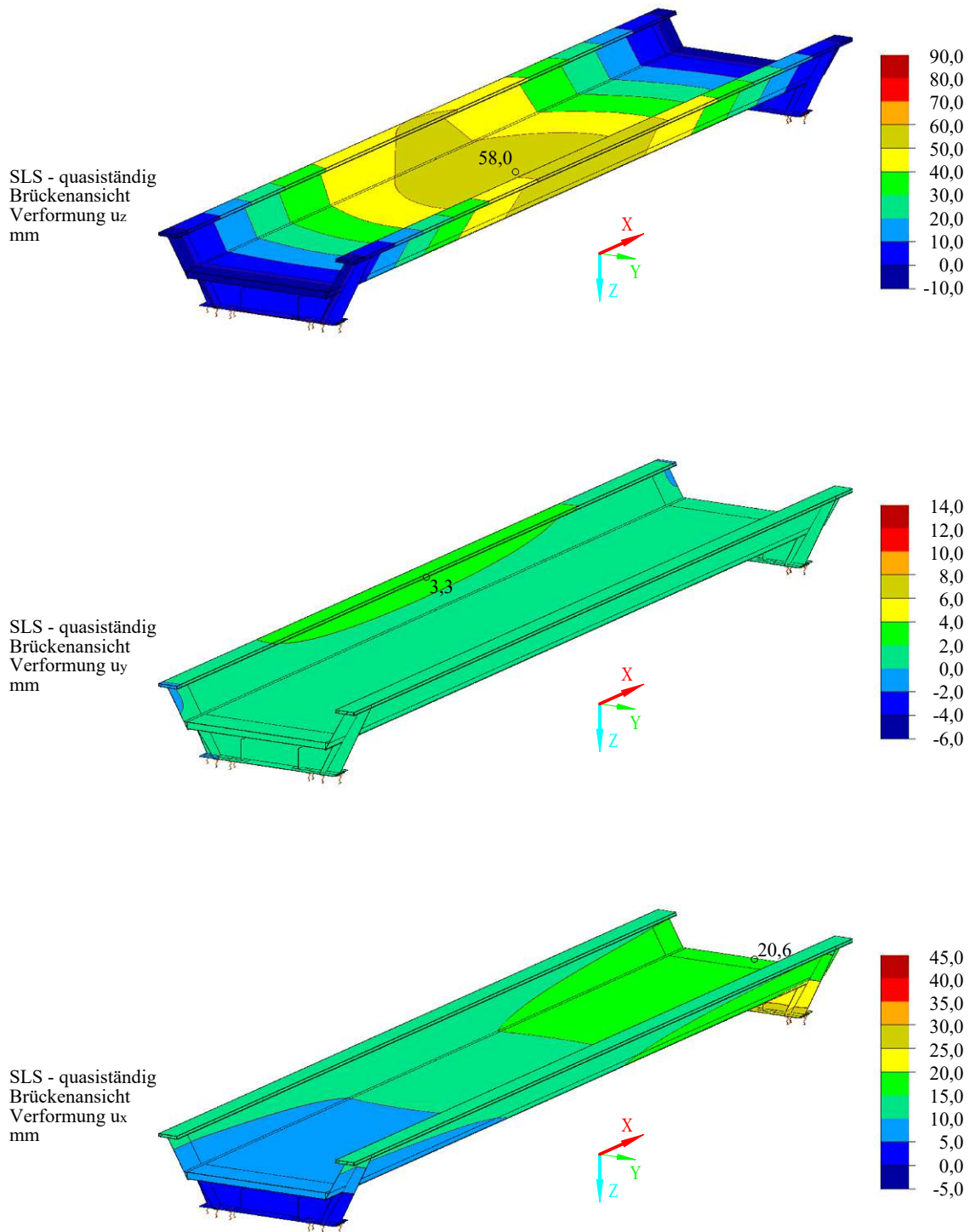


Abb. 5.35: Ergebnisverläufe im SLS - quasiständig
 Ansicht der Brücke
 maximale Verschiebungen in x-, y-, und z-Richtung (u_x, u_y, u_z)

5.4 Grenzzustände der Ermüdung

Im Folgenden sind die Schnittgrößendifferenzen für den Grenzzustand der Ermüdung angegeben. Der dynamische Beiwert Φ_2 sowie der Schadensäquivalenzfaktor λ wurden bereits berücksichtigt. Dabei wurden die Ergebnisse für den Hauptträger mit den Faktoren für Hauptträger modifiziert, die Ergebnisse der Fahrbahnplatte mit den Faktoren für die Fahrbahnplatte und die Ergebnisse der Endquerträger mit den Faktoren für Endquerträger (In der selben Abbildung können daher zwei verschiedene Faktoren angesetzt sein). Dabei werden folgende Ergebnisse angeführt:

- Querschnitte durch das Tragwerk (Abb. 5.36–Abb. 5.39)
- Längsschnitte durch das Tragwerk (Abb. 5.40–Abb. 5.43)
- Detailschnitt durch den Anschluss der SCSC-Platte an den Steg (Abb. 5.44–Abb. 5.45)
- Ansichten des Endquerträgers und dessen Steifen (Abb. 5.46–Abb. 5.48)

Es werden hier die gleichen Schnitte geführt, wie in Abschnitt 5.2.2 beschrieben.

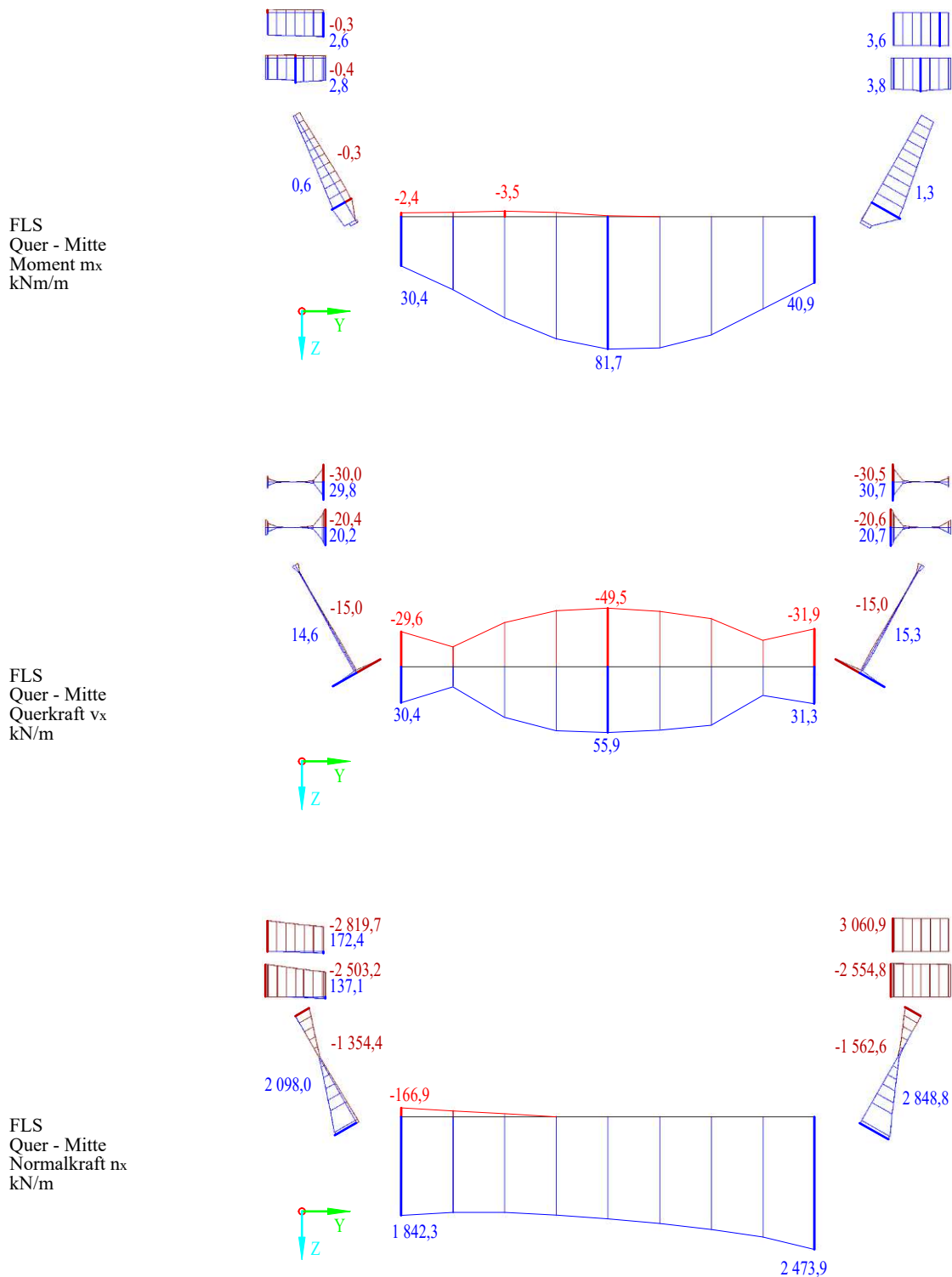


Abb. 5.36: Ergebnisverläufe im FLS
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

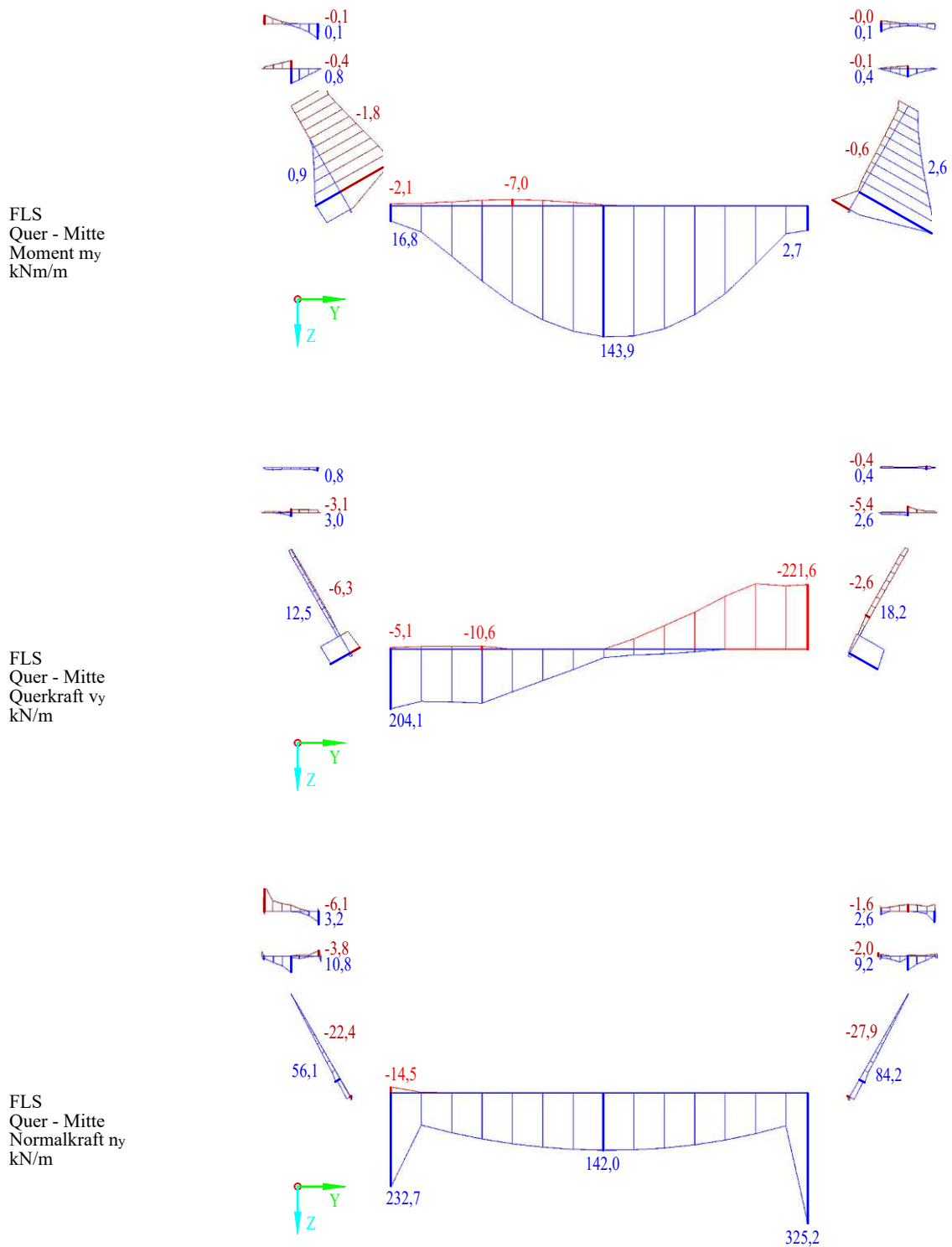


Abb. 5.37: Ergebnisverläufe im FLS
Querschnitt in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y, v_y, n_y)

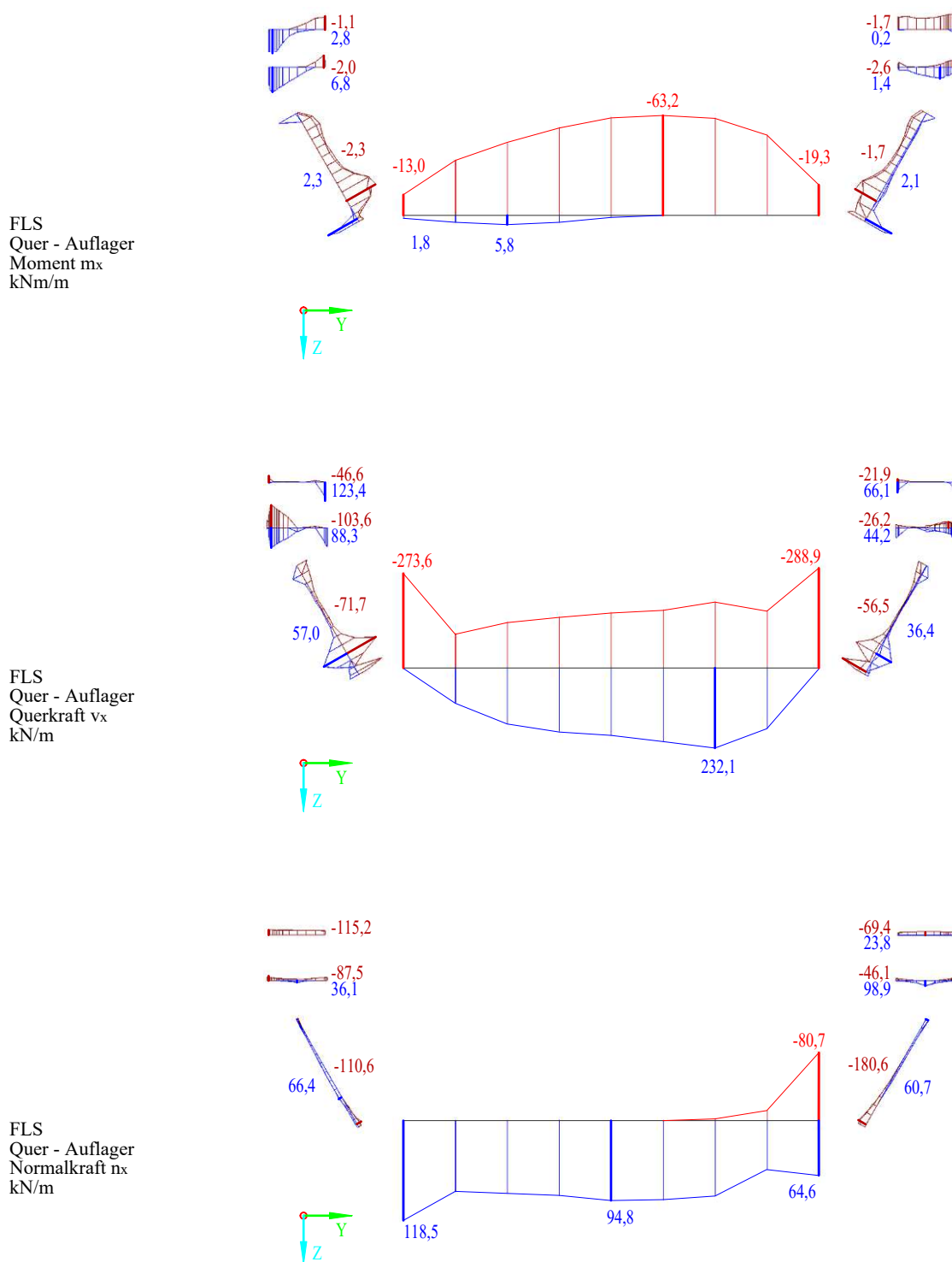


Abb. 5.38: Ergebnisverläufe im FLS
Querschnitt beim Auflager
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

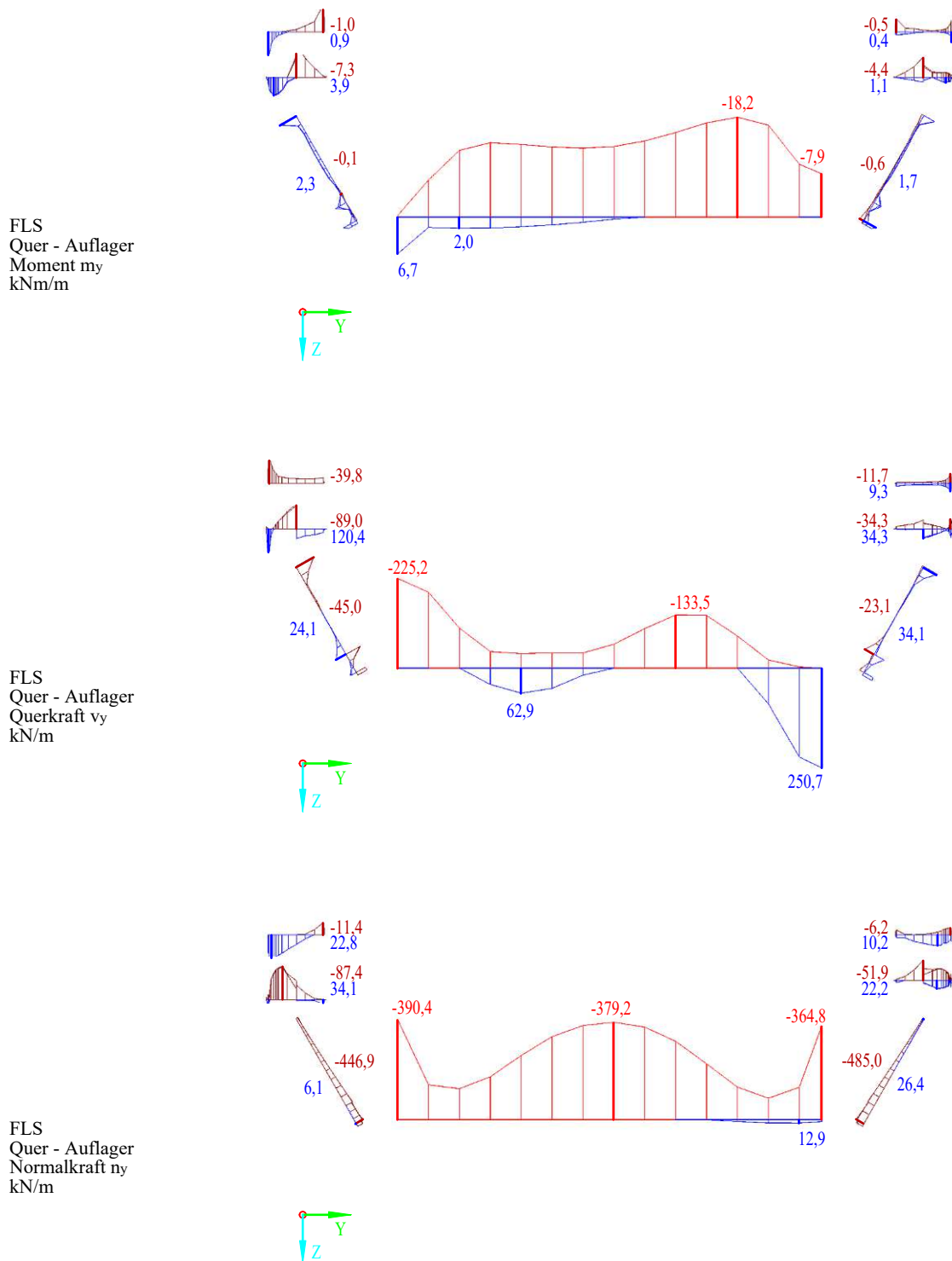


Abb. 5.39: Ergebnisverläufe im FLS
Querschnitt beim Auflager
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y, v_y, n_y)

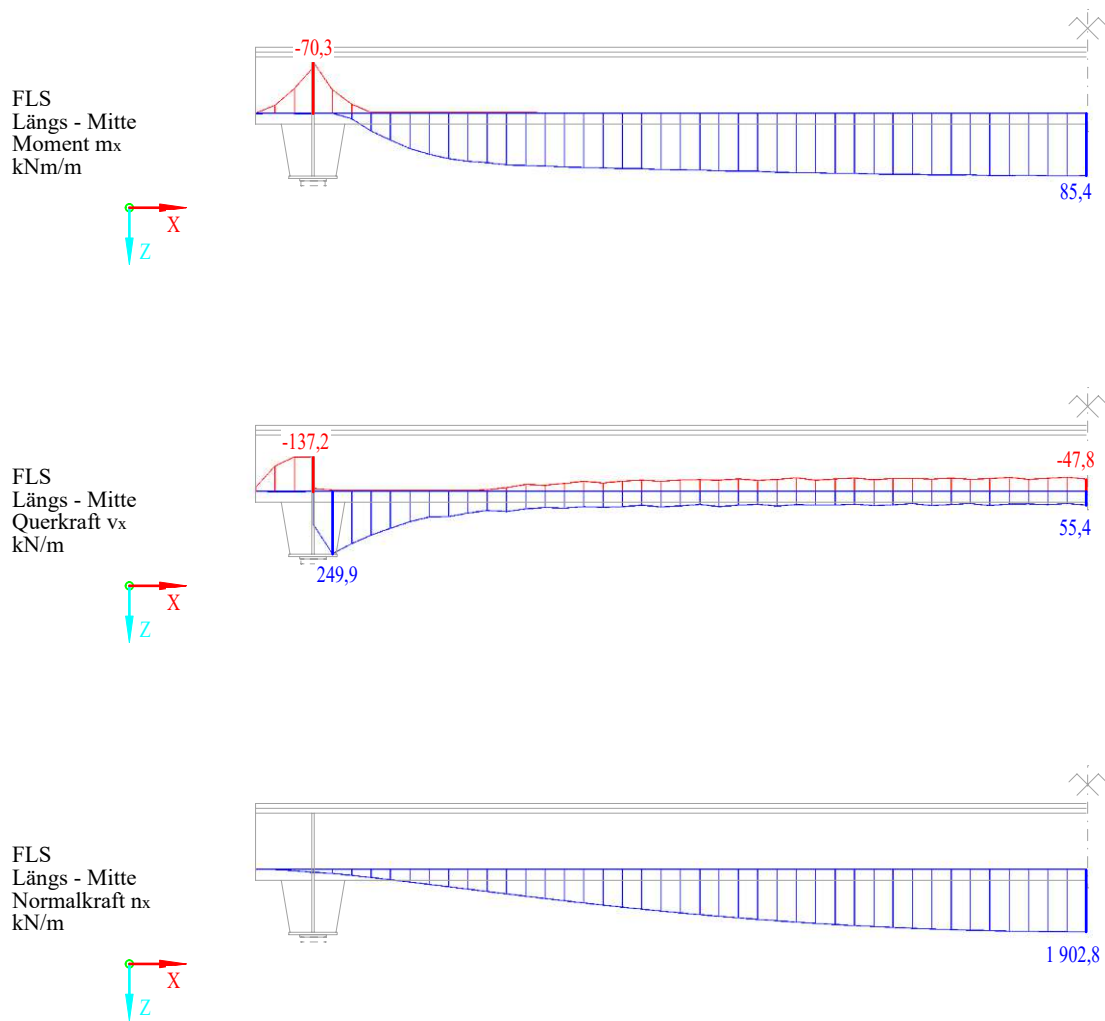


Abb. 5.40: Ergebnisverläufe im FLS
Längsschnitt in Plattenmitte
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

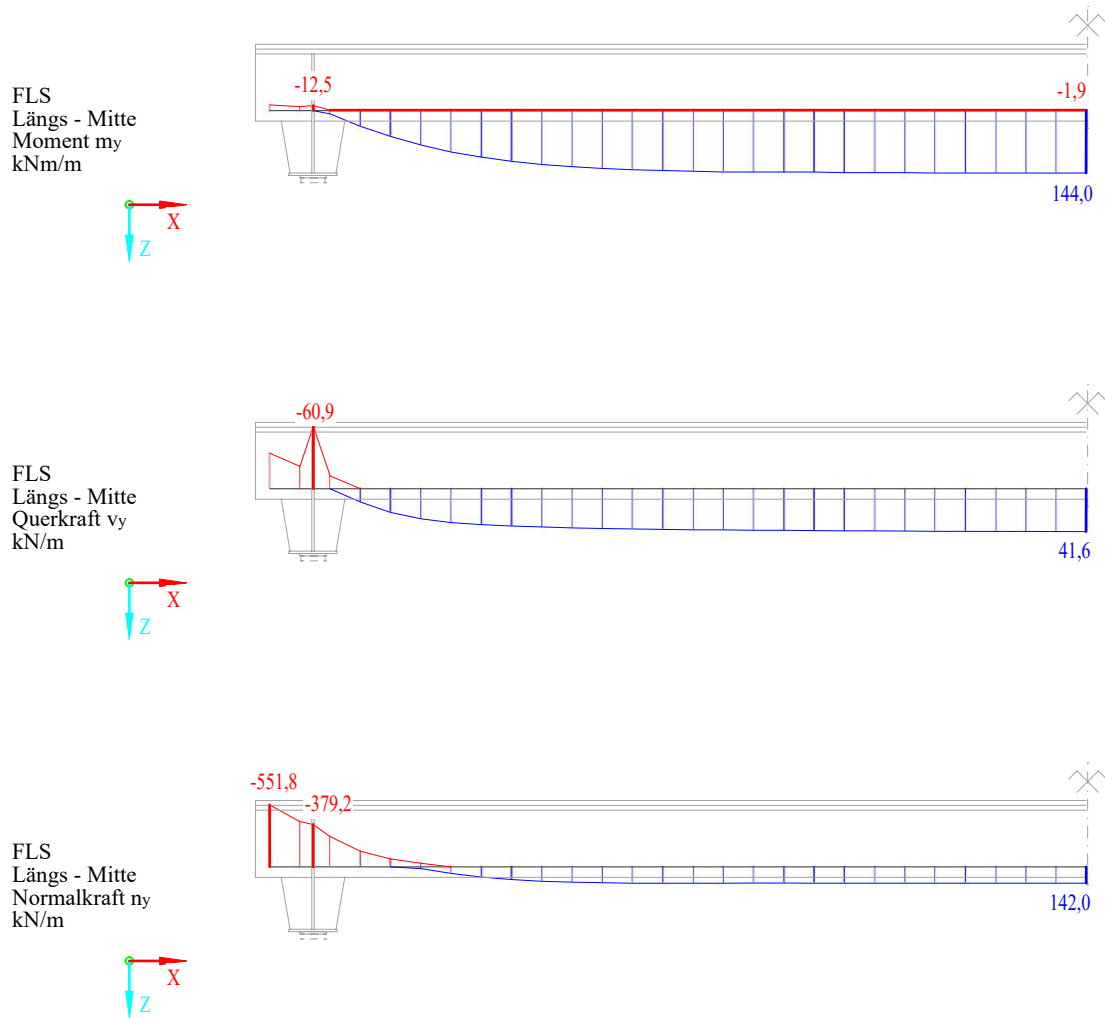


Abb. 5.41: Ergebnisverläufe im FLS
Längsschnitt in Plattenmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

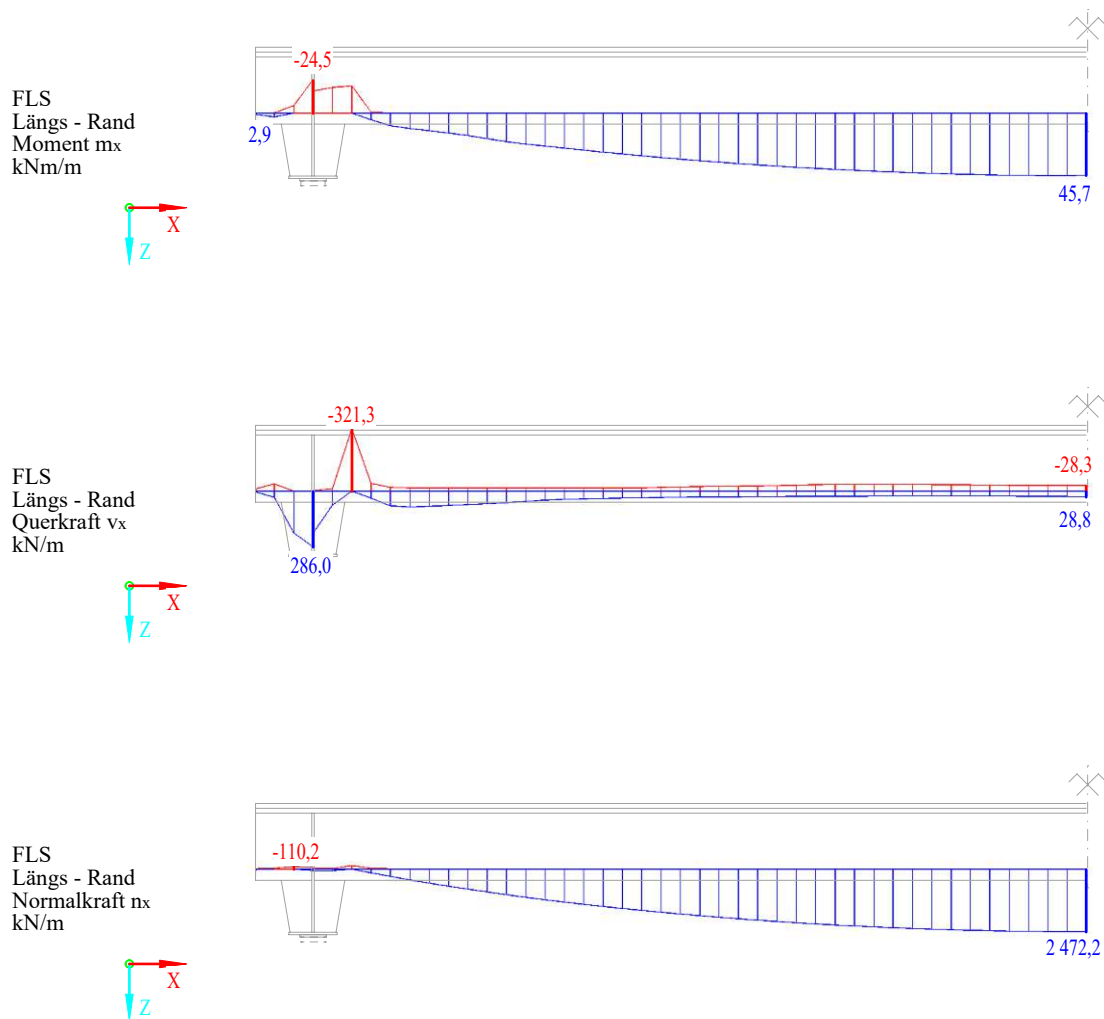


Abb. 5.42: Ergebnisverläufe im FLS
Längsschnitt am Plattenrand
Schnittgrößen für Längstragwirkung (m_x , v_x , n_x)

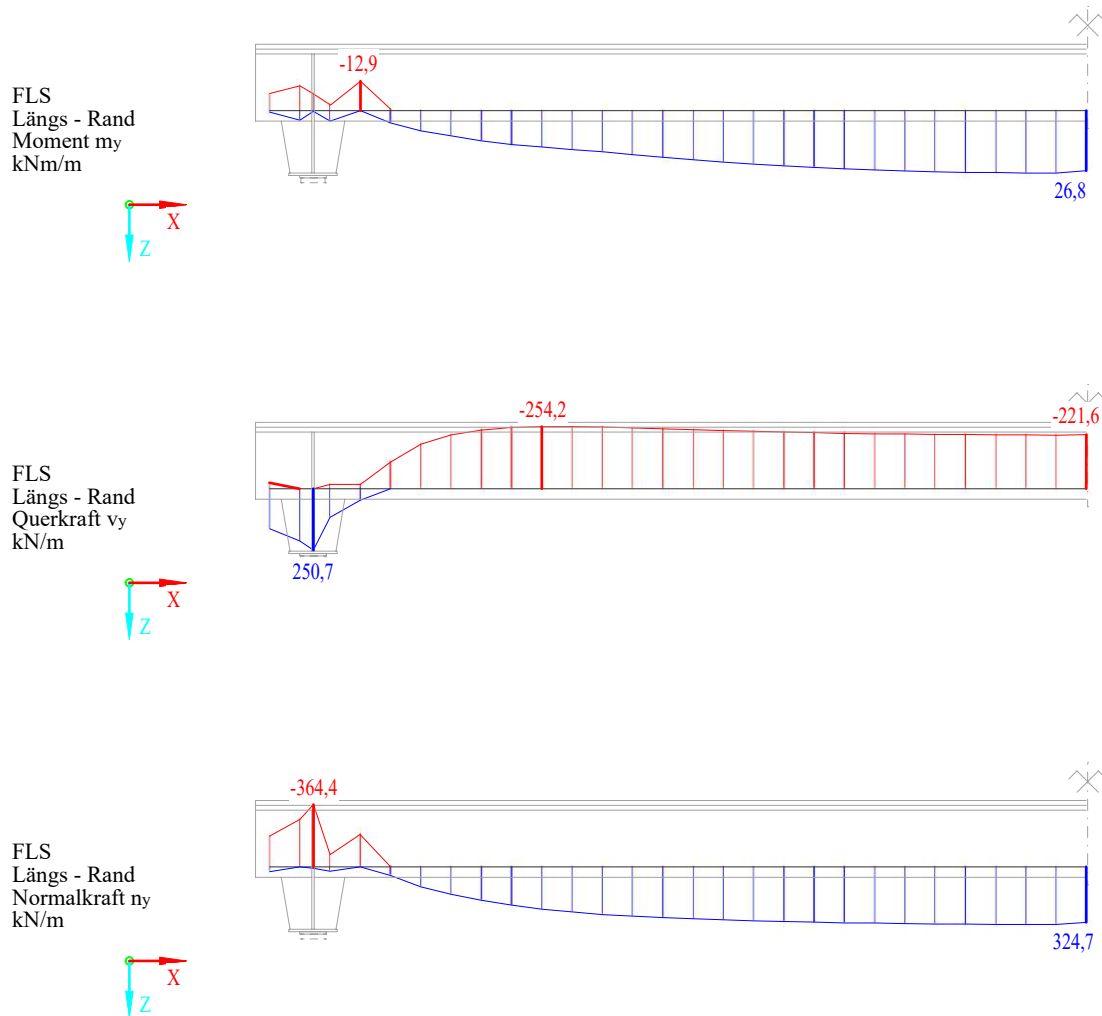


Abb. 5.43: Ergebnisverläufe im FLS
 Längsschnitt am Plattenrand
 Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

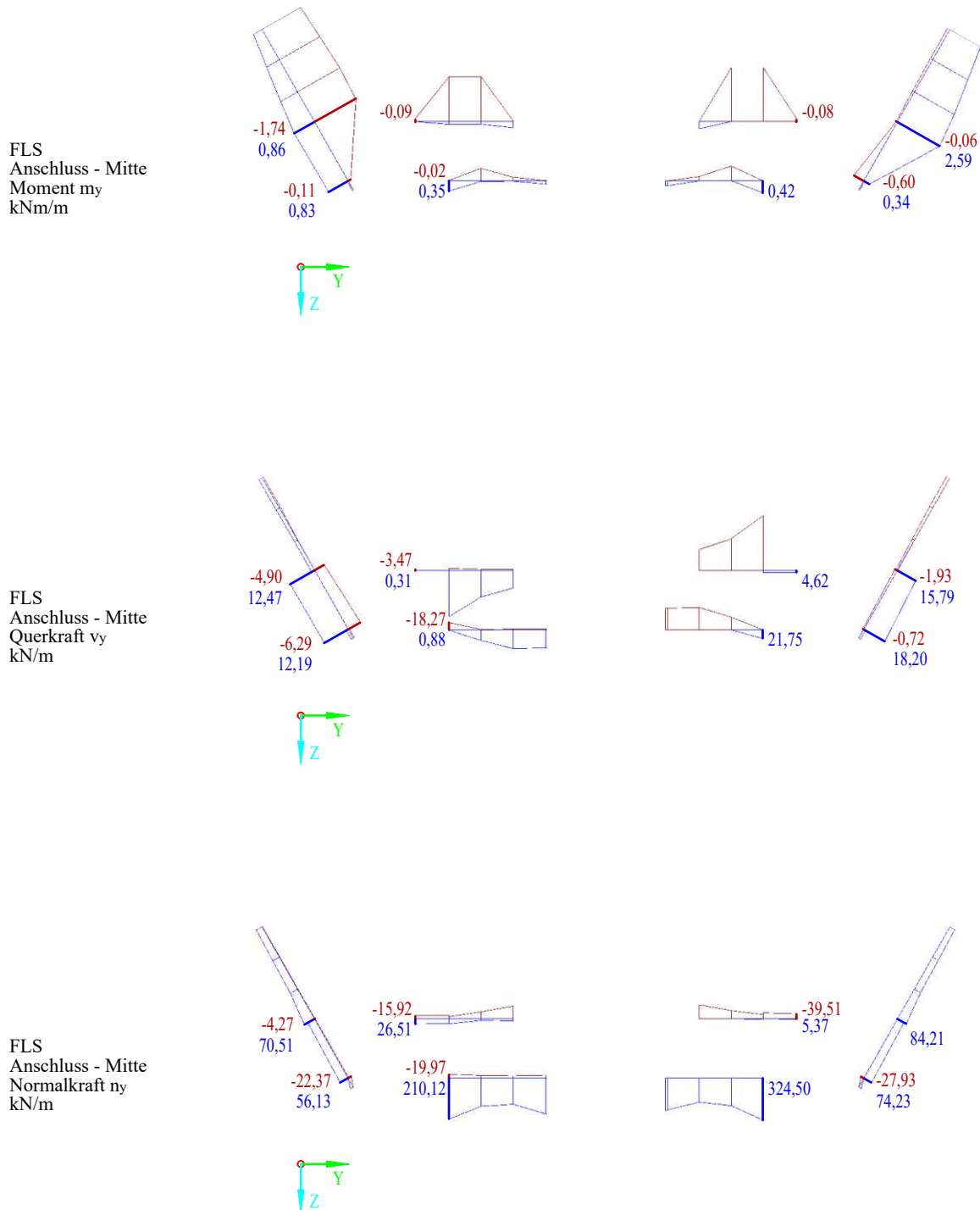


Abb. 5.44: Ergebnisverläufe im FLS
Detailschnitt durch den Anschluss der SCSC-Platte in Tragwerksmitte
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

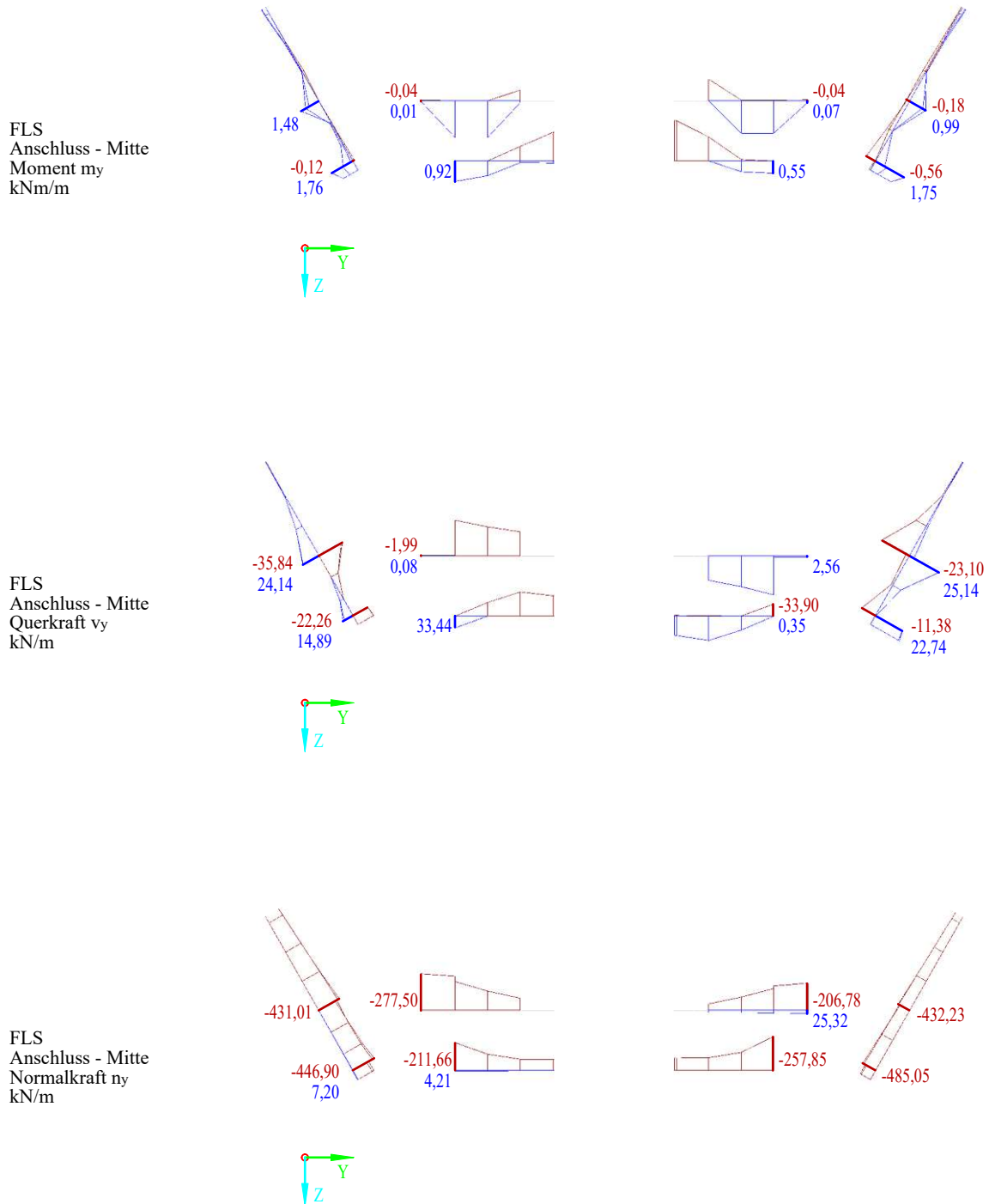


Abb. 5.45: Ergebnisverläufe im FLS
Detailschnitt durch den Anschluss der SCSC-Platte beim Auflager
Schnittgrößen für Quertragwirkung (m_y , v_y , n_y)

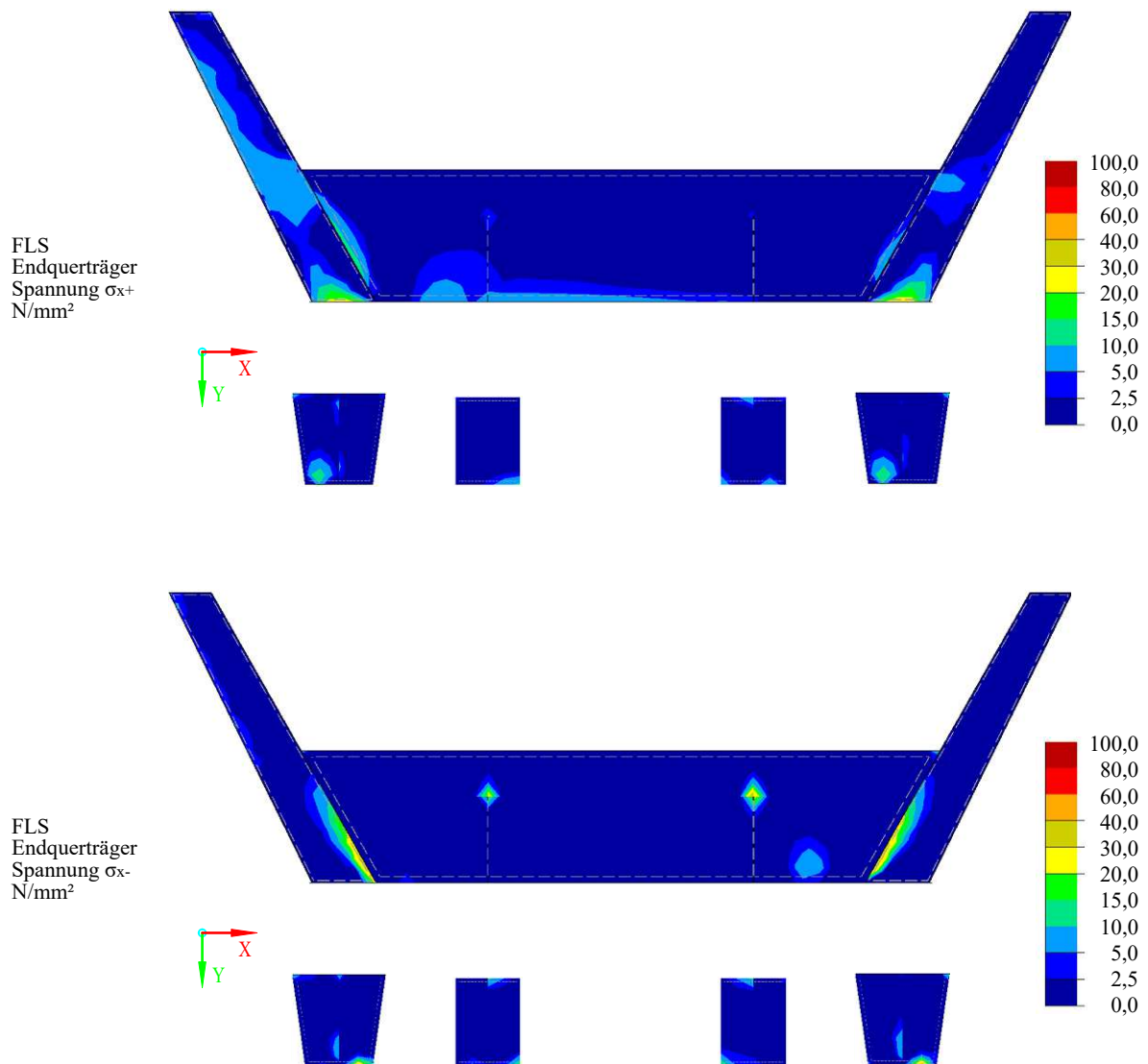


Abb. 5.46: Ergebnisverläufe im FLS
Ansicht des Endquerträgers und der Steifen
horizontale Normalspannungen σ_x

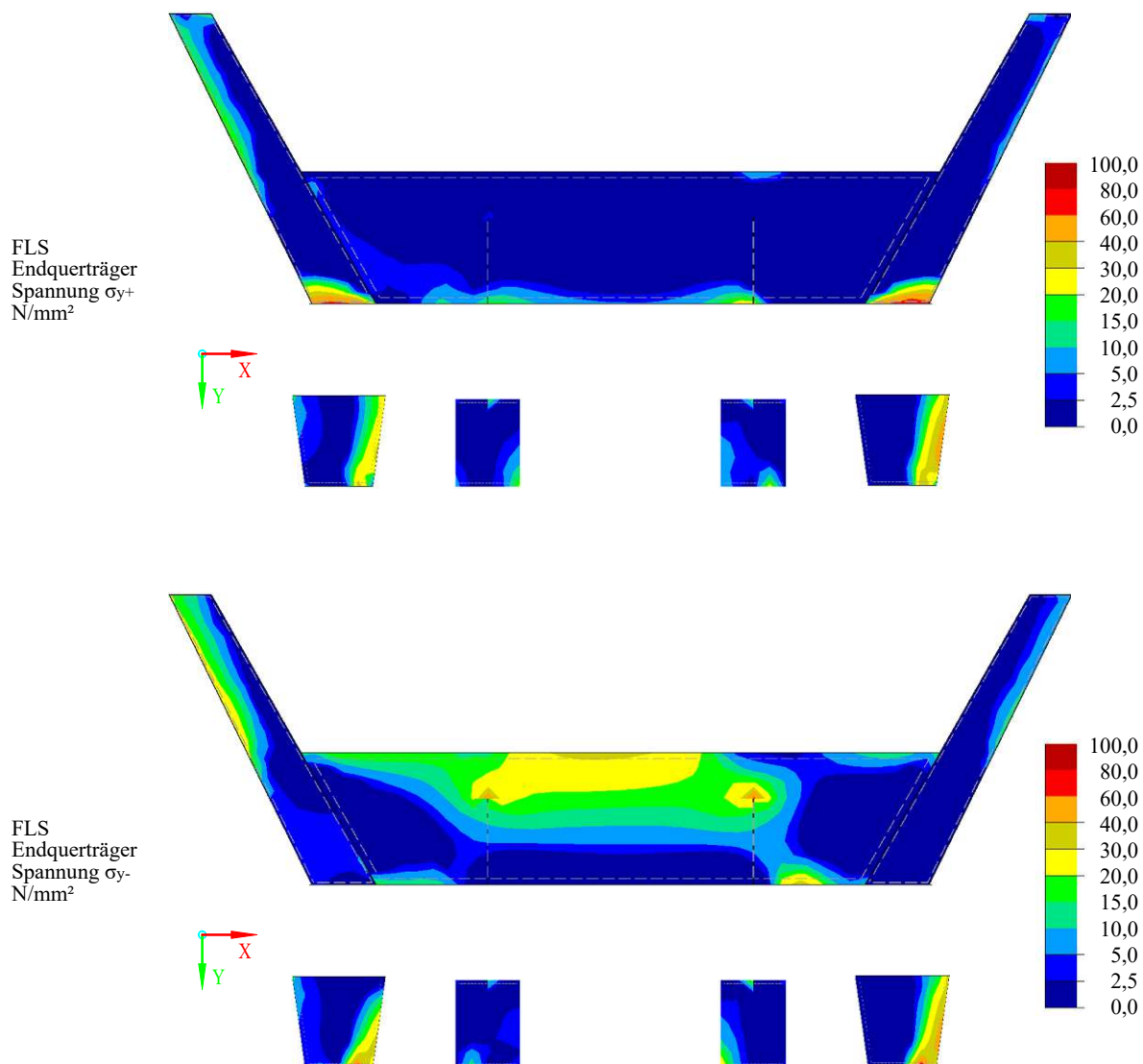


Abb. 5.47: Ergebnisverläufe im FLS
Ansicht des Endquerträgers und der Steifen
vertikale Normalspannungen σ_y

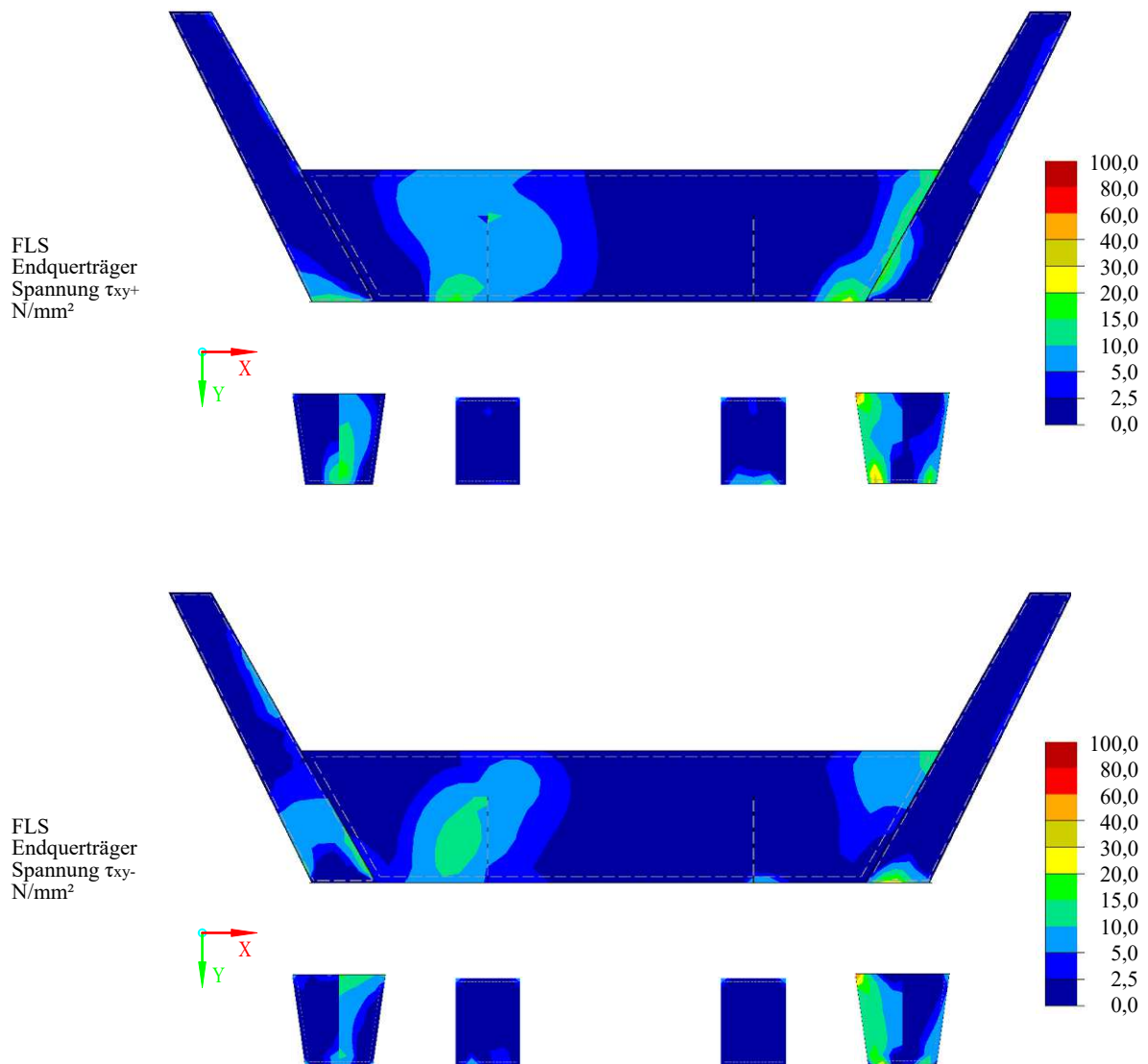


Abb. 5.48: Ergebnisverläufe im FLS
Ansicht des Endquerträgers und der Steifen
Schubspannungen τ_{xy}

Kapitel 6

Vergleich mit Vorbemessung

6.1 Modellbildung

Um die Geometrie der Brücke festzulegen, wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien im Vorfeld von Takács eine Vorbemessung durchgeführt [13]. Für diese Vorbemessung wurde eine Excel-Tabelle erstellt, in welcher die Brücke in vereinfachter Form modelliert und berechnet wird. Diese Tabelle erlaubt eine schnelle und unkomplizierte Modifikation der Geometrie und zeigt als Ergebnis die Ausnutzungsgrade der wichtigsten Nachweise. Sämtliche Berechnungen wurden unter Zugrundelegung der Stabtheorie sowie der linearen Elastizitätstheorie geführt. Dadurch hält sich der Berechnungsaufwand für das Programm in Grenzen und die Abmessungen der Brücke können einfach und effizient optimiert werden. Für diese Vorbemessung müssen naturgemäß auch einige andere Vereinfachungen getroffen werden, welche in den folgenden Abschnitten behandelt werden.

6.1.1 statisches System

Wie eingangs erwähnt, findet die Berechnung nach der Stabtheorie statt. Es ist also erforderlich, das Tragsystem der Brücke mit entsprechenden Stabsystemen abzubilden. Dazu wird einerseits das Tragsystem in Querrichtung der Brücke untersucht, und andererseits jenes in Längsrichtung der Brücke.

Das Quertragsystem wird aus der SCSC-Platte gebildet, welche zwischen den Hauptträgern gespannt ist. Es handelt sich demnach um einen Einfeldträger auf zwei Stützen mit einer Spannweite von 4,435 m. Als Querschnitt für dieses System wird der Zweipunktquerschnitt der beiden Stahlbleche angesetzt, der Betonquerschnitt wird vollständig vernachlässigt. Für die Nachweise im SLS wird die Biegesteifigkeit dieses Querschnitts mit dem Faktor 0,90 multipliziert, um die Ergebnisse an jene einer parallel geführten ABAQUS-Berechnung anzupassen.

Als Belastung wird das Eigengewicht der Konstruktion angesetzt, welches über die gesamte Spannweite der Platte auftritt. Zusätzlich wirkt die Belastung aus dem Zugverkehr auf eine Breite von 2,795 m mittig auf den Träger, wie auch schematisch in Abb. 6.1 dargestellt (die angesetzte Belastung wird in Abschnitt 6.1.2 näher beschrieben).

Als Längstragsystem wird die gesamte Brücke mit ihrer Spannweite von 25,56 m angesetzt. Es handelt sich auch hier wieder um einen Einfeldträger auf zwei Stützen. Den Querschnitt bildet der volle Trogquerschnitt der Brücke, wobei die SCSC-Platte auch hier wieder nur mit ihren Stahlblechen berücksichtigt und der Betonkern komplett vernachlässigt wird. Anders als für das Quertragsystem gilt diese Annahme hier auch für den SLS. Der Beton liegt in der Zugzone des Trogquerschnitts und ist daher kaum für das Verformungsverhalten in Längsrichtung mitverantwortlich.

Als Belastung wirken das Eigengewicht, wie auch die Vertikallasten aus dem Zugverkehr jeweils auf die gesamte Länge des Systems.

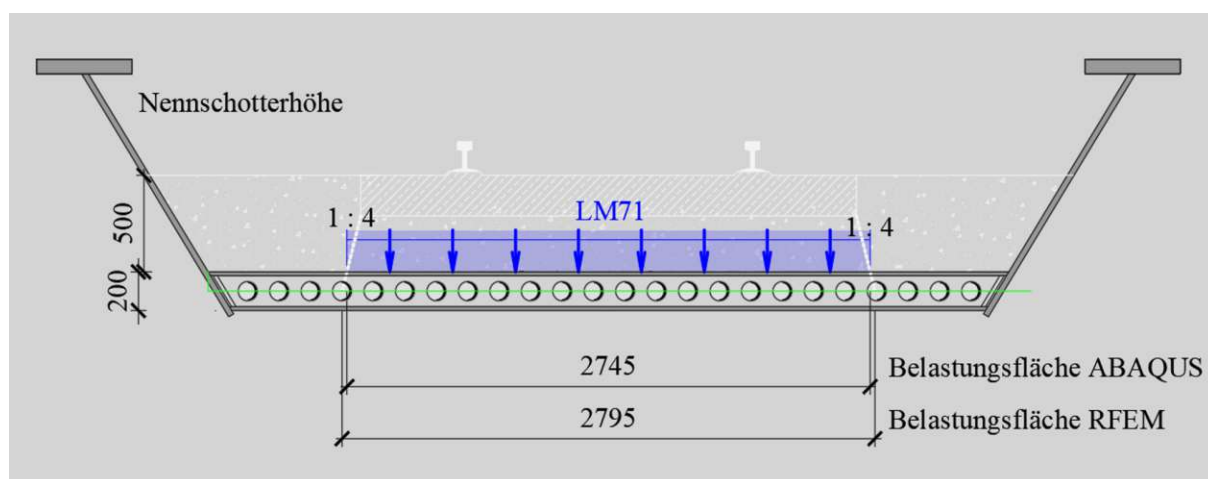


Abb. 6.1: Veranschaulichung des Systems in Quertragrichtung aus [13]

6.1.2 Einwirkungen

Auch für die Belastung werden vereinfachte Annahmen getroffen. Zum einen sind in der Vorbemessung nicht alle Lasten berücksichtigt, die laut Norm anzusetzen sind. Zum anderen werden auch die angesetzten Belastungen in vereinfachter Form auf das System aufgebracht. Die folgende Aufzählung beschreibt die angesetzten Lasten und ihre Vereinfachungen.

- **Eigengewicht:** Das Eigengewicht der Brücke wird in vollem Ausmaß angesetzt. Dieses setzt sich zusammen aus dem Gewicht des Tragwerks, plus dem Gewicht des Aufbaus aus Schotterbett, Betonschwellen und Schienen. Es wird auch die zufolge der Überhöhung erforderliche erhöhte Schotterbettdicke an den Auflagern berücksichtigt. In Feldmitte ergibt sich somit ein geringeres Eigengewicht, als an den Auflagern. Für die Vorbemessung wird hier jedoch ein über die Länge der Brücke gemittelter Wert angesetzt. Das Eigengewicht ist somit konstant über die Länge des Systems mit einem Wert von $19,71 \text{ kN/m}^2$ für das Quertragssystem bzw. $114,59 \text{ kN/m}$ für das Längstragsystem.
- **Vertikallasten Eisenbahnverkehr:** Als maßgebende veränderliche Einwirkung wirken die Vertikallasten zufolge des Eisenbahnverkehrs. Im Zuge der Vorbemessung werden folgende Lastmodelle angesetzt.
 - **Lastmodell 71** für Regelverkehr auf Hauptstrecken
 - **Lastmodell SW/2** für Schwerverkehr

Folgende Lastmodelle werden **nicht** angesetzt:

- **Lastmodell SW/0** für Regelverkehr auf Hauptstrecken bei Durchlaufbrücken
- **Lastmodell HSLM** für Reisezugverkehr mit Geschwindigkeiten über 200 km/h
- **Lastmodell „unbelasteter Zug“** für die Auswirkungen des unbelasteten Zugs

Das Lastmodell SW/2 beinhaltet lediglich eine Linienlast von 150 kN/m über eine Länge von $25,0 \text{ m}$ und wird daher einfach als solche auf das System aufgebracht. Das Lastmodell 71 hingegen beinhaltet zusätzlich zu ihrer Linienlast von 80 kN/m vier Achslasten von jeweils 250 kN und einem Abstand von $1,60 \text{ m}$ zueinander. Anstatt diese Achslasten einzeln auf den Träger anzusetzen, werden sie für die Vorbemessung über ihre Wirkungslänge von $6,40 \text{ m}$ auf eine Linienlast umgerechnet.

Weder die Lasten des Lastmodells SW/2, noch die Achslasten des Lastmodells 71 werden in mehreren Laststellungen berücksichtigt, sondern lediglich mittig auf die Brücke aufgebracht. Diese Laststellung führt zu einem maximalen Feldmoment, die Auflagerkräfte werden dadurch unterschätzt. Nachdem jedoch die Biegung der Brücke den maßgebenden Versagensfall darstellt, wird diese Vereinfachung für die Vorbemessung als ausreichend angenommen.

- **Horizontallasten:** Die Horizontallasten auf die Brücke, also Fliehkräfte, Seitenstoß, Anfahren u. Bremsen, sowie Wind werden im Zuge der Vorbemessung **nicht** berücksichtigt.
- **Temperatur:** Auch die Temperatureinwirkungen werden für die Vorbemessung **nicht** berücksichtigt.
- **außergewöhnliche Einwirkungen:** Die außergewöhnlichen Einwirkungen Erdbeben, Entgleisen und Anprallstoß werden im Zuge der Vorbemessung ebenfalls vernachlässigt.

6.1.3 sonstige Annahmen

Zusätzlich zu den bereits genannten Punkten werden folgende vereinfachende Annahmen für die Vorbemessung getroffen:

- **Exzentrizität:** In der Vorbemessung bleiben sämtliche Exzentrizitäten der Belastung unberücksichtigt. Das Gleis wird also in der Brückenachse liegend ohne Überhöhung angenommen. Dadurch ergibt sich eine gleichmäßig verteilte Flächenlast an der Oberfläche der Fahrbahnplatte, welche symmetrisch um die Brückenachse verteilt ist. Es entstehen somit keinerlei Torsionsmomente um die Längsachse der Brücke, was die Berechnung stark vereinfacht.
- **Beiwerte:** Der Lastklassenbeiwert α zur Berücksichtigung eines vom Regelverkehr abweichenden Verkehrs, der dynamische Beiwert Φ zur Berücksichtigung des dynamischen Verhaltens der Einwirkungen, sowie der Schadensäquivalenzfaktor λ zur Umrechnung der tatsächlich auftretenden Spannungsdifferenzen zu einer schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite im FLS, werden auch in der Vorbemessung angesetzt. Wie in Abschnitt 3.2.2 beschrieben, sind der dynamische Beiwert Φ und der Schadensäquivalenzfaktor λ abhängig vom untersuchten Bauteil. In der Excel-Berechnung wurden für das Quertragsystem (welches lediglich aus der Fahrbahnplatte besteht) eben jene Werte für die Fahrbahnplatte verwendet. Bei dem Längstragsystem (welches aus Hauptträgern und Fahrbahnplatte besteht) wurden die Werte für Hauptträger angewandt.
- **Lineare Elastizitätstheorie:** Die Vorbemessung wird nach der linearen Elastizitätstheorie geführt. Die Verteilung der Normalspannungen über den Querschnitt folgt also einem linearen Verlauf und es werden keinerlei plastische Tragmechanismen berücksichtigt. Das ermöglicht eine schnelle und einfache Berechnung der Spannungen und Verformungen über den gesamten Querschnitt durch die Querschnittswerte.
- **Theorie I. Ordnung:** Die Berechnung erfolgt nach Theorie I. Ordnung, sowie ohne Berücksichtigung von Imperfektionen. Etwaige Stabilitätsprobleme werden durch eine gesonderte Berechnung nachgewiesen. Die Annahme der Theorie I. Ordnung wurde auch im Zuge dieser Masterarbeit bei der Aufstellung des FEM-Modells getroffen, da die Anwendung von Ergebniskombinationen eine lineare Berechnung erfordert.

6.1.4 Excel-Tabelle

Zusammenfassend kann man erkennen, dass es sich sowohl beim Quer-, als auch bei Längstragsystem um jeweils einen einfachen Biegeträger handelt. Als einzige Belastungen werden das Eigengewicht sowie die Vertikallasten aus dem Eisenbahnverkehr zufolge der Lastmodelle LM 71 und SW/2 angesetzt. Nachdem ebenso alle exzentrischen Lasteinflüsse vernachlässigt werden, entstehen keinerlei Schnittgrößen in Horizontalrichtung oder Torsionsmomente. Die Träger können daher jeweils als einfacher Biegeträger mit rein vertikaler Belastung betrachtet werden.

Da die Modellbildung für die Vorbemessung nun erledigt ist und sämtliche Annahmen für die Vereinfachungen getroffen wurden, kann die Berechnung durchgeführt werden. Wie eingangs erwähnt, geschieht dies in Form einer Excel-Tabelle. Die Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Verformungen werden für sämtliche zu untersuchenden Fälle unter Zuhilfenahme bekannter Formeln der Stabstatik ermittelt und ausgegeben. Mit den Schnittgrößen kann folglich die Spannung an den maßgebenden Stellen des Querschnitts berechnet und anschließend mit den entsprechenden Festigkeitswerten verglichen werden. Daraus ergeben sich die Ausnutzungsgrade, welche in zusammengefasster Form angezeigt werden. Anhand dieser Ausnutzungsgrade können nun nach Eingabe diverser Eingangsparameter die einzelnen Bauteilabmessungen sehr einfach angepasst und optimiert werden.

6.2 Nachweise in der Vorbemessung

6.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Folgende Nachweise werden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt:

- **Normalspannungen Längstragwirkung:** Wie in Abschnitt 6.1.3 erwähnt, erfolgt die Ermittlung des Spannungsverlaufs über den Querschnitt nach der linearen Elastizitätstheorie. Daraus folgt, dass die Faser mit der höchsten Normalspannung bei reiner Biegung jene ist, welche sich am weitesten vom Schwerpunkt entfernt befindet. In diesem Fall trifft das auf die Unterkante des Stegs zu. An dieser Stelle ergibt sich mit dem maximalen Feldmoment eine Spannung von $\sigma_x = 200 \text{ N/mm}^2$. Der Normalspannungsverlauf über die Höhe des Trogquerschnitts im ULS ist auch in Abb. 6.2 dargestellt. Die Stahlgüte wird für dieses Projekt mit S355 gewählt. Bei einer Dicke des Stegblechs von $t = 50 \text{ mm}$ ($\geq 40 \text{ mm}$) beträgt die Fließgrenze des Stahls $f_{y,d} = 335 \text{ N/mm}^2$. Damit ist der entsprechende Nachweis mit einem Ausnutzungsgrad von 0,60 erfüllt.
- **Normalspannungen Quertragwirkung:** Hier trifft das selbe Prinzip zu, wie auch beim Normalspannungsnachweis in Längstragwirkung — die am höchsten belastete Faser ist jene, welche sich am weitesten vom Schwerpunkt entfernt befindet. In diesem Fall trifft das sowohl auf die Ober- als auch auf die Unterkante der Fahrbahnplatte zu. Der Betrag der Normalspannung beträgt an beiden Punkten $\sigma_y = 125 \text{ N/mm}^2$. Für die vorhandene Blechdicke von $t = 15 \text{ mm}$ ($\leq 40 \text{ mm}$) beträgt die Fließgrenze hier $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$. Auch dieser Nachweis ist somit erfüllt mit einem Ausnutzungsgrad von 0,35.
- **Vergleichsspannungen:** Für diesen Nachweis werden die Spannungen in Längs- und Querrichtung miteinander kombiniert. Diese Spannungen müssen dabei gegengleiche Vorzeichen aufweisen (Zug- und Druckspannung), da sich ansonsten eine gegenüber der einzelnen Spannungen niedrigere Vergleichsspannung ergibt. Als maßgebende Stelle stellt sich hier die Oberkante des Fahrbahn-Deckblechs in Feldmitte heraus, an welcher Zugspannungen aus der Längstragwirkung der Brücke entstehen und Druckspannungen aus der Quertragwirkung.

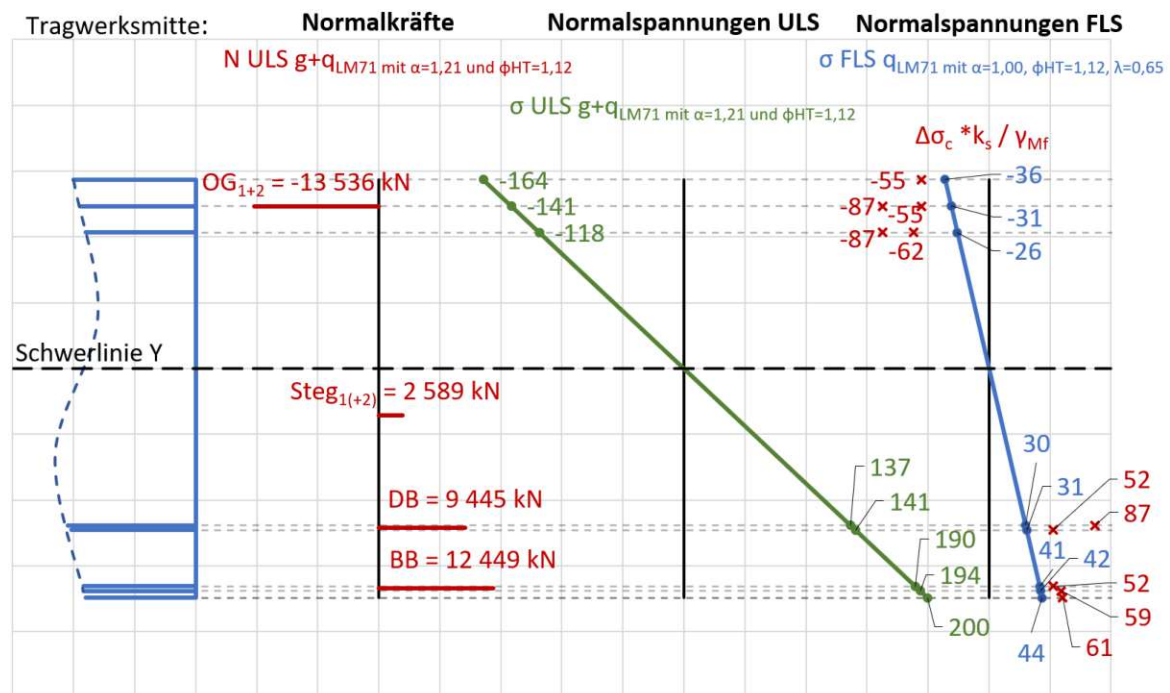


Abb. 6.2: Normalspannungsverlauf über den Trogquerschnitt (im Längstragsystem) aus [13]

Durch die Spannungen $\sigma_x = 137\text{ N/mm}^2$ und $\sigma_y = -125\text{ N/mm}^2$ entsteht eine maximale Vergleichsspannung von $\sigma_v = 227\text{ N/mm}^2$. Mit einer Fließgrenze von $f_y = 355\text{ N/mm}^2$ ergibt sich eine Ausnutzung von 0,64.

- Knicken des Druckgurts:** Die Obergurte der Querträger stehen bei Biegung in Längsrichtung unter Druck. Damit kein Stabilitätsversagen dieser Bauteile auftritt, muss für sie demnach ein Knicknachweis geführt werden.
 Da der Obergurt fest mit dem Steg verschweißt ist, welcher auf diesen einen entsprechenden Widerstand gegen Ausknicken ausübt, wird er als elastisch gebetteter Knickstab modelliert. Dazu wird im ersten Schritt die horizontale Verformung am Anschlusspunkt des Obergurts an den Steg bei einer horizontalen Belastung von 1 kN/m ermittelt. Der Wert der elastischen Bettung ergibt sich anschließend als Kehrwert der eben berechneten Verformung. Dieser Vorgang ist in Abb. 6.3 übersichtlich dargestellt.
 Die auf den Obergurt einwirkende Druckkraft wird hier durch Division des einwirkenden Moments durch den inneren Hebelsarm ermittelt. Dieser innere Hebelsarm ist der vertikale Abstand vom Mittelpunkt der Fahrbahnplatte zum Mittelpunkt des Obergurts. Damit ergibt sich eine Normalkraft von $N_{Ed} = -14\,407\text{ kN}$. Führt man mit diesen Werten den Knicknachweis, so ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 0,63.
- Beulen des Stegblechs:** Der Widerstand gegen das Ausbeulen des Stegblechs wird in der Vorbemessung durch die Einhaltung eines maximalen Verhältnisses von effektiver Beulfeldlänge zur Blechstärke nachgewiesen. Das vorhandene c/t -Verhältnis ergibt sich mit einem Abstand zwischen der Oberkante des Fahrbahnblechs und der Unterkante des Obergurts von 890 mm und einer Blechstärke des Stegs von 50 mm zu 17,80. Damit ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 0,15.

Erklärung Stabilitätsnachweis BDK OG

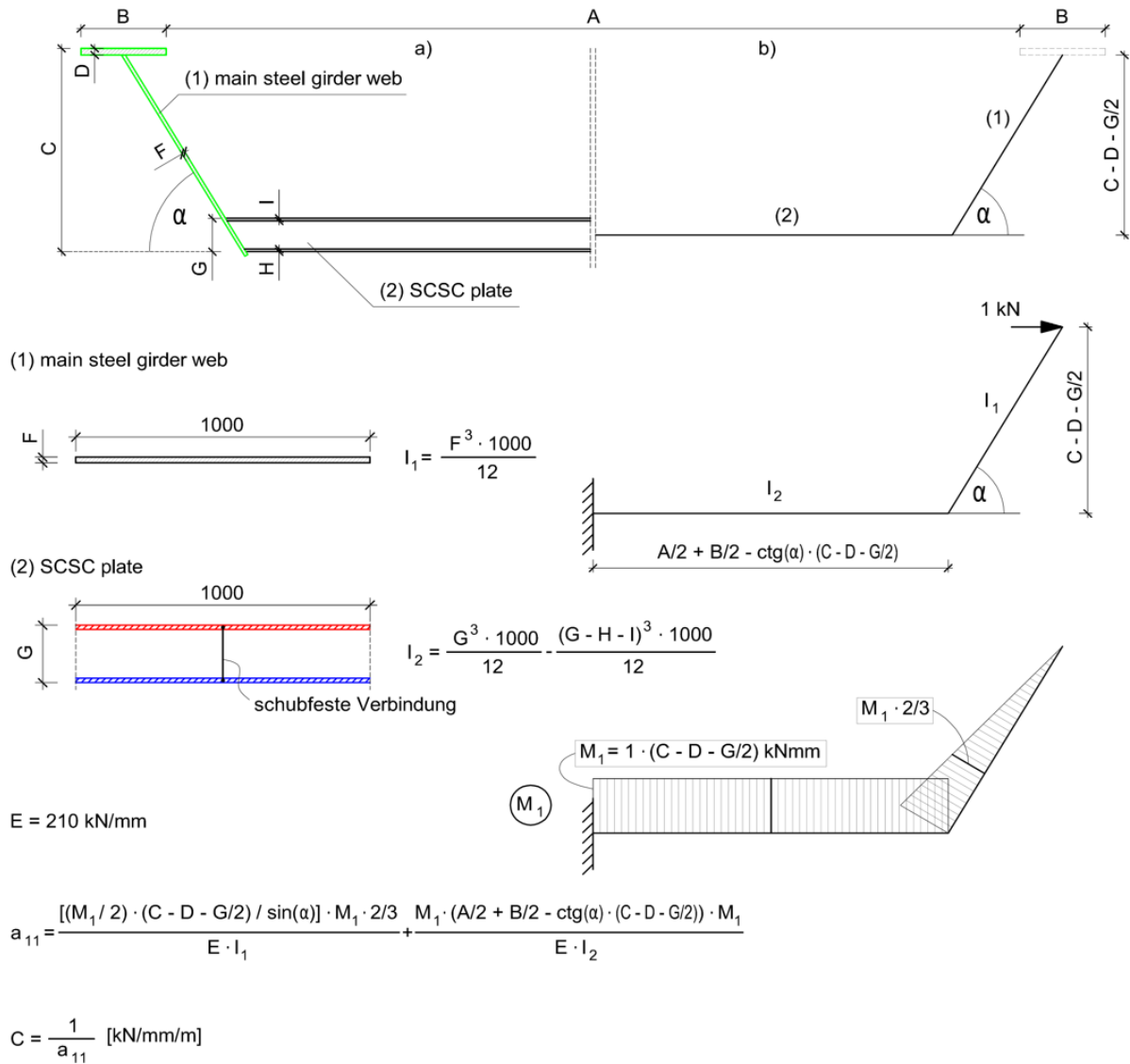


Abb. 6.3: Erklärung des Stabilitätsnachweises Ausknicken des Obergurts aus [13]

6.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird die Durchbiegung der Brücke in drei verschiedenen Belastungsszenarien begrenzt. Die Gesamtdurchbiegung setzt sich dabei jeweils zusammen aus der Durchbiegung zufolge der Längstragwirkung addiert mit jener zufolge der Quertragwirkung. In Abb. 6.4 sind die vertikalen Verformungen in den verschiedenen Belastungsszenarien dargestellt. Bei den angegebenen Werten handelt es sich um die Verformungen ausschließlich zufolge veränderlicher Lasten. Die ständigen Lasten sind für diese Nachweise nicht zu berücksichtigen.

Wie in Abschnitt 6.1.1 bereits erwähnt, orientiert sich die angesetzte Biegesteifigkeit für die Durchbiegung in Querrichtung an einer parallel geführten ABAQUS-Berechnung und wurde nicht einfach als Produkt aus Elastizitätsmodul und Trägheitsmoment berechnet. Die Ermittlung der Durchbiegung selbst erfolgt jedoch wieder mit bekannten Formeln der Stabstatik.

Es werden folgende Nachweise geführt:

- **Durchbiegung für Reisendenkomfort:** Für diesen Nachweis ist die Belastung zufolge des LM 71 anzusetzen, wobei der Lastklassenbeiwert mit $\alpha = 1,0$ angesetzt werden darf, der dynamische Faktor muss allerdings berücksichtigt werden. Die maximale Durchbiegung ergibt sich somit zu 36 mm. Die Grenze für diesen Wert ist unter anderem abhängig von der Spannweite der Brücke und der Geschwindigkeit der überfahrenden Züge. Abb.6.5 zeigt Bild A.2.3 aus ÖNORM EN 1990/A1, mit welchem die maximal zulässige vertikale Verformung zu bestimmen ist. Mit einer Spannweite von 25,56 m und einer Geschwindigkeit von 80 km/h folgt eine Grenzdurchbiegung von $L/600 = 43$ mm. Somit ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 0,84.
- **Durchbiegung zufolge LM 71:** Für diesen Nachweis ist die Belastung zufolge Schienenverkehr des LM 71 anzusetzen. Der dynamische Faktor ϕ darf für diesen Nachweis vernachlässigt werden. Die Durchbiegung ergibt sich somit zu 39 mm. Die maximal zulässige Verformung ist für diesen Fall gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Kap. A.2.4.4.2.3. (1) mit $L/600 = 43$ mm anzusetzen. Daraus ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 0,91.
- **Durchbiegung zufolge SW/2:** Für die Durchbiegung zufolge des Lastmodells SW/2 ergibt sich ein Wert von 41 mm, auch hier wieder ohne Berücksichtigung des dynamischen Faktors ϕ . Hier ist die gleiche Grenzdurchbiegung einzuhalten, wie bei der Durchbiegung zufolge LM 71, woraus sich eine Ausnutzung von 0,95 ergibt. Dieser Ausnutzungsgrad ist der höchste in der Vorbemessung und demnach primär maßgebend für die gewählten Bauteilabmessungen.

6.2.3 Grenzzustand der Ermüdung

In der Vorbemessung wird der Ermüdungsnachweis an einer Vielzahl ermüdungsgefährdeter Punkte geführt, auf die hier nicht einzeln eingegangen wird. An dieser Stelle wird lediglich ein Nachweis herausgegriffen, um die Vorgehensweise zu veranschaulichen. Dafür wird das Grundmaterial neben der Quersteife an der Bodenblechoberkante in Feldmitte gewählt. Mit einem Wert von 0,79 tritt an dieser Stelle der höchste Ausnutzungsgrad unter den Ermüdungsnachweisen auf.

Die Spannungsdifferenz kann auch hier wieder nach der linearen Elastizitätstheorie ermittelt werden. Der Bemessungswert der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite beträgt an diesem Punkt $\gamma_{Ff} \Phi_2 \lambda \Delta \sigma_{LM 71} = 41 \text{ N/mm}^2$ und ist damit geringer als der Bemessungswert des Widerstandes von $\Delta \sigma_c k_s / \gamma_{Mf} = 53 \text{ N/mm}^2$, der sich aus dem Kerbfall 71 mit einem

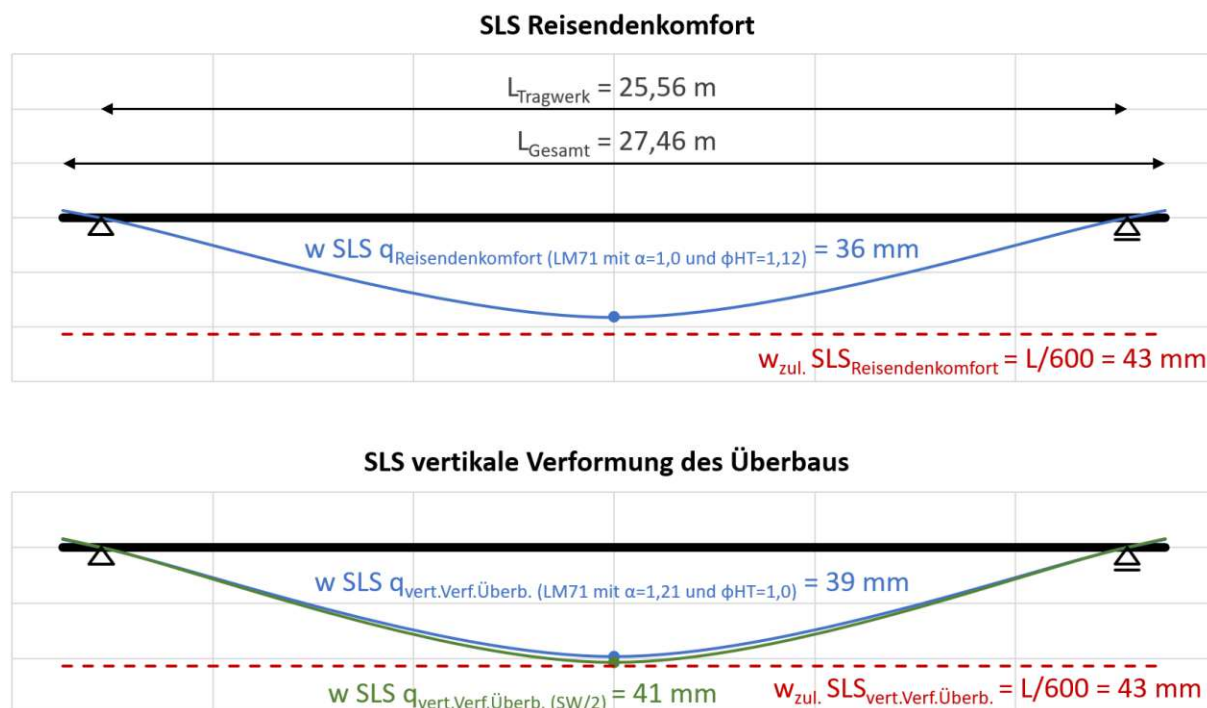


Abb. 6.4: Verformung des Überbaus für die maßgebenden Belastungen aus [13]

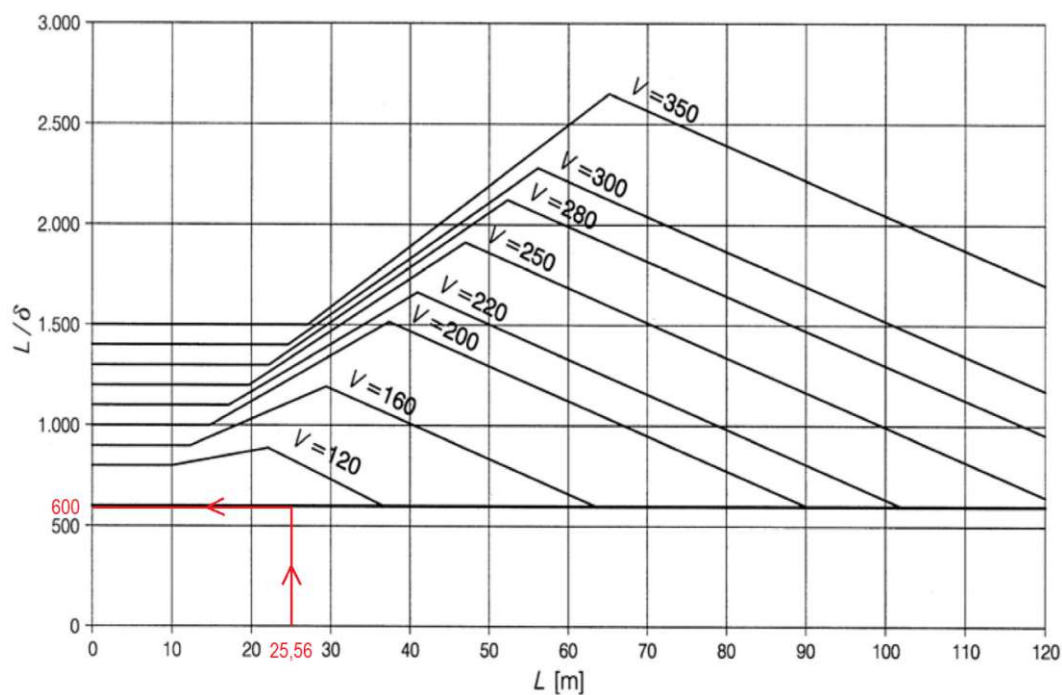


Abb. 6.5: maximal zulässige vertikale Verformung δ gemäß ÖNORM EN 1990/A1 Bild A.2.3

Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{Mf} = 1,35$ ergibt. k_s beschreibt den Abminderungsfaktor für die Ermüdungsfestigkeit zur Berücksichtigung der Größenabhängigkeit (Blechdickenabhängigkeit) und beträgt an dieser Stelle $k_s = 1,0$.

6.3 Vergleich mit der FEM-Berechnung

6.3.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

- **Normalspannungen Längstragwirkung:** Die im Hauptträger wirkenden Normalspannungen σ_x aus dem FEM-Modell sind in Abb. ?? dargestellt. An der Unterkante des Stegs ist hier eine Längsnormalspannung von $\sigma_x = 248 \text{ N/mm}^2$ abzulesen. Dieser Wert ist deutlich höher als jener aus der Vorbemessung mit $\sigma_x = 200 \text{ N/mm}^2$. Nachdem in der Vorbemessung eine Vielzahl anzusetzender Lasten vernachlässigt wurden, welche im FEM-Modell berücksichtigt sind, war diese Diskrepanz durchaus abzusehen. Der Nachweis mit der Fließgrenze von $f_y = 335 \text{ N/mm}^2$ ist an diesem Punkt nach wie vor erfüllt.
- **Normalspannungen Quertragwirkung:** Dieser Nachweis wurde in der Vorbemessung an der Unterkante der Fahrbahnplatte geführt. Die Normalspannung an dieser Stelle im FEM-Modell kann Abb. 6.7 entnommen werden und beträgt $\sigma_y = 134 \text{ N/mm}^2$. In der Vorbemessung ergibt sich dieser Wert zu $\sigma_y = 125 \text{ N/mm}^2$. Auch hier ist die Spannung im FEM-Modell höher als in der Vorbemessung, jedoch nur marginal. Der Nachweis an dieser Stelle ist mit der Fließgrenze von $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ nach wie vor erfüllt.
- **Vergleichsspannungen:** In der Vorbemessung wurde dieser Nachweis an der Oberkante des Deckblechs geführt. In der FEM-Berechnung entsteht die maximale Vergleichsspannung jedoch nicht im Deckblech der Fahrbahnplatte, sondern im Bodenblech. In Abb. 6.8 sind diese Spannungen dargestellt. Der maximale Wert findet sich hier auch nicht in Feldmitte, sondern am Rand der Platte, mit einem Wert von $\sigma_v = 252 \text{ N/mm}^2$. Diese Spannung liegt somit etwas über dem Wert der Vorbemessung von $\sigma_v = 227 \text{ N/mm}^2$, aber noch deutlich unter der Fließgrenze. Der Nachweis ist daher nach wie vor erfüllt.
- **Knicken des Druckgurts:** Die Druckkraft im Obergurt wird vereinfacht durch Division des Biegemoments durch den inneren Hebelsarm zwischen Fahrbahnplatte und den Gurtblechen ermittelt. Abb. 6.6 zeigt dazu die Momentenlinie M_y über die Brückenlänge. Diese wurde durch einen „Ergebnisstab“ erzeugt, welcher durch Integration der Spannungen über den Querschnitt aus einem räumlichen Modell eindimensionale Schnittgrößen erzeugt. In Feldmitte ergibt sich ein Moment von $M_y = 30\,870 \text{ kNm}$. Nach Division durch den inneren Hebelsarm von $h_0 = 1,07 \text{ m}$ ergibt sich eine Druckkraft je Obergurt von $N_{Ed} = -14\,425 \text{ kN}$. Dieser Wert entspricht in etwa dem aus der Vorbemessung von $N_{Ed} = -14\,407 \text{ kN}$, der Nachweis ist also erfüllt.
- **Beulen des Stegblechs:** In der Vorbemessung wurde der Beulnachweis durch die Einhaltung einer Grenzschlankheit geführt. An dieser hat sich im FEM-Modell nichts geändert. Daher ist auch dieser Nachweis nach wie vor erfüllt.

6.3.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- **vertikale Verformung des Überbaus zufolge LM 71:** In der FEM-Berechnung ergibt sich die maximale vertikale Verformung zufolge der Schienenverkehrslasten des LM 71, wie in Abb. 6.9 ersichtlich, zu 40,5 mm. Verglichen mit dem Wert der Vorbemessung von 39 mm

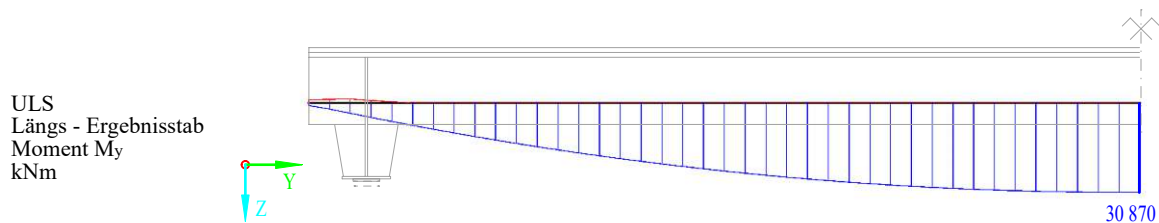


Abb. 6.6: Biegemoment M_y über die Brückenlänge im ULS

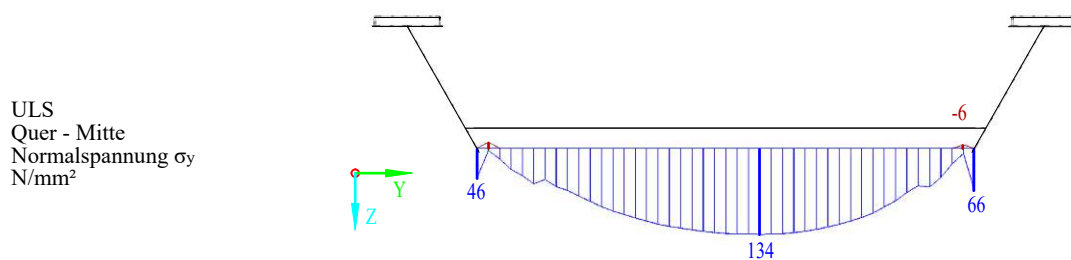


Abb. 6.7: Normalspannungen σ_y an der Unterseite des Bodenblechs Feldmitte im ULS

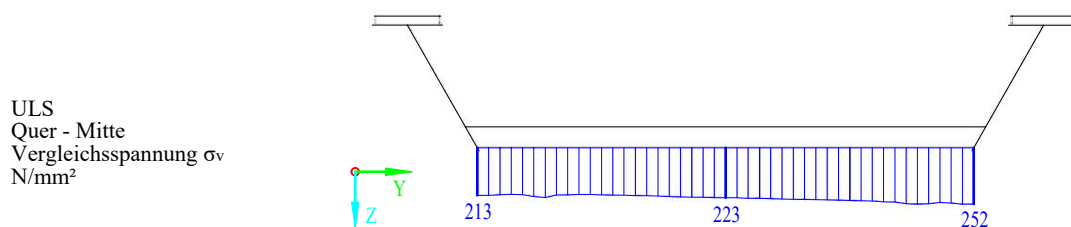


Abb. 6.8: Vergleichsspannungen σ_v an der Unterseite des Bodenblechs in Feldmitte im ULS

ist die Durchbiegung hier geringfügig höher. Der Grenzwert von 43 mm ist nach wie vor eingehalten.

- **Durchbiegung zufolge SW/2:** Hier ergibt sich die maximale Durchbiegung zu 44,5 mm, wie in Abb. 6.10 dargestellt. Dieser Wert ist deutlich höher als jener der Vorbemessung von 41 mm und überschreitet auch den einzuhaltenden Grenzwert von 42,6 mm. Die Überschreitung beträgt jedoch lediglich 4 % und bewegt daher noch im vertretbaren Bereich.
- **Durchbiegung für Reisendenkomfort:** Wie in Abb. 6.11 zu sehen ergibt sich hier eine vertikale Verformung in Feldmitte von 37,4 mm, was nahezu dem Wert der Vorbemessung von 36,4 mm entspricht. Der Grenzwert von 43 mm ist also eingehalten.

6.3.3 Grenzzustand der Ermüdung

Für den Vergleich der Ermüdungsnachweise zwischen Vorbemessung und FEM-Modellierung wurde in Abschnitt 6.2.3 exemplarisch der Nachweis des Grundmaterials neben der Quersteife an der Bodenblechoberkante in Feldmitte herausgegriffen. Dieser wurde gewählt, weil dort mit einem Wert von 0,79 in der Vorbemessung die höchste Ausnutzung auftritt. Die Spannungen an dieser Stelle im FEM-Modell sind in Abb. 6.12 dargestellt. In Plattenmitte beträgt der Wert $\Delta\sigma_x = 51,7 \text{ N/mm}^2$, der Höchstwert am Rand der Platte beträgt $\Delta\sigma_x = 56,5 \text{ N/mm}^2$. Diese Werte sind deutlich höher, als der in der Vorbemessung ermittelte von 41 N/mm^2 und auch etwas höher als der Grenzwert von 53 N/mm^2 (Kerbfall 71 mit $\gamma_{Mf} = 1,35$). Es ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 1,07. Die Diskrepanz zur Vorbemessung kommt in erster Linie von den Horizontallasten, sowie der exzentrischen Anordnung der Vertikallasten, welche in der Vorbemessung vernachlässigt wurden. Abb. 6.13 – Abb. 6.15 zeigen den Einfluss der Vertikallasten, Horizontallasten, sowie der Exzentrizität auf die Spannungsdifferenzen.

Abb. 6.13 zeigt die Spannungsdifferenzen zufolge des LM71, ohne Exzentrizität und ohne Horizontallasten. Diese Annahmen entsprechen jenen der Vorbemessung. Auch hier ist bereits eine deutliche Diskrepanz zur Vorbemessung erkennbar, mit maximalen Spannungsdifferenzen in Feldmitte von $\Delta\sigma_x = 49,4 \text{ N/mm}^2$ verglichen mit $\Delta\sigma_x = 41 \text{ N/mm}^2$.

Für Abb. 6.14 wurden die Vertikallasten *mit* ihren planmäßigen Exzentrizitäten aufgebracht, jedoch ohne Horizontalkräfte. Somit ergibt sich erwartungsgemäß eine etwas höhere Spannungsdifferenz am Rand der Platte mit $\Delta\sigma_x = 50,1 \text{ N/mm}^2$. Jene in Feldmitte bleibt in etwa unverändert.

In Abb. 6.15 sind die Spannungsdifferenzen zufolge der Horizontallasten dargestellt. Aus diesen ergibt sich ein dreiecksförmiger Verlauf, mit $\Delta\sigma_x = -4,2 \text{ N/mm}^2$ an einem Rand der Platte und $\Delta\sigma_x = 6,4 \text{ N/mm}^2$ am anderen.

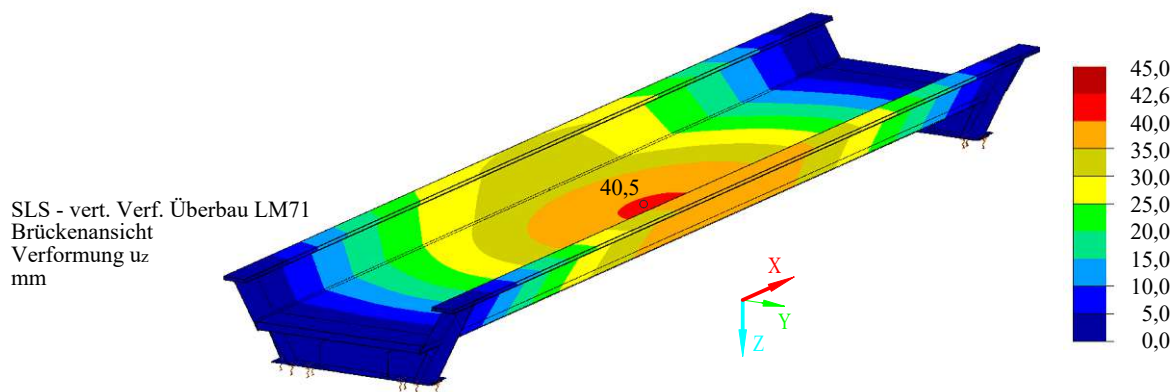


Abb. 6.9: vertikale Verformung des Überbaus zufolge LM 71 (ohne ständige Lasten)

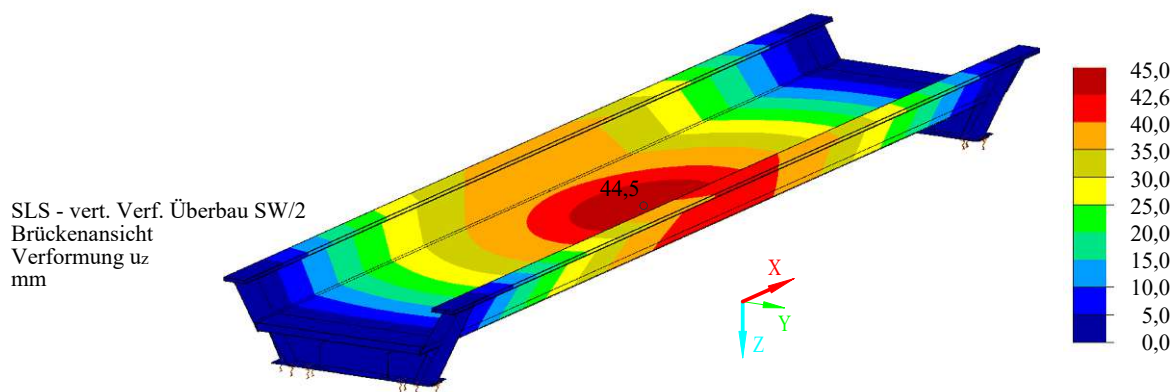


Abb. 6.10: vertikale Verformung des Überbaus zufolge SW/2 (ohne ständige Lasten)

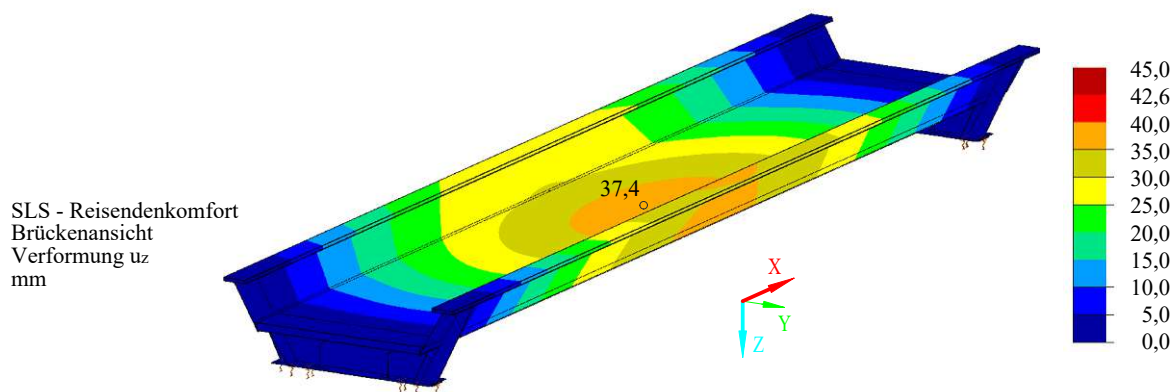


Abb. 6.11: Durchbiegung (Reisendenkomfort) zufolge LM 71 (ohne ständige Lasten)

FLS
 Quer - Mitte
 Normalspannungsdiff. $\Delta\sigma_x$
 Gesamt (V+H+e)
 N/mm²

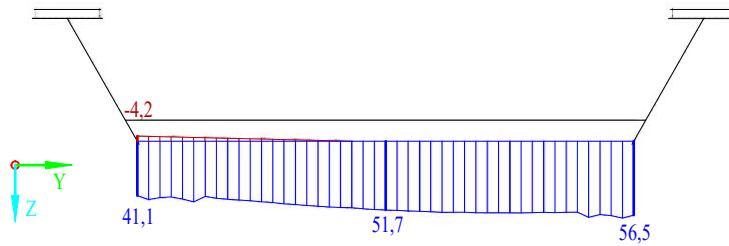


Abb. 6.12: Normalspannungsdifferenz $\Delta\sigma_x$ an der Oberseite des Bodenblechs in Feldmitte im FLS

FLS
 Quer - Mitte
 Normalspannungsdiff. $\Delta\sigma_x$
 nur V ohne Exzentrizität
 N/mm²

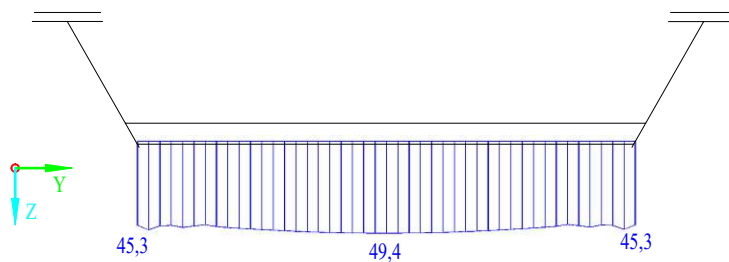


Abb. 6.13: Normalspannungsdifferenz $\Delta\sigma_x$ an der Oberseite des Bodenblechs in Feldmitte FLS zufolge Vertikallasten ohne Exzentrizitäten

FLS
 Quer - Mitte
 Normalspannungsdiff. $\Delta\sigma_x$
 nur V mit Exzentrizität
 N/mm²

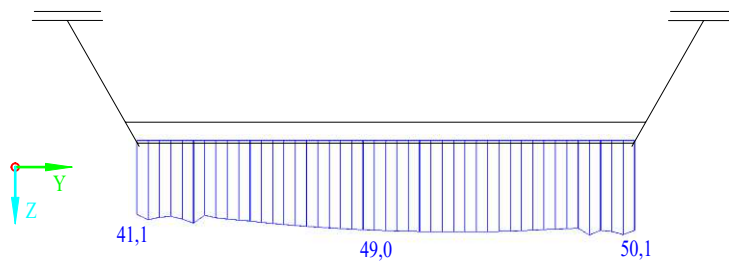


Abb. 6.14: Normalspannungsdifferenz $\Delta\sigma_x$ an der Oberseite des Bodenblechs in Feldmitte FLS zufolge Vertikallasten mit Exzentrizitäten

FLS
 Quer - Mitte
 Normalspannungsdiff. $\Delta\sigma_x$
 nur H mit Exzentrizität
 N/mm²

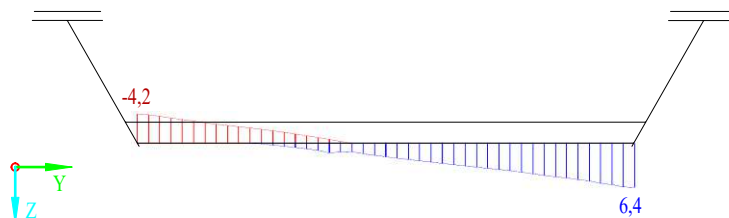


Abb. 6.15: Normalspannungsdifferenz $\Delta\sigma_x$ an der Oberseite des Bodenblechs in Feldmitte FLS zufolge Horizontallasten mit Exzentrizitäten

Kapitel 7

Zusammenfassung

Ziel dieser Arbeit war es, für das Brückensystem einer Eisenbahn-Trogbrücke mit SCSC-Fahrbahnplatte sämtliche Einwirkungen anhand der derzeit aktuellen Normen zu ermitteln und mit diesen die Schnittgrößen und Verformungen in den Bemessungssituationen des ULS, SLS und FLS zu ermitteln. Dazu musste zuallererst ein entsprechendes Modell erstellt werden, auf welches sämtliche laut aktuellem Normenstand erforderliche Lasten aufgebracht wurden. Für dieses Modell wurden anschließend die Schnittgrößen ausgewertet und graphisch dargestellt. Zum Schluss wurden die Ergebnisse mit einer im Vorfeld am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien durchgeführten Vorbemessung verglichen.

Im ersten Schritt war es hierfür erforderlich, für die SCSC-Fahrbahnplatte ein möglichst realitätsnahes, wie auch praxistaugliches FEM-Modell zu erstellen. Dazu wurde von Kneidinger [5] eine Diplomarbeit erstellt, in welcher sie mehrere Varianten untersucht und miteinander verglichen hat. Sie kommt zu dem Schluss, dass eine Modellierung über zwei Stahlbleche, welche mit einem Kontakt-Volumenkörper miteinander verbunden werden, die zielführendste Variante darstellt. Dieses Modell hat einen sehr intuitiven Aufbau und lässt sich relativ einfach bearbeiten. Als Nachteil ist die deutlich höhere Berechnungsdauer durch den komplexen Volumenkörper zu nennen.

Zusätzlich zu der von Kneidinger vorgeschlagenen Variante wurde in dieser Arbeit die Möglichkeit einer Modellierung als orthotrope Platte untersucht. RFEM bietet die Option, sämtliche Steifigkeitselemente für orthotrope Platten selbst zu definieren. Nach umfangreichen Überlegungen zum Tragverhalten der SCSC-Fahrbahnplatte konnten brauchbare Lösungen zur Ermittlung der einzelnen Elemente gefunden werden. Diese Variante bietet den Vorteil einer außerordentlich einfachen und schnellen Modellierung, mit einer deutlich kürzeren Berechnungsdauer als die Variante mit Volumenkörper. Die Probleme dieser Variante sind der Anschluss der Platte an den Steg, sowie der Fakt, dass sich das Tragverhalten der Platte hinter den eigens definierten Steifigkeiten versteckt, welche schwierig nachzuvollziehen sind.

Für den weiteren Verlauf dieser Arbeit wurde das Modell von Kneidinger gewählt, welches die SCSC-Fahrbahnplatte mit zwei Stahlblechen modelliert, welche über einen Volumenkörper miteinander verbunden sind.

Im nächsten Schritt nach Erstellung des Modells waren die aufzubringenden Lasten zu ermitteln. Als Verkehrslasten sind die Lastmodelle aus ÖNORM EN 1991-2 und ÖNORM B 1991-2 anzusetzen. Für diese Brücke relevant sind die Lastmodelle LM71 und SW/2, sowie das Lastmodell „unbelasteter Zug“. Die Lastmodelle SW/0 sowie HSLM sind nicht anzuwenden, da es sich um eine Einfeldbrücke handelt und die maximale Geschwindigkeit der befahrenden Züge auf 80 km/h begrenzt ist.

Zusätzlich zu den Vertikallasten dieser Lastmodelle sind auch die Fliehkräfte, Anfahr- und Bremskräfte, sowie der Seitenstoß anzusetzen. Die Lasten zufolge des Schienenverkehrs wurden in Lastschritten von 0,50 m in variabler Position auf die Brücke aufgebracht. Als letzte veränderliche Einwirkungen sind einerseits der Wind zu nennen, welcher sowohl auf das Brückentragwerk, als auch auf die Seitenflächen der Züge einwirkt und andererseits die Einwirkungen aus den

Temperaturschwankungen.

Weiters wurden auch außergewöhnliche Einwirkungen aus Erdbeben, Entgleisen eines auf der Brücke befindlichen Zuges, sowie Anprall von einem unter der Brücke hindurchfahrenden Fahrzeuges berücksichtigt.

Nach Aufbringen der Lasten wurde das Modell durchgerechnet und die Ergebnisse wurden umfangreich graphisch aufbereitet und übersichtlich angeführt. Für die Bemessungssituation des ULS, wie auch für den FLS, wurden die Schnittgrößenverläufe in mehreren Schnitten durch das Tragwerk dargestellt, sowie die Spannungen in den Endquerträgern. Im SLS wurden die Verformungen der Brücke im charakteristischen, häufigen, wie auch quasiständigen Zustand abgebildet.

Zuletzt fand eine Kontrolle bzw. ein Vergleich mit den Ergebnissen der Vorbemessung statt. Gewisse Abweichungen der Ergebnisse sind in Anbetracht der deutlichen Vereinfachungen im Zuge der Vorbemessung selbstverständlich. Insgesamt führt diese jedoch zu durchaus brauchbaren Ergebnissen. Im ULS wurden sämtliche Grenzwerte eingehalten und auch im SLS und FLS finden nur geringfügige Überschreitungen statt.

Auf dieser Masterarbeit aufbauend können nun weitere Berechnungen angestellt werden. Die Brücke wurde, inklusive ihrer Belastungen, ausführlich und realitätsnah modelliert und die Schnittgrößen, Verformungen, wie auch Spannungen sind umfangreich dokumentiert. Das gilt sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit wie auch Ermüdung.

Literatur

- [1] ABAQUS. *Abaqus 6.12*. Dassault Systèmes Simulia Corporation, 2012.
- [2] DLUBAL. *RF BEWEG Flächen*. Deutschland, 2012.
- [3] DLUBAL. *RFEM 5.24*. Deutschland, 2012.
- [4] P. Hermann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwich-Verbundplatte (SCSC-Platte) als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Doktorarbeit. Technische Universität Wien, 2013.
- [5] L. Kneidinger. „Entwicklung einer ingenieurpraktikablen Modellierung der SCSC-Platte als Fahrbahnelement einer Trogbücke mittels RFEM“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2022.
- [6] B. Palotas, P. Takács und J. Fink. „Simulation of the SCSC plate with a spring framework model including the effects of inelastic slip“. In: *Steel Construction* (2021). <https://doi.org/10.1002/stco.202000055>.
- [7] F. Pichler. „Schnittgrößenanalyse einer Brücke mit SCSC-Platte“. Bachelorarbeit. Technische Universität Wien, 2020.
- [8] *Regelwerk 08.01. Eisenbahnbrücken und Konstruktive Ingenieurbauwerke*. ÖBB Infrastruktur, März 2022.
- [9] *RFEM: Orthotropic Surfaces Program Description*. Deutschland: Dlubal Software GmbH, Aug. 2013.
- [10] *RW 08.01.04: Dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken*. ÖBB Infrastruktur, Jan. 2000.
- [11] M. Steurer, T. Petraschek und J. Fink. „Development of an innovative sandwich plate for trough-type railway bridges“. In: *Steel Construction* Vol. 9, No. 3 (2016).
- [12] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2018.
- [13] P. Takács. *Nicht veröffentlichtes Forschungsergebnis*. Technische Universität Wien, 2022.
- [14] *ÖNORM B 1990-2:2016 01 01: Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 2: Brückenbau*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2016.
- [15] *ÖNORM B 1991-1-1:2020 12 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau*. Wien: Austrian Standards, Dez. 2020.
- [16] *ÖNORM B 1991-1-4:2019 07 15: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. Wien: Austrian Standards, Juli 2019.
- [17] *ÖNORM B 1991-1-5:2012 01 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen*. Wien: Austrian Standards, Jan. 2012.
- [18] *ÖNORM B 1991-2:2018 08 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2018.

- [19] *ÖNORM B 1998-1:2017 07 01: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.* Wien: Austrian Standards, Juli 2017.
- [20] *ÖNORM EN 1990/A1:2013 03 15: Grundlagen der Tragwerksplanung - Änderung 1: Anwendung bei Brücken.* Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [21] *ÖNORM EN 1991-1-1:2011 09 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau.* Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.
- [22] *ÖNORM EN 1991-1-4:2011 05 15: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten.* Wien: Austrian Standards, Mai 2011.
- [23] *ÖNORM EN 1991-1-5:2012 01 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen.* Wien: Austrian Standards, Jan. 2012.
- [24] *ÖNORM EN 1991-1-7:2014 09 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen.* Wien: Austrian Standards, Sep. 2014.
- [25] *ÖNORM EN 1991-2:2012 03 01: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.* Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [26] *ÖNORM EN 1993-2:2010 08 15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken.* Wien: Austrian Standards, Aug. 2010.
- [27] *ÖNORM EN 1997-1:2014 11 15: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln.* Wien: Austrian Standards, Nov. 2014.
- [28] *ÖNORM EN 1998-1:2013 06 15: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.* Wien: Austrian Standards, Juni 2013.
- [29] *ÖNORM EN 1998-2:2012 01 01: Auslegen von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken.* Wien: Austrian Standards, Jan. 2012.