KANTON solothurn

Amt für Verkehr und Tiefbau

Gemeinde Luterbach / Zuchwil

Strasse **Bocciaweg / Langfeldstrasse**

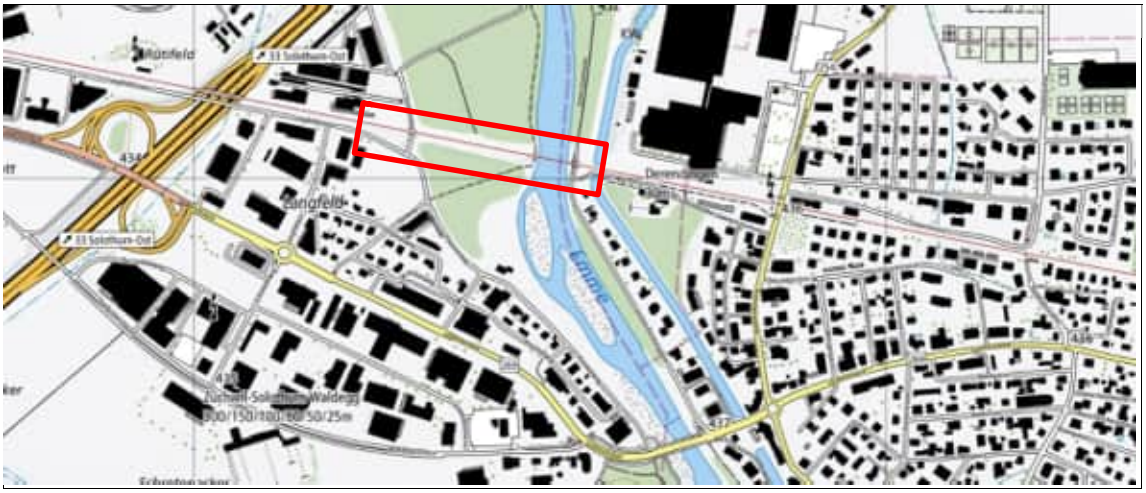
Objekt Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Objekt Nr. 4/7
Velobrücke Emmenweg Objekt Nr. 10/64/4

Projekt **Neubau Langsamverkehrsüberführung**

Projektphase Bewilligungsverfahren / Auflageprojekt

Inhalt **Statische Berechnung Emmequerung**

Übersicht



FÜRST | LAFFRANCHI

Eyhalde 2 | Postfach 12 | CH-4912 Aarwangen | T +41 (0)62 926 18 90
Kirchstrasse 23 | CH-4628 Wolfwil | T +41 (0)62 926 18 90
Via Cantonale 64 | CH-6537 Grono | T +41 (0)91 827 13 17

Dok.-Nr.		**EQZ-566-BB-SB-EQ**
Format		A4
Projekt	Name	Datum
Erstellt	SI	30.10.2026
Geprüft	SI	30.10.2026
Freigabe	ML	30.10.2026
Revidiert Index A		
Geprüft		
Freigabe		

Amt für Verkehr und Tiefbau
Rötihof, Werkhofstrasse 65, 4509 Solothurn
Telefon 032 627 26 33, Telefax 032 627 76 94

Achs Nr. / BP	
Objekt-Nr. KB	
Objekt-Nr. VRA	
Projekt-Nr.	3TK. 01440.P.01

Inhaltsverzeichnis

Seite

1 Grundlagen 5
1.1 Material 5
1.1.1 Stahlbau 5
1.1.2 Stahlbeton 6
1.2 Geometrie 7
1.3 Lagerungskonzept 8
1.4 Baugrundverhältnisse 9
2 Modellbildung 11
2.1 Stabmodell 11
2.2 Schalenmodell 13
2.3 Modelle für dynamische Berechnungen 14
2.4 Modell zur Vordimensionierung der TMD 16
3 Einwirkungen Statisch 17
3.1 Eigenlasten und Auflasten 17
3.1.1 Eigengewicht 17
3.1.2 Auflasten 18
3.1.3 Schwingungstilger 18
3.2 Veränderliche Einwirkungen 19
3.2.1 Verkehrslasten aus nichtmotorisiertem Verkehr 19
3.2.2 Wind – Statische Drücke und Kräfte 20
3.2.3 Temperatur 23
3.2.4 Schnee 24
3.2.5 Kräfte auf Abschrankungen 24
3.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen 25
3.3.1 Anprall durch Schwemmholz 25
3.3.2 Anprall durch Strassenverkehr 25
3.3.3 Erdbeben 26
4 Einwirkungen Dynamisch 27
4.1 Eigenfrequenzen des Brückenüberbaus 27
4.1.1 Vertikale Schwingungen 28
4.1.2 Horizontale Schwingungen quer zur Brückenhauptrichtung 29
4.1.3 Horizontale Schwingungen längs zur Brückenhauptrichtung 30
4.2 Dämpfung 30
4.3 Personeninduzierte Schwingungen 31
4.3.1 Gebrauchstauglichkeit 31
4.3.2 Tragsicherheit 34
4.4 Aerodynamische Einwirkungen 35
5 Bemessungssituationen / Gefährdungsbilder 36
6 Auswirkungen – Schnittgrössen 37

6.1 Bauzustand 37
6.2 Endzustand 38
6.2.1 Ständige Lasten 38
6.2.2 Nachrüstung mit Schwingungstilger 39
6.2.3 Tragsicherheit GZT 2 40
7 Tragsicherheit – Brückenüberbau 44
7.1 Querschnittsklassifizierung 44
7.2 Fahrbahnplatte 48
7.2.1 Fahrbahnplatte Brückenlängsrichtung 49
7.2.2 Fahrbahnplatte Brückenquerrichtung und Querrippen 52
7.3 Untere Kastenplatte 56
7.4 Stege des Kastenträgers 57
7.4.1 Maximale Längsspannungen in Feldmitte 57
7.4.2 Maximale Schubspannungen 57
7.4.3 Gefährdungsbild «Anprall von Strassenfahrzeugen» an Steg 59
7.5 Endquerträger 63
8 Tragsicherheit – Brückenunterbau 65
8.1 Widerlager und Fundationen 65
8.1.1 Lagerungskonzept 65
8.1.2 Lagerkräfte 66
8.1.3 Nachweise der Brückenlager 69
8.1.4 Nachweise der Widerlager und Fundationen 71
9 Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit 76
9.1 Funktionstüchtigkeit 76
9.2 Komfort 76
9.3 Aussehen 77
10 Dynamische Berechnungen – Brückenüberbau 78
10.1 Übersicht 78
10.2 Bemessungssituation 1 80
10.2.1 TC 4 (A) – Fussgängerfluss 80
10.3 Bemessungssituation 2 85
10.3.1 TC 3 (A) – Fussgängerfluss 85
10.3.2 TC 5 (B) – Fussgängergruppe 89
10.4 Bemessungssituation 3 94
10.4.1 TC 4 (C) – Jogger 94
10.5 Bemessungssituation 4 97
10.5.1 TC 2 (A) – Fussgängerfluss 97
10.5.2 TC 4 (B) – Fussgängergruppe 101
10.6 Absichtliche Anregung 106
11 Brückengeländer 109
11.1 Geländerpfosten 109

11.2 Geländerholm 111

12 Grundlagen 112

12.1 Normen, Bestimmungen und Richtlinien 112

12.2 Projektspezifische Grundlagen 113

12.3 Dokumente des Projekts 113

12.4 Weitere Grundlagen 113

1 Grundlagen

1.1 Material

1.1.1 Stahlbau

Baustoff Bezeichnung	Bauteil	Bemessungswerte	Charakteristische Werte
Stahlkonstruktion			
S 355 K2+N	Brückenüberbau	t ≤ 40mm f_{yd} = 338 MPa τ_{yd} = 195 MPa f_{ud} = 408 MPa 40 < t ≤ 100mm f_{yd} = 319 MPa τ_{yd} = 184 MPa f_{ud} = 392 MPa E_a = 210 GPa G_a = 81 GPa	t ≤ 40mm f_{yk} = 355 MPa τ_{yk} = 205 MPa f_{uk} = 510 MPa 40 < t ≤ 100mm f_{yk} = 335 MPa τ_{yk} = 193 MPa f_{uk} = 490 MPa γ_{sk} = 80 kN/m^3 α_T = 10*10^{-6} /°C $\varepsilon_u/\varepsilon_y \geq 15$
Chromstahl Werkstoff Nr. 1.4404 Austenitischer Stahl Warmgewalztes Blech EN 1993-1-4 [4]	Randträger Überbau, Geländer	t ≤ 75mm f_{yd} = 209 MPa τ_{yd} = 121 MPa f_{ud} = 505 MPa E_a = 210 GPa G_a = 77 GPa	t ≤ 75mm f_{yk} = 220 MPa τ_{yk} = 127 MPa f_{uk} = 530 MPa
Verbindungen			
SHV 10.9 feuerverzinkt	Schrauben		f_{yb} = 900 MPa f_{ub} = 1'000 MPa ε_u ≥ 9%
S 355	Schweisszusatzwerkstoff	Entsprechend Grundwerkstoff	

1.1.2 Stahlbeton

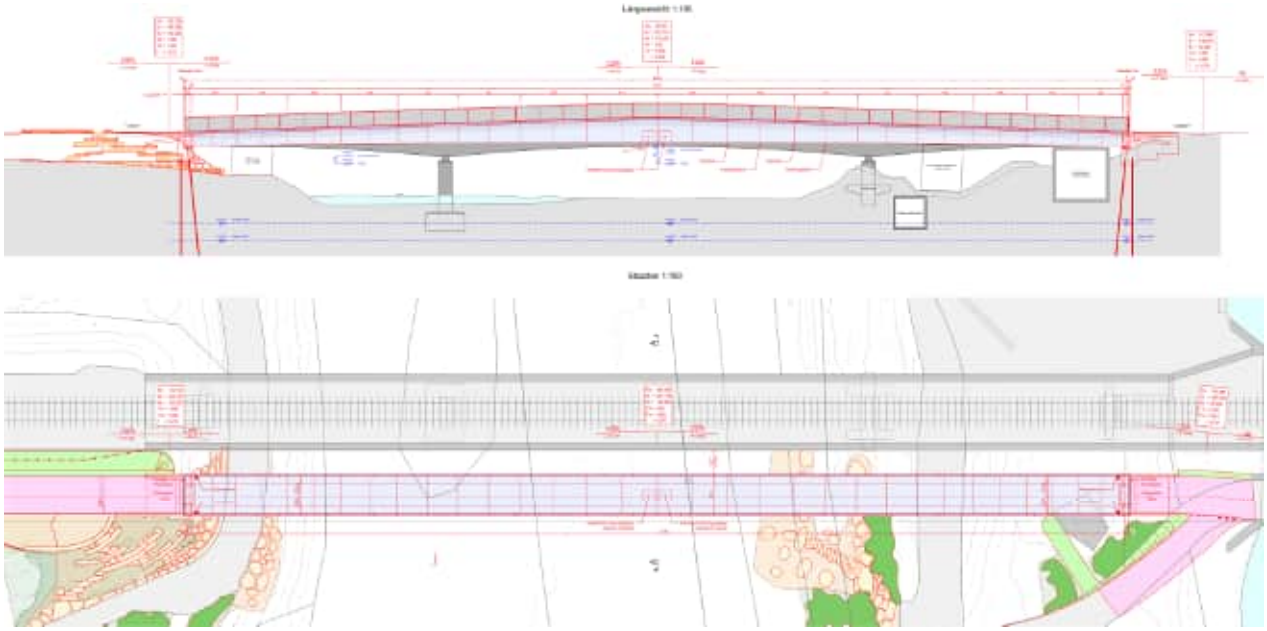
Baustoff Bezeichnung	Bauteil	Bemessungswerte	Charakteristische Werte
Beton			
C30/37 NPK F XC4(CH), XD3(CH), XF2(CH) D_{max} 32, Cl 0.10 Konsistenz C3 Ohne Luftporenzusatz AAR-beständig (P2)	Alle Stahlbetonbauteile	f_{cd} = 20 MPa τ_{cd} = 1.1 MPa E_{cd} = 33.6 GPa (1. Ordng) E_{cd} = 28.0 GPa (2. Ordng) ε_{c1d} = 2 ‰ ε_{c2d} = 3 ‰	f_{cm} = 38 MPa f_{ctm} = 2.9 MPa E_{cm} = 33.6 GPa γ_{ck} = 25 kN/m^3
Bewehrungsstahl			
Stahl B500B	Bewehrung für neue Bauteile	f_{sd} = 435 MPa E_{sd} = 200 GPa k_s = 1.08 ε_{ud} = 45 ‰	f_{sk} = 500 MPa k_s = 1.08 γ_{sk} = 78.5 kN/m^3 ε_{uk} = 50 ‰
Mikropfähle			
Stahl **Swiss Gewi B500B**	Bewehrung für neue Bauteile (inkl. Bauhilfsmassn.)	f_{sd} = 435 MPa E_{sd} = 200 GPa k_s = 1.08 ε_{ud} = 45 ‰	f_{sk} = 500 MPa k_s = 1.08 γ_{sk} = 78.5 kN/m^3 ε_{uk} = 50 ‰

1.2 Geometrie

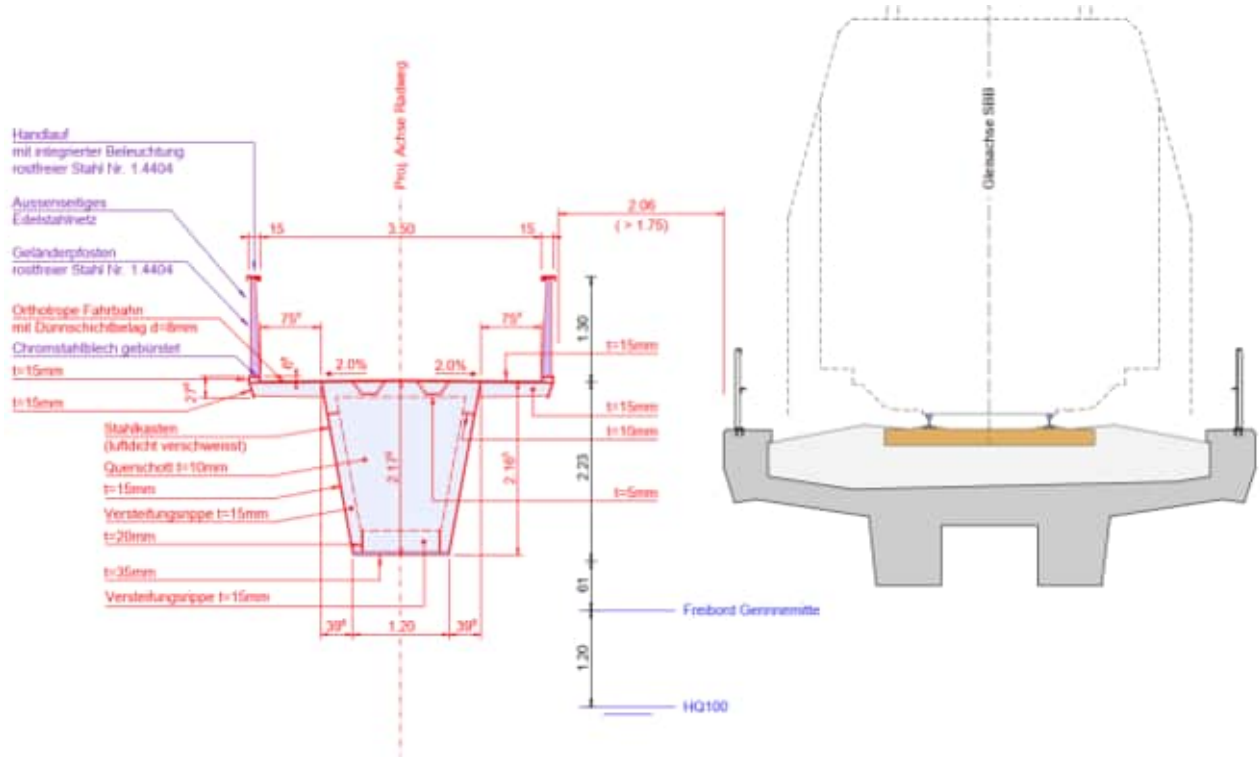
Die Geometrie der Emmequerung ist in folgenden Planunterlagen beschrieben:

- Brückenplan Emmequerung, Dokumenten-Nr. EQZ-566-BP-006

Längsansicht und Situation:

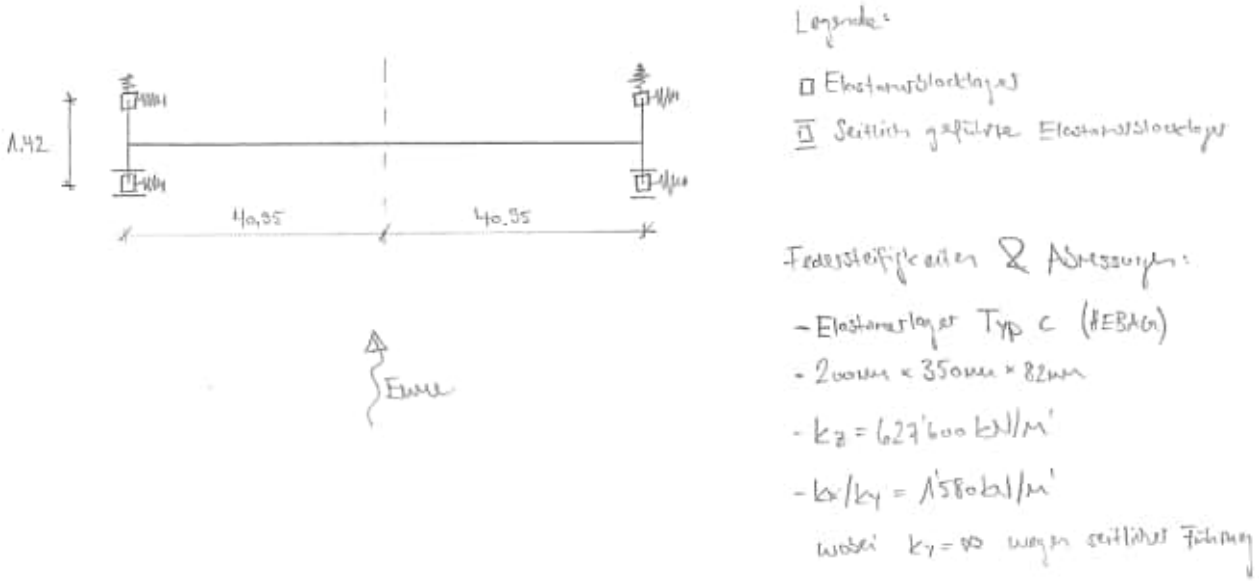


Querschnitt:



1.3 Lagerungskonzept

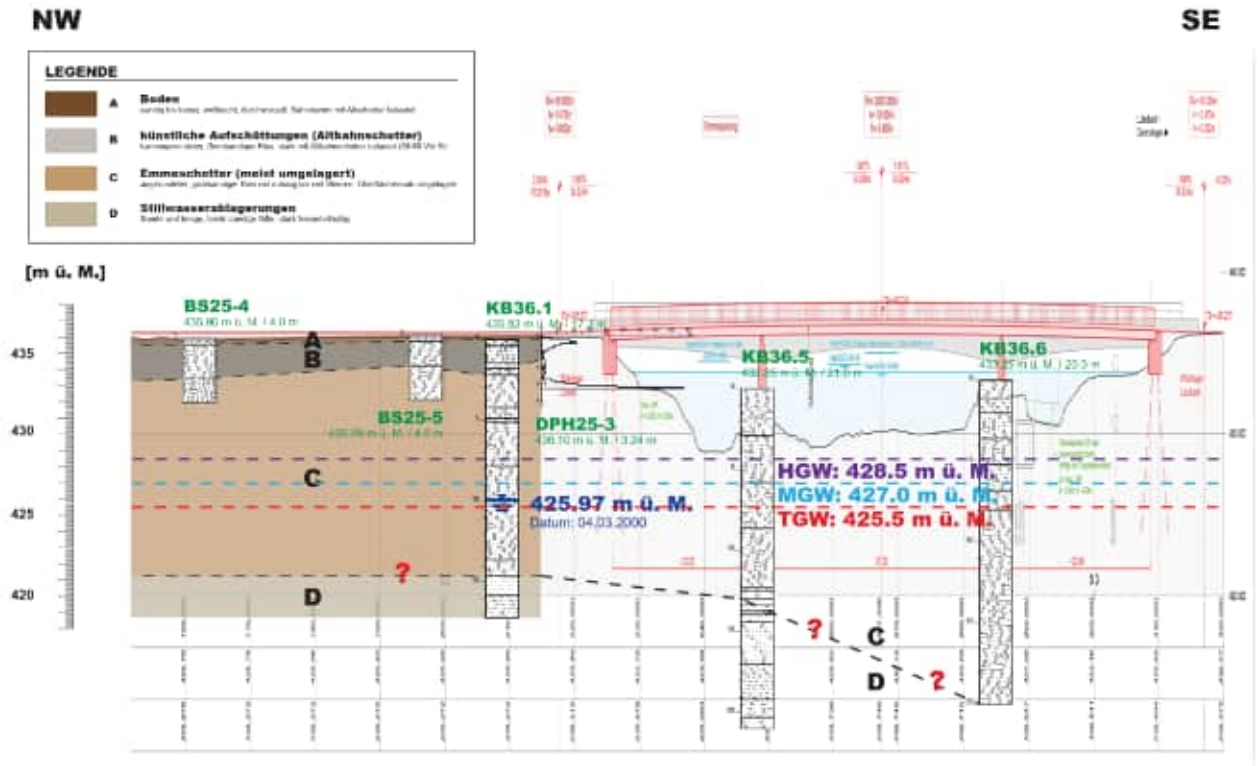
Der Brückenüberbau wird an den Enden mittels je zwei Elastomerblocklagern gelagert. Das Lager auf der Oberwasserseite ist jeweils in Brückenquerrichtung seitlich geführt. Die Elastomerblocklager sind so ausgelegt, dass die Längenänderung der Brücke infolge Temperatureinwirkung durch elastische Verformungen an beiden Brückenenden aufgenommen werden kann. Die symmetrische Anordnung der Brückenlager führt dazu, dass der Bewegungsmittelpunkt der Brücke in Feldmitte liegt, weshalb die auftretenden Längsverformungen gegenüber einer einseitig fixen Lagerung halbiert werden können. Bei beiden Widerlagern werden mechanische Fahrbahnübergänge mit einzelliger Fugenkonstruktion eingebaut.



1.4 Baugrundverhältnisse

Die geotechnischen Kennwerte des Baugrunds (charakteristische Werte) sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Die Tiefenfundationen der beiden Widerlagerkonstruktionen befinden sich grösstenteils in der Schicht C – Emmeschotter, siehe Baugrundbericht [37].

Abk.	Bezeichnung	Raumgewicht γ_k [kN/m³]	effektiver Reibungswinkel ϕ'_k [°]	effektive Kohäsion c'_k [kN/m²]	Zusammendrückungsmodul ME1 k [MN/m²]	Zusammendrückungsmodul ME2 k [MN/m²]
A	Boden	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.
B	künstliche Aufschüttungen (Altbahnschotter)	19-21.5 (20.5)	28-39 (33)	0	15-55 (30)	25->80 (35)
C	Emmeschotter (z.T. umgelagert)	19.5-21 (20)	33-40 (35)	0	20-70 (35)	35->100 (55)
D	Stillwasserablagerungen	19.5-20 (19.5)	27-32 (29)	0-5 (2)	10-20 (15)	12-25 (18)
E	Fels (USM)	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.



Hinweis zur obenstehenden Abbildung:

Im Baugrundbericht wurde der Projektstand auf Stufe Machbarkeitsstudie (Dreifeldträger über Emme) dargestellt. Die beiden Pfeiler fallen mit der nun geplanten Einfeldträger-Variante weg.

Für die Ausführung von Kleinbohrpfählen (Mikropfähle) wird im Baugrundbericht [37] empfohlen, Belastungs- bzw. Zugversuche durchzuführen. Ohne Probebelastungen dürfen für die grobe Abschätzung die Grenzmantelreibungsbeiwerte (q_s) gemäss Tabelle 3 der DIN 4128 verwendet werden. Dabei werden folgende drei Bodentypen unterschieden:

Bodentyp, Untergrund	Druckpfähle [kN/m²]	Zugpfähle [kN/m²]	Zuweisung der Schichten(*)
1: Mittel- und Grobkies	200	100	**B, C**
2: Sand und Kiessand	150	80	-
3: Bindiger Boden	100	50	**D**

(*)Die obersten 1.5 m in der Bemessung nicht berücksichtigen. Dies betrifft im Minimum die Schichten **A** und Teile von **B**.

Für die Bemessung der Tiefenfundationen werden die Kennwerte des Bodentyps 1 (Mittel- und Grobkies) verwendet.

2 Modellbildung

Das Tragverhalten des Brückenüberbaus wird mittels linear elastischer FE-Modelle beschrieben. Dabei erfolgt die Bemessung des Brückenüberbaus sowie die Nachweisführung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit an einem einfachen Stabmodell in AxisVM X8, das im nachfolgenden Unterabschnitt beschrieben ist.

Untersuchungen zum lokalen Tragverhalten (v.a. für das Lastmodell LM2 des nicht motorisierten Verkehrs) erfolgen an einem Schalenmodell in AxisVM X8.

2.1 Stabmodell

Das linear elastische Stabmodell des Brückenüberbaus in AxisVM X8 ist unten dargestellt. Der variable Brückenquerschnitt wird vereinfacht in Abschnitte, die den Querschottabständen entsprechen, unterteilt. Innerhalb der Abschnitte wird ein konstanter Querschnitt modelliert. Der Querschnitt von Feldmitte und jener der Brückenendbereiche ist unten dargestellt.

Die modellierten Querschnitte enthalten die wichtigsten Elemente des Brückenüberbaus, die zur Tragfähigkeit (und Steifigkeit) in Längsrichtung beitragen – insbesondere die Fahrbahnplatte, die Trapezbelche, die Randträger, die geneigten Stege inklusive vereinfachter Längssteifen sowie die untere Kastenplatte inklusive den Verschubrippen. Die Querrippen und -schotte werden am Stabmodell als Auflast aufgegeben, siehe Kapitel 3.1.

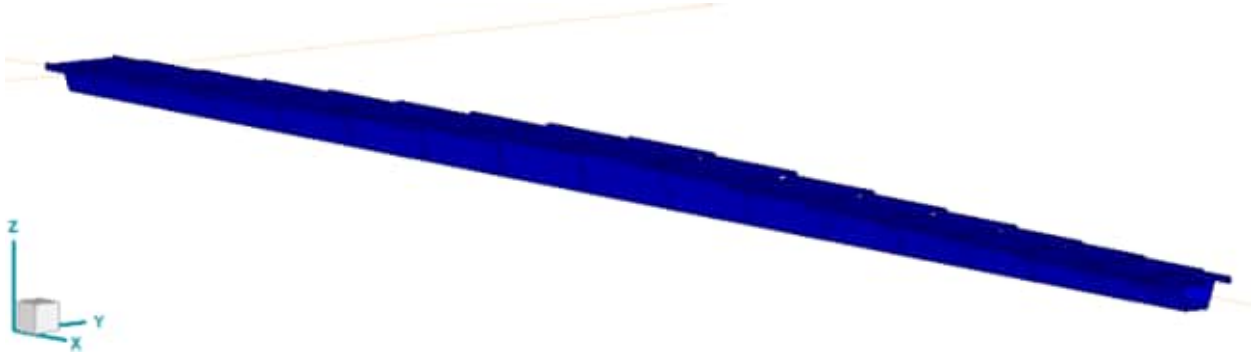
Die Lagerung des Stabs erfolgt analog zum Lagerungskonzept.

Die Blechstärken der Hauptbauteile – insbesondere der geneigten Stege – werden in diesem Fall aufgrund von konstruktiven Überlegungen in Bezug auf die Herstellung und der Erfahrung aus anderen Projekten minimal mit t_{min} = 15mm gewählt.

Ansicht Stabmodell



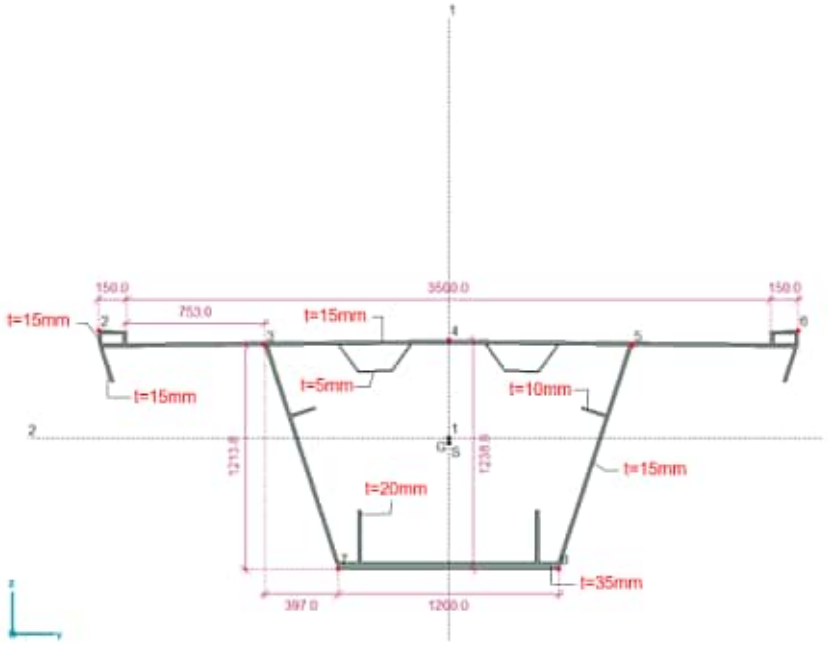
Stabmodell mit Darstellung Brückenquerschnitt



Bemerkung zu den Lagersteifigkeiten:

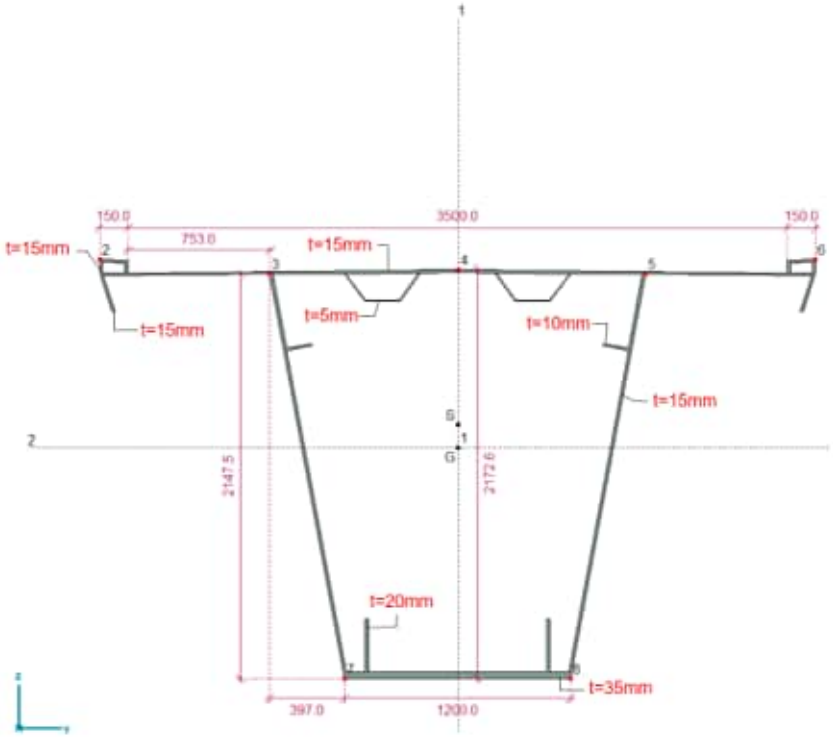
- Für die statischen Berechnungen werden starre Lager angenommen (kein Einfluss, da n=0).
- Für die dynamischen Berechnungen werden die Lagersteifigkeiten gem. Kap. 1.3 berücksichtigt.

Querschnitt Brückenanfang / -ende



QS01	
Ax[mm²] =	169739.40
Ay[mm²] =	86472.32
Az[mm²] =	28002.36
Ix[mm⁴] =	4.5266E+10
Iy[mm⁴] =	4.7526E+10
Iz[mm⁴] =	1.494E+11
Iyz[mm⁴] =	0
Iω[mm⁶] =	5.3757E+15
y_G*[mm] =	0
z_G*[mm] =	0
y_s[mm] =	0.1
z_s[mm] =	-28.0
I_1[mm⁴] =	1.494E+11
I_2[mm⁴] =	4.7526E+10
α[°] =	90.00
i_y[mm] =	529.1
i_z[mm] =	938.2
βy =	1.96
βz =	6.06
βyz =	0
$β_1$ =	6.06
$β_2$ =	1.96
A_1[mm²] =	28002.36
A_2[mm²] =	86472.32
Wy,pl[mm³] =	8.269E+7
Wz,pl[mm³] =	1.3155E+8
Wy,el,t[mm³] =	8.1432E+7
Wy,el,b[mm³] =	6.6939E+7
Wz,el,t[mm³] =	7.8633E+7
Wz,el,b[mm³] =	7.8633E+7
P_o[mm] =	10449.9
P_i[mm] =	10176.2

Querschnitt Feldmitte



QS09	
Ax[mm²] =	196817.50
Ay[mm²] =	77933.32
Az[mm²] =	56092.46
Ix[mm⁴] =	1.0355E+11
Iy[mm⁴] =	1.6448E+11
Iz[mm⁴] =	1.6698E+11
Iyz[mm⁴] =	0
Iω[mm⁶] =	2.3319E+16
y_G*[mm] =	0
z_G*[mm] =	0
y_s[mm] =	0
z_s[mm] =	123.8
I_1[mm⁴] =	1.6698E+11
I_2[mm⁴] =	1.6448E+11
α[°] =	90.00
i_y[mm] =	914.2
i_z[mm] =	921.1
βy =	2.53
βz =	3.51
βyz =	0
$β_1$ =	3.51
$β_2$ =	2.53
A_1[mm²] =	56092.46
A_2[mm²] =	77933.32
Wy,pl[mm³] =	1.6639E+8
Wz,pl[mm³] =	1.5315E+8
Wy,el,t[mm³] =	1.6423E+8
Wy,el,b[mm³] =	1.3418E+8
Wz,el,t[mm³] =	8.7886E+7
Wz,el,b[mm³] =	8.7886E+7
P_o[mm] =	12263.6
P_i[mm] =	11984.4

2.2 Schalenmodell

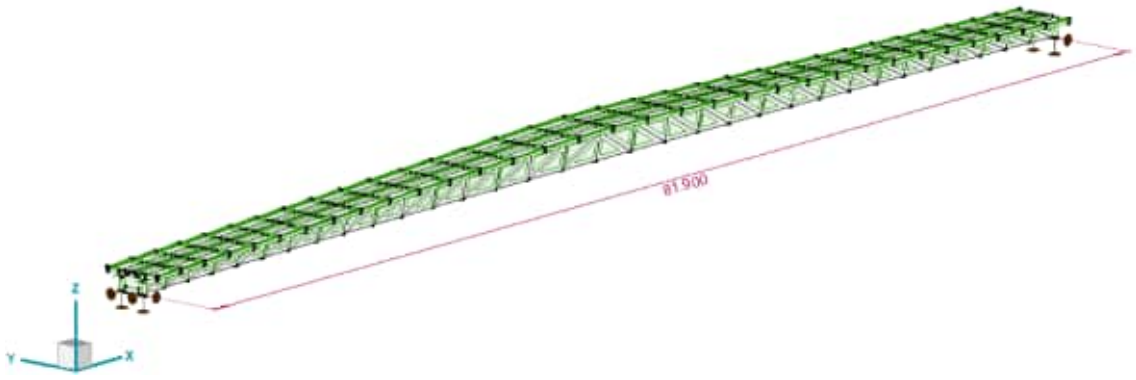
Zur Untersuchung des lokalen Tragverhaltens, insbesondere für das Lastmodell LM2 des nicht motorisierten Verkehrs, wird ergänzend ein Schalenmodell in AxisVM X8 erstellt. Das Schalenmodell umfasst alle wesentlichen Elemente des Brückenüberbaus – insbesondere die Fahrbahnplatte, die Trapezrippen, die Querrippen und -schotte, die Randträger, die geneigten Stege inklusive Längssteifen sowie die untere Kastenplatte inklusive den Verschubrippen.

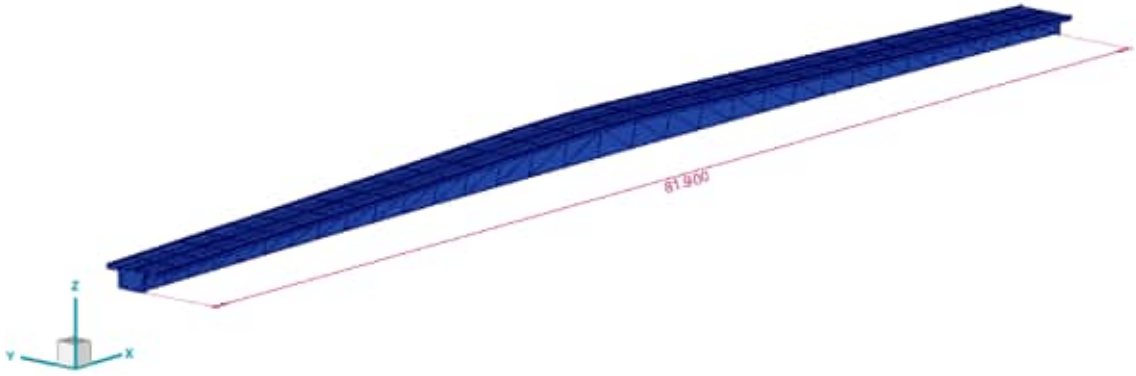
Die Querschotte und Querrippen weisen einen variablen Abstand von 2.1m im Auflagerbereich bis 3.07m in Feldmitte auf (→ gleichmässiges Schubfeldverhältnis von ungefähr a/b = 3)

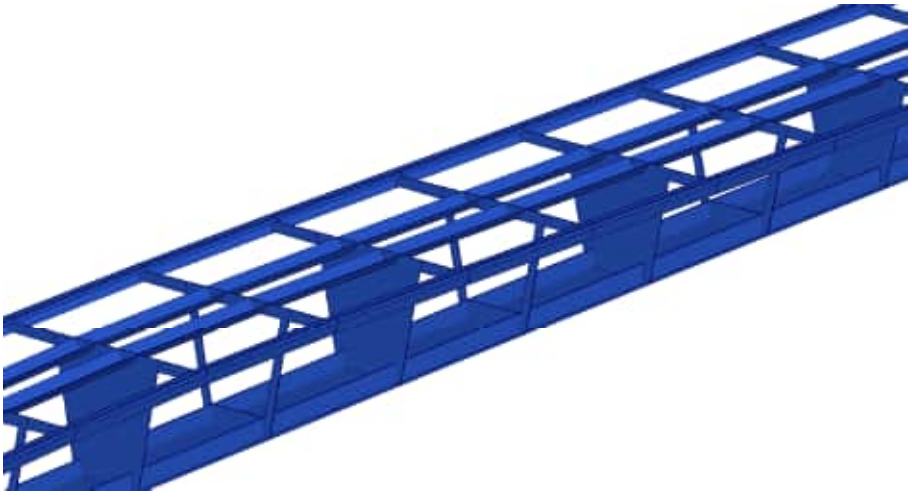
Die Lagerung des Modells erfolgt analog zum Lagerungskonzept gemäss Kap. 1.3 bzw. 8.1.1.

Das Materialverhalten wird linear elastisch und isotrop angenommen.

Die Dichte des Stahls wird mit 8000 kg/m3 (Blechträger) angesetzt.







2.3 Modelle für dynamische Berechnungen

Die dynamischen Berechnungen werden am Stabmodell durchgeführt, wobei dazu die Differentialgleichung des dynamischen Biegebalkens numerisch gelöst wird:

$$(EIw'')'' + c\dot{w} + m\ddot{w} = p(x,t)$$

Dabei bezeichnet *EI* die Biegesteifigkeit, *c* die viskose Dämpfung, *m* die Masse pro Länge, p(x,t) die Anregungsfunktion, *w* die Durchbiegung und deren Ableitungen nach der axialen Koordinate x und der Zeit *t*:

$$w' = \frac{\partial w}{\partial x} \quad und \quad \dot{w} = \frac{\partial w}{\partial t}$$

Die Lösung entlang der Koordinate x erfolgt mittels der Finite-Differenzen-Methode. Damit kann die PDE in ein System von Differentialgleichungen in der Zeit überführt werden:

$$\boldsymbol{M\ddot{w} + C\dot{w} + Kw = p}$$

Mit der Massenmatrix **M**, der Dämpfungsmatrix **C**, der Steifigkeitsmatrix **K** und des Anregungsvektors **p**. Auf Basis dieses Gleichungssystems kann auch das Eigenwertproblem gelöst werden zur Bestimmung der Eigenfrequenzen, Eigenformen und modalen Massen:

$$\boldsymbol{K} - \omega^2 \boldsymbol{M} = \boldsymbol{0}$$

Unter der Anwendung der Rayleigh-Dämpfung resultiert ein diagonalisiertes System, das sich effizient lösen lässt. Die Dämpfungsmatrix wird dabei eingeführt als:

$$\boldsymbol{C} = a\boldsymbol{M} + b\boldsymbol{K}$$

Die konstanten a und b werden so gewählt, dass die Dämpfung bei den Frequenzen f_1 = 1.0 Hz und f_2 = 3.1 Hz exakt $\zeta = 0.4\%$ beträgt:

$$a = \zeta \frac{4\,\pi f_1 f_2}{f_1 + f_2} = 0.03801$$

$$b = \zeta \frac{1}{\pi(f_1 + f_2)} = 0.00031$$

Die Zeit-Integration des Systems von Differentialgleichungen erfolgt mit dem Newmark-beta-Verfahren [48]. Dabei werden die Ableitungen wie folgt dargestellt:

$$\ddot{w}_{n+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2}(w_{n+1} - w_n) - \frac{1}{\beta \Delta t}\dot{w}_n - \frac{0.5 - \beta}{\beta}\ddot{w}_n$$

$$\dot{w}_{n+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}(w_{n+1} - w_n) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{w}_n + \Delta t \frac{\beta - 0.5\gamma}{\beta}\ddot{w}_n$$

Dabei sind *n* der Zeitschritt, Δt das Zeitinkrement und β, γ die Integrationsfaktoren. Es wird die Methode der konstanten Durchschnittsbeschleunigung angewendet ($\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$). Trotz impliziter Integration ist infolge des elastischen Sytems keine Iteration erforderlich.

Die Brücke wird aufgrund des variablen Querschnitts in Segmente gem. nachfolgender Abbildung unterteilt (QS-Nr. sind angeschrieben).

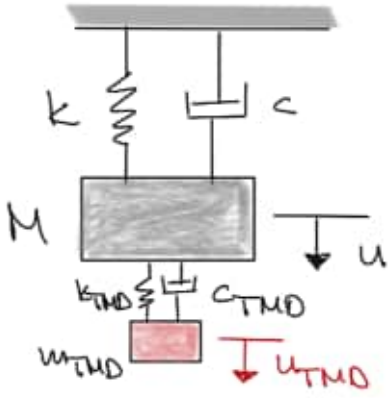


Es werden folgende Querschnittwerte je Segment eingesetzt:

QS-Nr.	***L [m]***	***m [kg]***	***I_y [mm⁴]***	***I_z [mm⁴]***	***EI_y [Nmm²]***	***EI_z [Nmm²]***
QS 01	*2.100*	*1628*	*4.75E+10*	*1.49E+11*	*9.98E+15*	*3.14E+16*
QS 02	*4.320*	*1645*	*5.42E+10*	*1.51E+11*	*1.14E+16*	*3.17E+16*
QS 03	*4.550*	*1665*	*6.25E+10*	*1.53E+11*	*1.31E+16*	*3.20E+16*
QS 04	*4.820*	*1689*	*7.27E+10*	*1.54E+11*	*1.53E+16*	*3.24E+16*
QS 05	*5.080*	*1714*	*8.54E+10*	*1.56E+11*	*1.79E+16*	*3.29E+16*
QS 06	*5.365*	*1744*	*1.01E+11*	*1.59E+11*	*2.13E+16*	*3.34E+16*
QS 07	*5.665*	*1779*	*1.21E+11*	*1.62E+11*	*2.54E+16*	*3.40E+16*
QS 08	*5.980*	*1818*	*1.46E+11*	*1.65E+11*	*3.07E+16*	*3.46E+16*
QS 09	*6.140*	*1845*	*1.64E+11*	*1.67E+11*	*3.45E+16*	*3.51E+16*
QS 08	*5.980*	*1818*	*1.46E+11*	*1.65E+11*	*3.07E+16*	*3.46E+16*
QS 07	*5.665*	*1779*	*1.21E+11*	*1.62E+11*	*2.54E+16*	*3.40E+16*
QS 06	*5.365*	*1744*	*1.01E+11*	*1.59E+11*	*2.13E+16*	*3.34E+16*
QS 05	*5.080*	*1714*	*8.54E+10*	*1.56E+11*	*1.79E+16*	*3.29E+16*
QS 04	*4.820*	*1689*	*7.27E+10*	*1.54E+11*	*1.53E+16*	*3.24E+16*
QS 03	*4.550*	*1665*	*6.25E+10*	*1.53E+11*	*1.31E+16*	*3.20E+16*
QS 02	*4.320*	*1645*	*5.42E+10*	*1.51E+11*	*1.14E+16*	*3.17E+16*
QS 01	*2.100*	*1628*	*4.75E+10*	*1.49E+11*	*9.98E+15*	*3.14E+16*

2.4 Modell zur Vordimensionierung der TMD

Die Vordimensionierung des TMD (tuned mass damper) erfolgt am System des Zweimassenschwingers, bestehend aus dem Tragwerk, abgebildet durch die betrachtete Eigenform mit entsprechender modaler Masse M und Eigenfrequenz $\omega = 2\pi f$ sowie dem TMD:



Der TMD hat die Masse m_{TMD}, die Federkonstante k_{TMD} und Dämpfungskonstante c_{TMD}. Daraus folgt das Gleichungssystem:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & m_{TMD} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_{TMD} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c + c_{TMD} & -c_{TMD} \\ -c_{TMD} & c_{TMD} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_{TMD} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k + k_{TMD} & -k_{TMD} \\ -k_{TMD} & k_{TMD} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u \\ u_{TMD} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p(t) \\ 0 \end{pmatrix}$$

Die Federkonstante und die Dämpfungskonstante (direkte Dämpfung) der betrachteten Eigenform betragen dabei:

$$k = \omega^2 M$$

$$c = 2\zeta M\omega$$

Dieses Anfangswertproblem wird mit einem impliziten Runge-Kutta Algorithmus (implementiert in der Python-Bibliothek SciPy) gelöst.

3 Einwirkungen Statisch

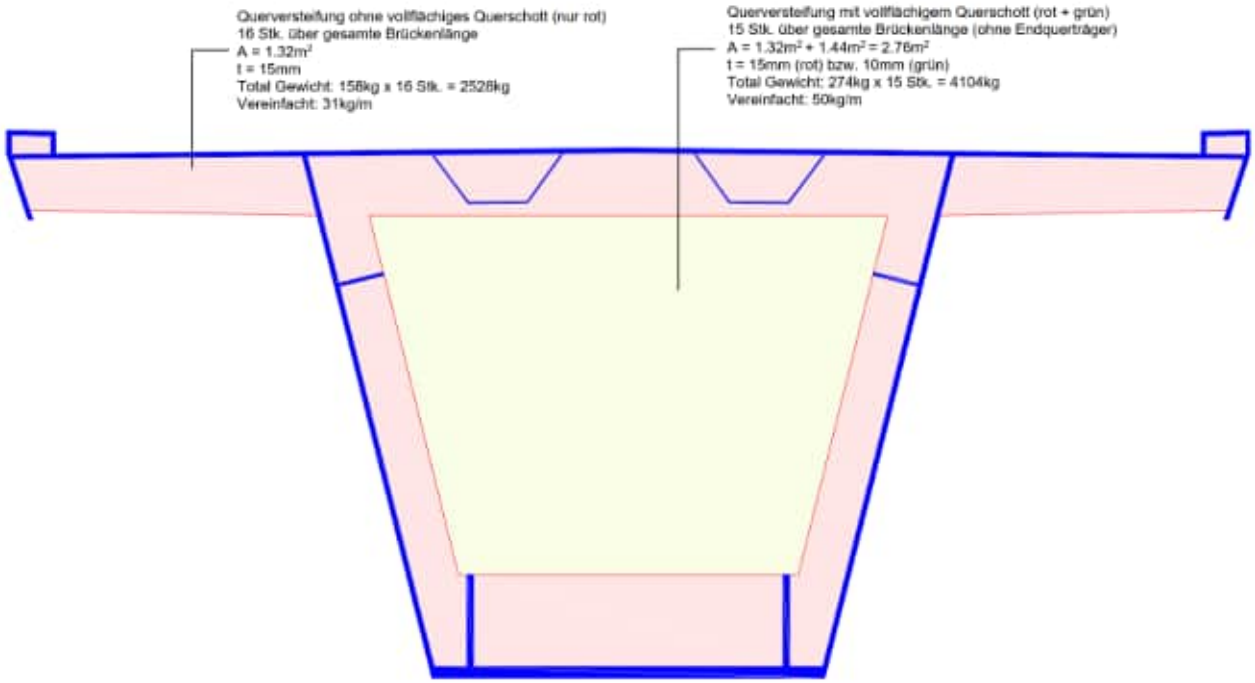
3.1 Eigenlasten und Auflasten

3.1.1 Eigengewicht

Stahl (Blechträger) $\rho s = 8000\ kg/m^3 = 80\ kN/m^3$

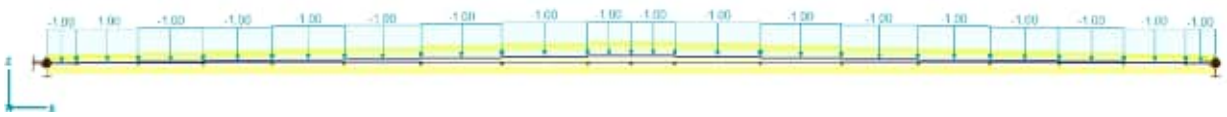
Zuschlag für Querschotte und Querrippen, die nicht direkt im Querschnitt des Stabmodells abgebildet werden (siehe Längsschnitt unten).

Es wird für die Berechnung die mittlere Querschnittshöhe (ca. Höhe im Viertelspunkt) verwendet



Total: 0.81kN/m → gewählt: $\mathbf{g_{k,EG,zus}=1.00kN/m}$

Definition der Last im Stabmodell in AxisVM [kN/m]



3.1.2 Auflasten

Dünnschichtbelag

t=8mm

$\rho \approx 2500 kg/m^3$

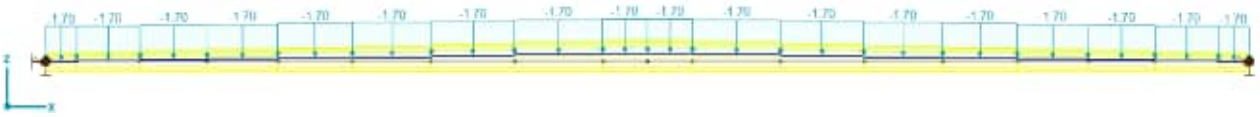
$g_{k,AL,Belag} = 0.20 kN/m^2$

Stabmodell: 0.20*3.50m = **$g_{k,AL,Belag}$ = 0.70kN/m**

Geländer mit Netzfüllung und im Holm integrierte Beleuchtung

Gewählt pro Geländer (anhand Referenzprojekt): **$g_{k,AL,Gel}$ = 0.50kN/m**

Definition der Auflast (Dünnschichtbelag und Geländer) im Stabmodell in AxisVM [kN/m]

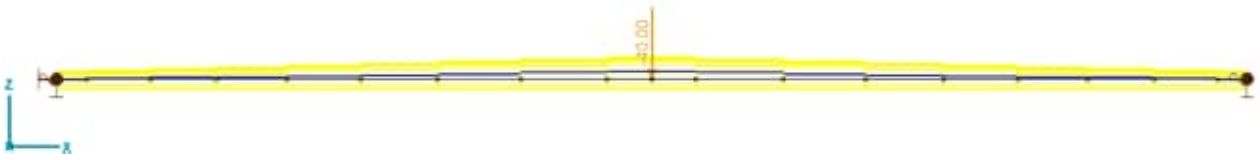


3.1.3 Schwingungstilger

Da die erste horizontale Eigenform des Brückenüberbaus angeregt werden könnte, wird im Rahmen der Bemessung präventiv die Nachrüstung mit einem Schwingungstilger berücksichtigt, siehe Kapitel 6.2.2. Die Nachrüstung mit einem Schwingungstilger erfolgt nur, wenn die Messungen am fertiggestellten Objekt zeigen, dass die Komfortgrenzen nicht eingehalten werden können.

Der Schwingungstilger für die Dämpfung der ersten horizontalen Eigenform wird in der Mitte der Brücke angeordnet. Die erforderliche Masse des Schwingungstilgers wird mit ca. 5% der angeregten Brückenmasse bei der ersten horizontalen Eigenform angenommen.

m_{Tilger} = 5% angeregte Masse der ersten horizontalen Eigenform = 5% 73.4 t = **3.67 t → Wahl: 4.0 t**



3.2 Veränderliche Einwirkungen

3.2.1 Verkehrslasten aus nichtmotorisiertem Verkehr

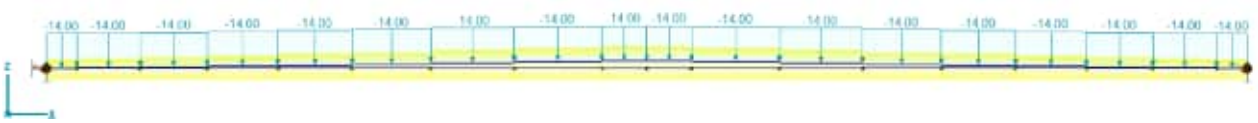
Lastmodell LM1 gemäss SIA 261

$q_{k,LM1}$ = 4kN/m²

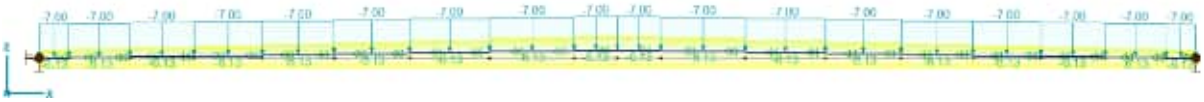
Stabmodell: $q_{k,LM1}$ = 4kN/m2 * 3.50m (Verkehrsfläche) = 14kN/m

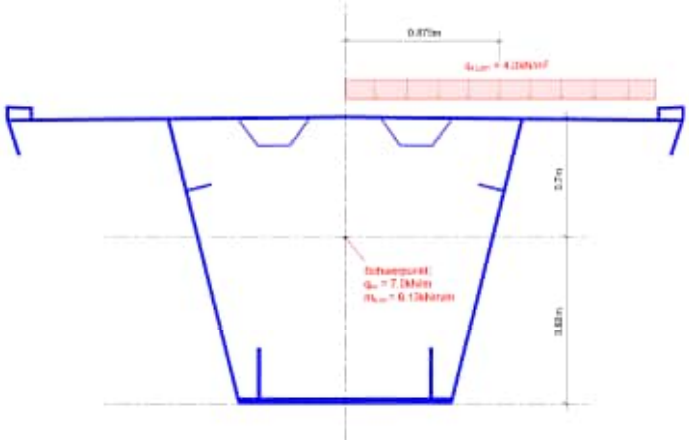
Lastdefinitionen im Stabmodell in AxisVM

Maximale vertikale Last



Maximale Torsion → Last hälftig auf Querschnitt





Lastmodell 2 gemäss Nutzungsvereinbarung [42]

Das Lastmodell 2 erfasst die lokalen Beanspruchungen infolge von Unterhaltsfahrzeugen.
Gemäss den Festlegungen in der Nutzungsvereinbarung [42] wird eine Einzellast mit einem charakteristischen Wert von **$Q_{k,LM2}$ = 25kN** berücksichtigt. Diese ist auf einer quadratischen Aufstandsfläche von 0.20m Seitenlänge wirkend anzusetzen.

Die Einzellast des Lastmodells 2 wird für die Nachweise am Schalenmodell berücksichtigt. Die massgebenden Laststellungen sind in Kapitel 7 aufgeführt.

Horizontalkraft

Gemäss SIA 261 ist zusammen mit der Verkehrslast eine in Fahrbahnachse (in Brückenlängsrichtung) und auf der Höhe der Fahrbahn wirkende Horizontalkraft von 10% $q_{k,LM1}$ oder 60% $Q_{k,LM2}$ zu berücksichtigen. Massgebend für die Bemessung ist die resultierende Horizontalkraft aus dem LM1.

Q_{hk} = 0.10* $q_{k,LM1}$*3.5m * 81.9m = 114.7kN

3.2.2 Wind – Statische Drücke und Kräfte

Referenzwert des Staudrucks gemäss SIA 261, Anhang E

$q_{p0} = 0.90 kN/m^2$

Geländekategorie für Profilbeiwert:	III, Ortschaften, freies Feld
Höhe über Boden	z = 7m
Profilbeiwert:	$c_h = 0.92$
Staudruck:	**$q_p = c_h \, q_{p0} = 0.83 kN/m^2$**
Reduktionsfaktor:	$c_{red} = 1.0$ (Brücken)
Dynamischer Faktor:	$c_d = 1.07$ (abgeschätzt gem. SIA D 0188)

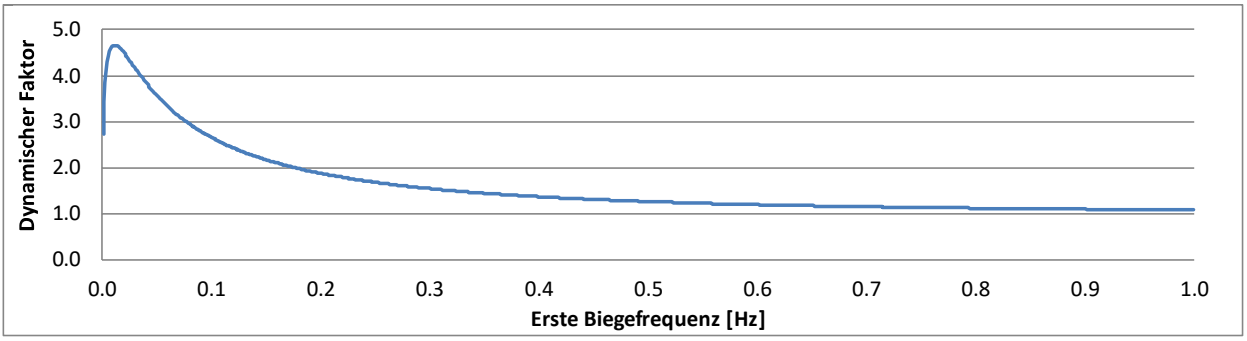
Einwirkungen aus Wind gemäss SIA D 0188 - Emmequerung

GK	III		Geländekategorie
	Ortschaften, freies Feld		
z_e	7.00	[m]	Maximale Bauhöhe (h_1 + h in Feldmitte)
b	81.90	[m]	Breite des Hindernisses
h	2.22	[m]	Höhe des Hindernisses (Brückenmitte)
ξ	0.003	[-]	Mech. Dämpfungsbeiwert (SIA261/1)
q_{p0}	0.90	[kN/m^2]	Referenzwert Staudruck (SIA261)
ρ	1.20	[kg/m^3]	Luftdichte

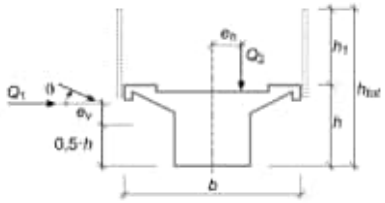
f_0	1.02	[Hz]	erste Biegeschwingung **parallel** oder senkrecht zur Windrichtung

α_r	0.23	[-]	Exponent der Rauigkeit
z_g	450	[m]	Gradientenhöhe
β	36.89	[-]	Schlankheit
f_{red}	0.38	[-]	Reduzierte Frequenz

c_h	0.92	[-]	Profilbeiwert
c_d	1.07	[-]	Dynamischer Faktor



Globale Kraftbeiwerte (SIA 261, Tab. 61) und resultierende Windkräfte für Brückenquerschnitt bei Auflager (QS Nr. 01):



Kennwerte Auflagerbereich
h= 1.30m
b= 3.80m → h/b = 0.34

→ es werden vereinfacht die tabellierten Werte gem. SIA 261 für h/b = 0.282 verwendet.



θ	c_{f1} $l \cdot h_{tot}$	c_{f3} $l \cdot b$	e_v/h h	e_h/b b
0°	1,65	−0,41	1,13	−0,19
−6°	1,42	−0,61	0,92	−0,22
−10°	1,38	−0,61	0,84	−0,20

Wind seitlich auf Querschnitt

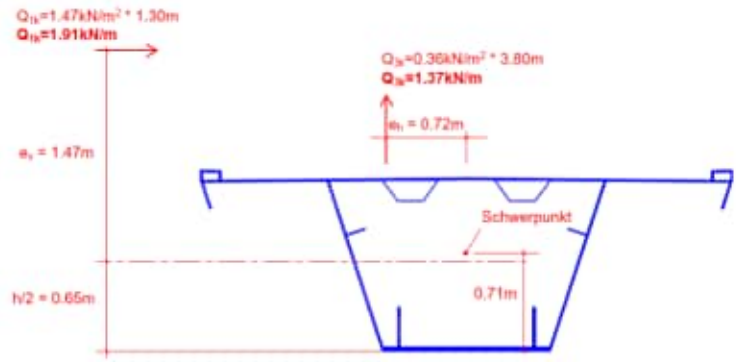
$\upsilon = 0°$ (für max. c_{f1})
$q_{k,1} = c_{red} * c_d * c_{f1} * q_p = 1.00*1.07*1.65*0.83$ kPa
$q_{k,1} =$ **$1.47 kN/m^2$**

$e_v/h = 1.13 \rightarrow e_v = 1.47m$

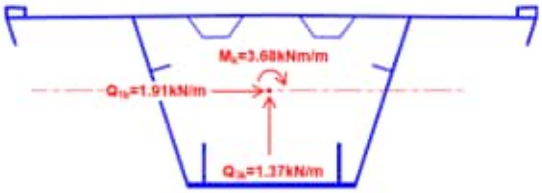
Wind vertikal auf Fahrbahn
$\upsilon = 0°$
$q_{k,3} = c_{red} * c_d * c_{f3} * q_p = 1.00*1.07*(-0.41)*0.83$ kPa
$q_{k,3} =$ **$-0.36 kN/m^2$**

$e_h/b = -0.19 \rightarrow e_h = -0.72m$

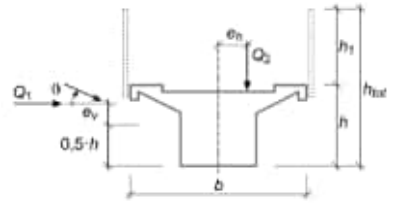
Windkräfte auf QS:



Windkräfte bezogen auf SP:

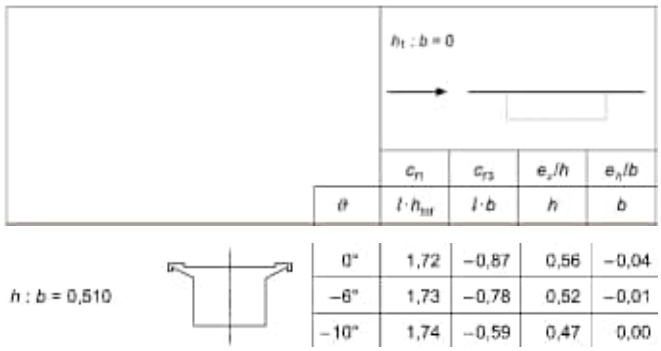


Globale Kraftbeiwerte (SIA 261, Tab. 61) und resultierende Windkräfte für Brückenquerschnitt in Feldmitte (QS Nr. 09):



Kennwerte Feldmitte
h= 2.22m
b= 3.80m → h/b = 0.58

→ es werden vereinfacht die tabellierten Werte gem. SIA 261 für h/b = 0.51 verwendet.



	c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b
θ	$l \cdot h_{tot}$	$l \cdot b$	h	b
0°	1,72	−0,87	0,56	−0,04
−6°	1,73	−0,78	0,52	−0,01
−10°	1,74	−0,59	0,47	0,00

Wind seitlich auf Querschnitt

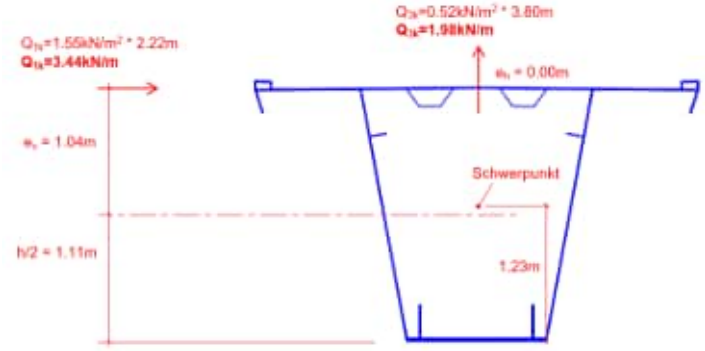
υ = -10° (für max. c_{f1})
$q_{k,1} = c_{red} * c_d * c_{f1} * q_p$ = 1.00*1.07*1.74*0.83 kPa
$q_{k,1}$ = **1.55kN/m²**

e_v/h = 0.47 → e_v = 1.04m

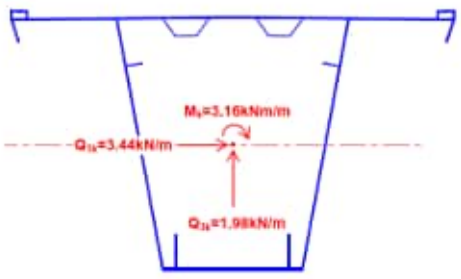
Wind vertikal auf Fahrbahn
υ = -10°
$q_{k,3} = c_{red} * c_d * c_{f3} * q_p$ = 1.00*1.07*(-0.59)*0.83 kPa
$q_{k,3}$ = **-0.52kN/m²**

e_h/b = 0.00 → e_h = 0.00m

Windkräfte auf QS:

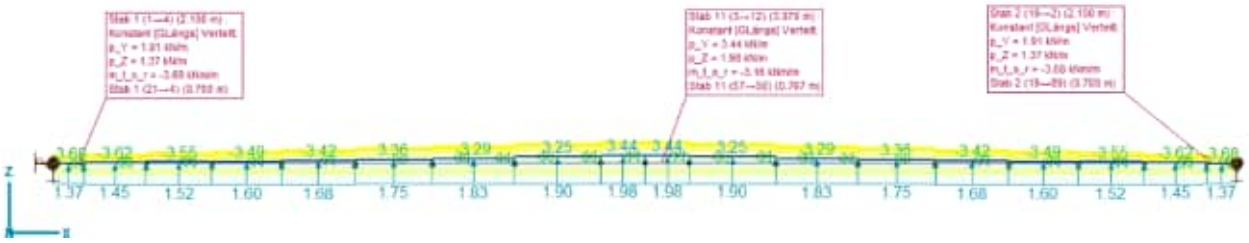


Windkräfte bezogen auf SP:



Die berechneten Einwirkungen werden am Stabmodell aufgegeben, wobei zwischen Feldmitte und den Auflagerbereichen linear interpoliert wird (Vereinfachung; Änderung von υ wird akzeptiert).

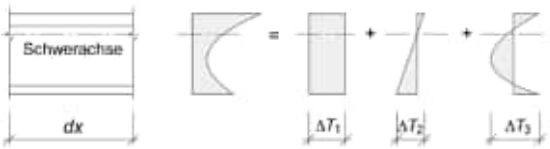
QS-Nr. [-]	$Q_{1,k}$ [kN/m]	$Q_{3,k}$ [kN/m]	$M_{xx,k}$ [kNm/m]
QS01	1.91	1.37	3.68
QS02	2.10	1.45	3.62
QS03	2.29	1.52	3.55
QS04	2.48	1.60	3.49
QS05	2.68	1.68	3.42
QS06	2.87	1.75	3.36
QS07	3.06	1.83	3.29
QS08	3.25	1.90	3.23
QS09	3.44	1.98	3.16



3.2.3 Temperatur

Charakteristische Werte der Temperaturänderungen gemäss SIA 261, Ziff. 7.

Figur 10 Aufteilung der Temperaturänderung über einen Querschnitt

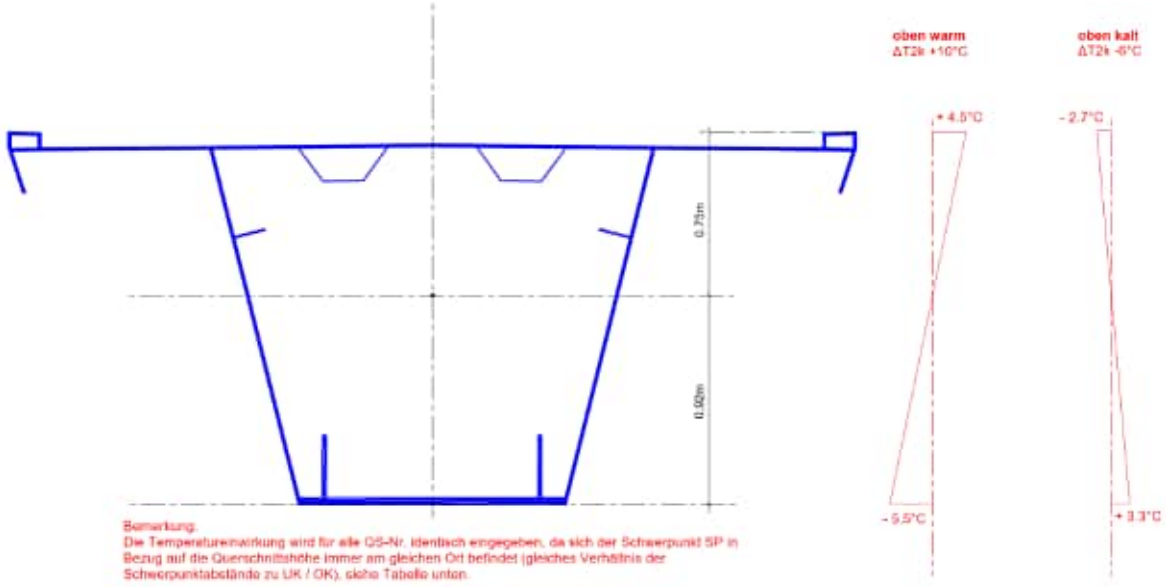


Gleichmässige Temperaturänderung ΔT_{1k}

Bauweise	ΔT_{1k} in °C
Unbewehrter Beton	± 15
Stahlbeton, Spannbeton	± 20
Stahl	± 30
Stahl-Beton-Verbund	± 25
Holz	± 20
Mauerwerk	± 15
Aluminium	± 30

Linearer Anteil der Temperaturänderung ΔT_{2k}

Brückenart	oben warm ΔT_{2k} in °C	oben kalt ΔT_{2k} in °C
Stahlbrücken	+ 10	– 6
Betonbrücken [1]		
$h \leq 1{,}0$ m	+ 12	– 4
$h \geq 3{,}0$ m	+ 8	– 3
Verbundbrücken		
Fahrbahnplatte	+ 12	– 4
Stahlträger	0	0



			Oben warm		Oben kalt	
QS Nr. [-]	Abstand SP von Unterkante [mm]	Abstand SP von Obterkante [mm]	Temperatur oben [°C]	Temperatur unten [°C]	Temperatur oben [°C]	Temperatur unten [°C]
QS01	710.00	583.60	4.51	-5.49	-2.71	3.29
QS02	752.60	617.10	4.51	-5.49	-2.70	3.30
QS03	801.50	655.50	4.50	-5.50	-2.70	3.30
QS04	857.30	699.80	4.49	-5.51	-2.70	3.30
QS05	920.10	750.70	4.49	-5.51	-2.70	3.30
QS06	991.60	808.50	4.49	-5.51	-2.69	3.31
QS07	1072.60	874.70	4.49	-5.51	-2.70	3.30
QS08	1164.40	950.50	4.49	-5.51	-2.70	3.30
QS09	1225.80	1001.50	4.50	-5.50	-2.70	3.30

3.2.4 Schnee

Die Schneelasten sind gegenüber den Verkehrslasten nicht massgebenden. Bei offenen Brücken sind sie gemäss SIA 260. Tabelle 6 nicht zu berücksichtigen als Begleiteinwirkung.

3.2.5 Kräfte auf Abschrankungen

Durch Personen verursachte Kräfte auf Abschrankungen von Brücken sind unabhängig vom Brückentyp. Die Kraft auf die Abschrankungen von Brücken wird gemäss der Norm SIA 261 wie folgt ermittelt.

Es ist eine Horizontalkraft auf der Höhe des Handlaufs des Geländers von **q_k = 3.0kN/m** (konservativ, Berücksichtigt Menschengedränge) zu berücksichtigen. Diese ist gemäss SIA 261, Ziff. 13.1.3 auf Höhe des Handlaufs des Geländers, bzw. maximal auf einer Höhe von 1.20m über der Fahrbahnplatte anzusetzen.

Tabelle 20 Charakteristische Werte der horizontalen Kräfte auf Abschrankungen für Personen

Bauwerkstyp	Nutzung		q_k in kN/m
Gebäude	Kategorie	Art der Nutzfläche	
	A, B, D	Wohn-, Büro- und Verkaufsflächen	0,8
	C	Versammlungsflächen	1,6 [1]
	E, F, G	Lager-, Fabrikations-, Park- und Verkehrsflächen	0,8 [2]
Brücken	alle Verkehrsarten		1,6 [1] [3]
Dienststege	nicht öffentlich zugänglich		0,4

[1] q_k muss auf mindestens 3,0 kN/m erhöht werden, wenn ein Menschengedränge möglich ist.
[2] Für spezielle Nutzungen von Lager- und Fabrikationsflächen ist q_k projektspezifisch festzulegen.
[3] q_k darf um höchstens 50% reduziert werden, wenn kein Menschengedränge möglich ist.

3.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

3.3.1 Anprall durch Schwemmholz

Das gemäss Nutzungsvereinbarung [42] definierte Freibord von f= 1.20m in Fluss- bzw. Feldmitte und f= 0.70m in den Widerlagerbereichen wird eingehalten. In Feldmitte ist eine zusätzliche Reserve von rund 0.60m vorhanden. Ein Anprall aus Schwemmholz wird entsprechend nicht für die Bemessung berücksichtigt.

3.3.2 Anprall durch Strassenverkehr

Gemäss Norm SIA 261, Ziff. 14.2.7 ist der Anprall von Fahrzeugaufbauten und Ladungen auf den Brückenüberbau durch folgende Grundwerte zu berücksichtigen.

frontaler Anprall $Q_{0hd,x}$ = 500 kN

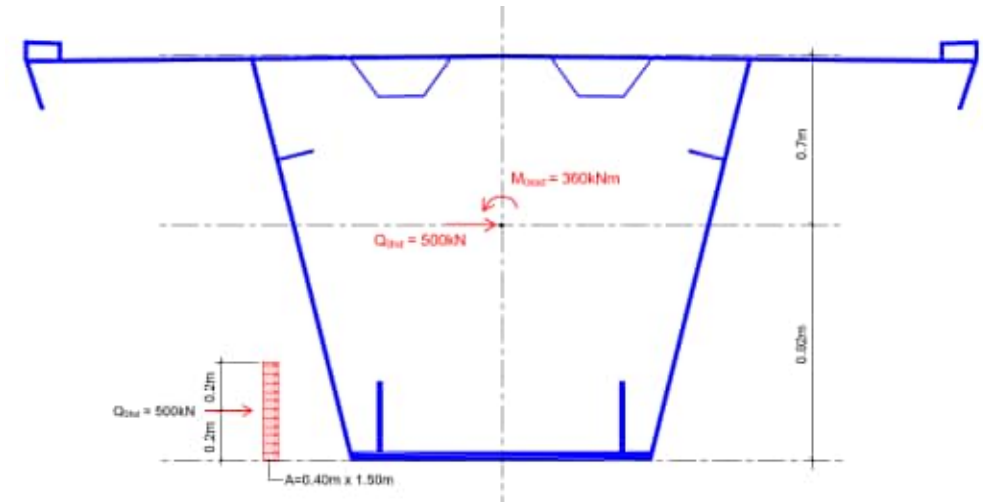
seitlicher Anprall $Q_{0hd,y}$ = 60 kN

Gemäss SIA 261, Ziff. 14.2.5 ist die Anprallkraft in horizontaler Richtung anzunehmen und auf einer rechteckigen Fläche mit einer Höhe von 0.4m und einer Breite von 1.50m gleichmässig zu verteilen.

Die Anprallkraft wird im Bereich der unteren Emmengasse berücksichtigt.

Westen, Seite Zuchwil *Osten, Seite Luterbach*





3.3.3 Erdbeben

Die Einwirkungen für die Bemessungssituation Erdbeben werden vereinfachend mit dem Plateau-Wert des Bemessungsspektrums nach SIA 261 angenommen. Dies ist die maximal mögliche Erdbebeneinwirkung und liegt somit auf der sicheren Seite. Die Angaben zu den lokalen geologischen Verhältnissen stammen aus dem geologischen Bericht [37].

Erdbebenzone	Z1b	$a_{gd} = 0.8 m/s^2$
Baugrundklasse	C	S = 1.45
Bauwerksklasse	BKW I	$\gamma_f = 1.00$
Verhaltensbeiwert	nicht duktil	q = 2.00 (nur Fahrbahnplatte QK4, nicht relevant für Erdbeben)

Bemessungsspektrum, Plateauwert:

$$S_d = 2{,}5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{S}{q}$$

$S_d = 0.15$

Globale horizontale Einwirkung Erdbeben.

$Q_{dh,Erdb}$ = 0.15 * 1396kN = 209kN (→ 2.55kN/m)

4 Einwirkungen Dynamisch

Der Brückenüberbau wird auch in Bezug auf dynamische Einwirkungen näher untersucht. In diesem Abschnitt werden die Modelle zur Abbildung der dynamischen Einwirkungen (aus dem Personenverkehr) beschrieben. Da die durch Personen induzierten Schwingungen vom Tragverhalten des Brückenüberbaus abhängig sind, wird im folgenden Unterkapitel das Schwingverhalten des Brückenüberbaus näher beschrieben.

4.1 Eigenfrequenzen des Brückenüberbaus

Das Schwingverhalten des Brückenüberbaus wird anhand des einfachen Stabmodells gemäss Kapitel 2.1 mit dem FE-Programm AxisVM X8 untersucht.

Richtwerte für Eigenfrequenzen von Fuss- und Radwegbrücken

Gemäss Norm SIA 260 sind Eigenfrequenzen innerhalb der in der folgenden Abbildung dargestellten Bereichen unproblematisch. Eigenfrequenzen ausserhalb dieser Bereiche sind zulässig, wenn eine genauere dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Dämpfung durchgeführt wird.

Tabelle 10: Richtwerte für Eigenfrequenzen von Fuss- und Radwegbrücken

Grenzzustand	Eigenfrequenz [Hz]
Komfort – vertikale Schwingungen – horizontale Schwingungen (quer) – horizontale Schwingungen (längs)	 $f > 4{,}5$ oder $f < 1{,}6$ $f > 1{,}3$ $f > 2{,}5$
Eigenfrequenzen abweichend von den angegebenen Richtwerten sind zugelassen, wenn eine genauere dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Dämpfung durchgeführt wird.	

Einfluss der Nutzlasten auf die Eigenfrequenzen

Da die Brücke durch Fussgänger genutzt wird, welche diese dynamisch anregen können, wird der Einfluss der Nutzlasten auf die Eigenfrequenzen der Brücke näher untersucht. In der folgenden Tabelle sind die Eigenfrequenzen der Brücke ohne Nutzlasten sowie mit 20% der Nutzlasten gemäss Kapitel 3.2.1 zusammengefasst.

	Ohne Nutzlasten		Mit 20% Nutzlasten	
Mode	**Stabmodell**	**Schalenmodell**	**Stabmodell**	**Schalenmodell**
1. Vertikal	0.86 Hz	0.87 Hz	0.80 Hz	0.80 Hz
1. Horizontal (quer)	1.02 Hz	1.02 Hz	0.95 Hz	0.94 Hz
1. Horizontal (längs)	1.06 Hz	1.04 Hz	0.98 Hz	0.96 Hz
2. Vertikal	3.07 Hz	3.03 Hz	2.84 Hz	2.81 Hz
2. Horizontal (quer)	4.09 Hz	4.03 Hz	3.79 Hz	3.73 Hz
Die weiteren (höheren) Eigenfrequenzen liegen deutlich über den Kriterien gem. SIA 260. Dies gilt auch für die 1. Torsionsschwingung (6.58 Hz ohne NL; 6.11 Hz mit 20% NL).				

Es ist ersichtlich, dass die Eigenfrequenzen durch die Nutzlasten leicht um ca. 7 % gesenkt werden. Der Einfluss der Nutzlasten auf die Eigenfrequenzen ist somit in Anbetracht der Unsicherheiten bezüglich der Bauwerksteifigkeit und den Lagerungsbedingungen / Lagersteifigkeiten vernachlässigbar.
Weiter ist ersichtlich, dass eine gute Übereinstimmung zwischen Stab- und Schalenmodell vorliegt.
Für die weiteren Untersuchungen werden die mit dem Stabmodell für die ständigen Einwirkungen (ohne Anteil Nutzlasten) berechneten Eigenfrequenzen verwendet.

4.1.1 Vertikale Schwingungen

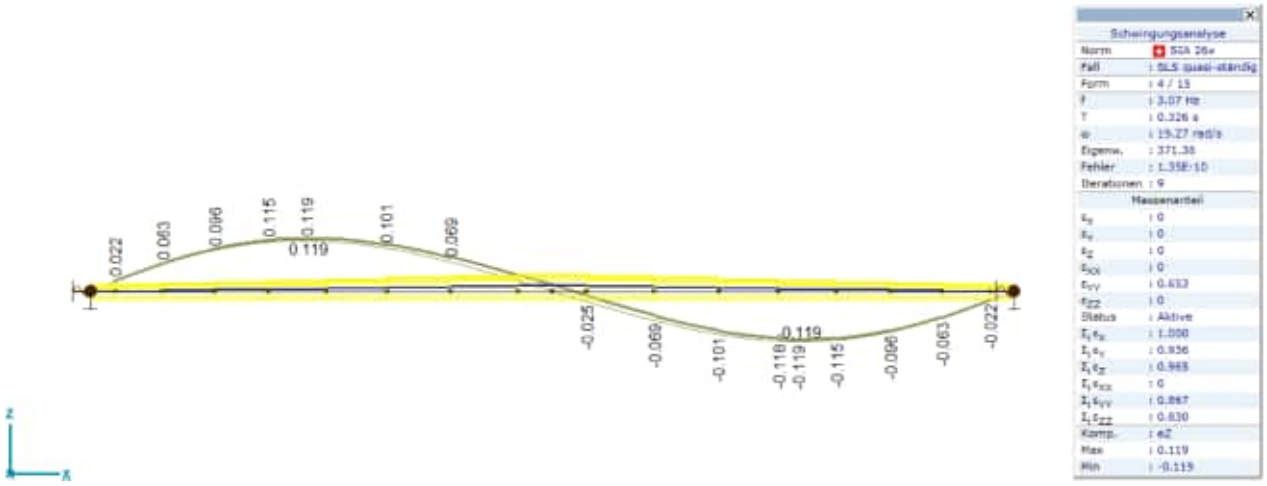
Stabmodell AxisVM

1.Eigenform vertikal: **f_{v1} = 0.86 Hz,** Modale Masse: m_{v1} = 77'893 kg



Die erste vertikale Eigenschwingung liegt unterhalb der Grenzfrequenz von 1.6 Hz gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 260. Deshalb ist davon auszugehen, dass diese Eigenform durch Personen nur schwer anzuregen ist.

2.Eigenform vertikal: **f_{v2} = 3.07 Hz,** Modale Masse: m_{v2} = 70’731 kg

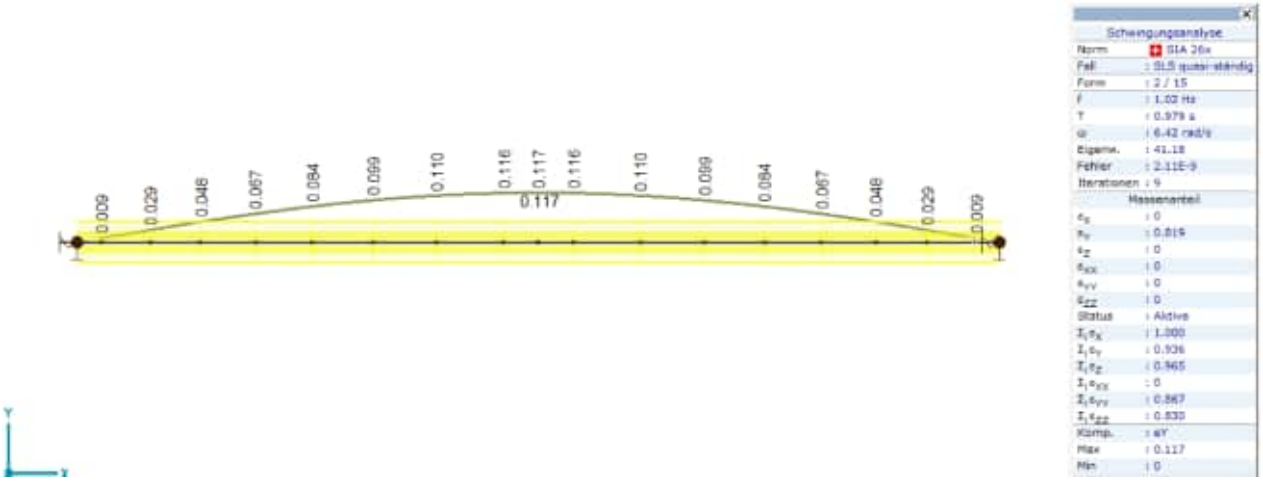


Die zweite vertikale Eigenschwingung liegt innerhalb der Grenzfrequenz 1.6 Hz < f < 4.5 Hz gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 260. Deshalb ist davon auszugehen, dass diese Eigenform durch Personen angeregt werden kann. Genauere Betrachtungen und Berechnungen dazu sind Kapitel 4.3 und Kapitel 10 zu entnehmen.

4.1.2 Horizontale Schwingungen quer zur Brückenhauptrichtung

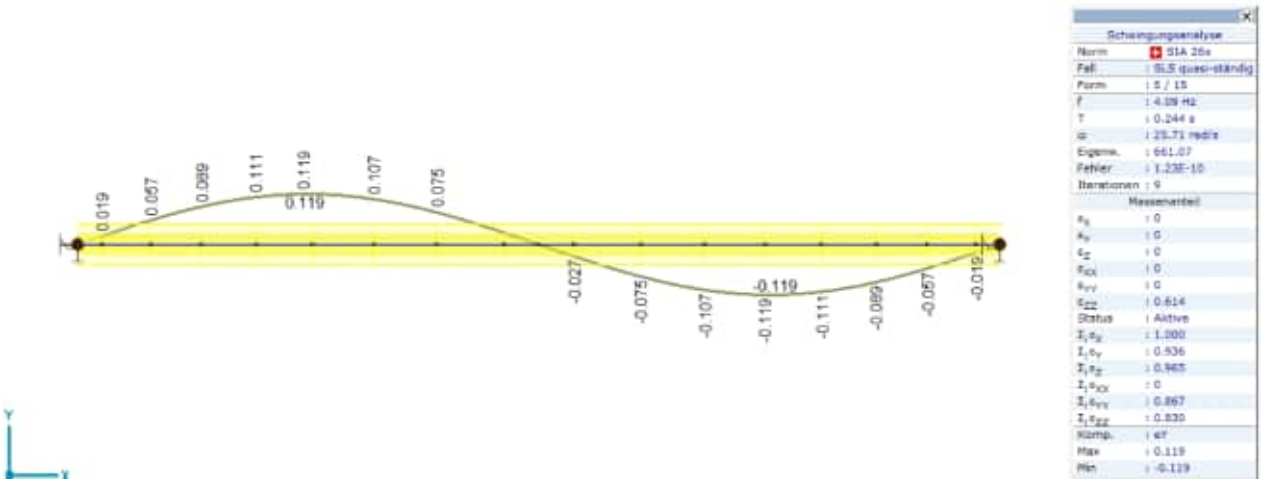
Stabmodell AxisVM

1.Eigenform horizontal: **f_{h1} = 1.02 Hz,** Modale Masse: m_{h1} = 73'418 kg



Die erste horizontale Eigenschwingung in Querrichtung liegt unterhalb der Grenzfrequenz f > 1.3 Hz gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 260. Deshalb ist davon auszugehen, dass diese Eigenform durch Personen angeregt werden kann. Genauere Betrachtungen und Berechnungen dazu sind Kapitel 4.3 und Kapitel 10 zu entnehmen.

2.Eigenform horizontal: **f_{h2} = 4.09 Hz,** Modale Masse: m_{h2} = 71'045 kg

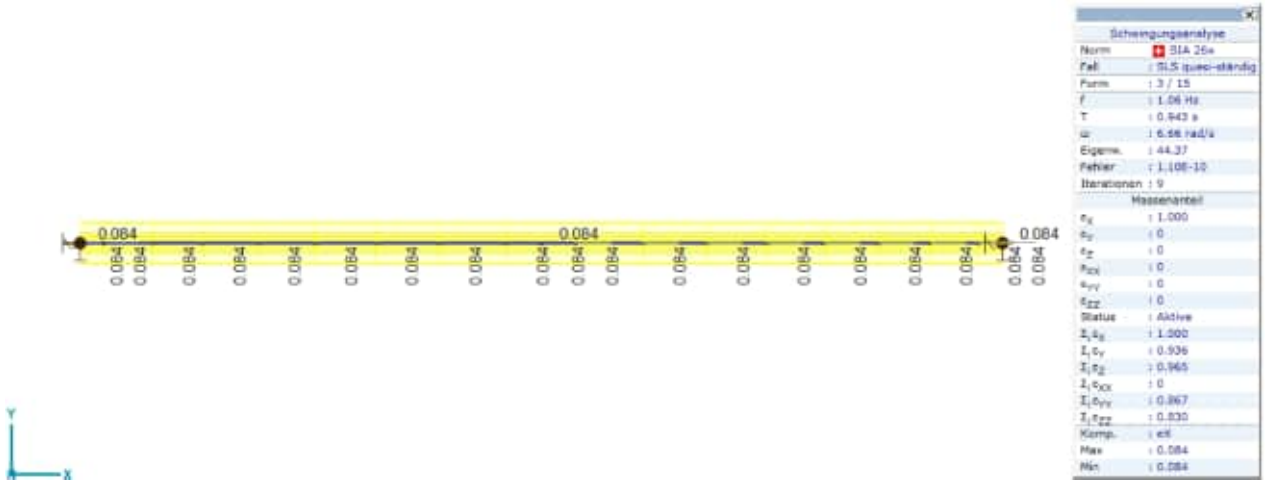


Die zweite horizontale Eigenschwingung in Querrichtung liegt deutlich oberhalb der Grenzfrequenz f > 1.3 Hz gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 260. Deshalb ist davon auszugehen, dass diese Eigenform durch Personen nur schwer anzuregen ist.

4.1.3 Horizontale Schwingungen längs zur Brückenhauptrichtung

Stabmodell AxisVM

1.Eigenform horizontal: **f_{h1} = 1.06 Hz,** Modale Masse: m_{h1} = 142’116 kg



Die erste horizontale Eigenschwingung in Längsrichtung liegt unterhalb der Grenzfrequenz f > 2.5 Hz gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 260. Deshalb ist davon auszugehen, dass diese Eigenform durch Personen angeregt werden kann. Genauere Betrachtungen und Berechnungen dazu sind Kapitel 4.3 und Kapitel 10 zu entnehmen.

4.2 Dämpfung

Die Norm prEN 1991-2 [3] empfiehlt für Stahlbrücken die Verwendung einer viskosen Dämpfung von ζ = 0.4%. Die viskose Dämpfung des Brückenüberbaus aus Stahl wird zu ζ = 0.4% gewählt.

4.3 Personeninduzierte Schwingungen

4.3.1 Gebrauchstauglichkeit

Einwirkungsmodelle

Für die Beschreibung der dynamischen Einwirkungen durch Personen werden die Einwirkungsmodelle der Norm prEN 1991-2 [3] verwendet. Diese unterscheiden für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zwischen "Fussgängerfluss", "Fussgängergruppe" sowie "Jogging-Gruppe", während für die Nachweise der Tragsicherheit ein zusätzliches Einwirkungsmodell "Absichtliche Anregung" definiert ist. Die Amplitude der drei Einwirkungsmodelle (A bis C) für die Gebrauchstauglichkeit wird nach der Verkehrsklasse (TC 1 bis 5) definiert.

Table G.1 - Traffic classes and harmonic load models

		(G.4)	(G.5)	(G.6)
Traffic Class	**Description**	**Pedestrian stream [P/m²] (A)**	**Pedestrian group n_w (B)**	**Jogging group n_j (C)**
TC 1	Very weak traffic	0,1	1	0
TC 2	Weak traffic	0,2	2	0
TC 3	Dense traffic	0,5	4	1
TC 4	Very dense traffic	1,0	8	2
TC 5	Exceptionally dense traffic	1,5	16	4
d = density [P/m² = pedestrians on loaded surface] n_w = number of pedestrians in a group n_j = number of joggers in a group				

Komfortkriterien

Die Komfortkriterien werden durch zulässige vertikale und horizontale Beschleunigungen definiert. Gemäss der Norm prEN 1990:2019 Annex A2 [1] werden vier Komfortstufen in Abhängigkeit des zu erreichenden Komforts (kein Komfort bis maximaler Komfort) definiert.

Table H.1- Comfort Levels

Comfort level:	Degree of comfort:	$a_{lim,vertical}$ [m/s²]	$a_{lim,horizontal}$ [m/s²]
CL 3	Maximum	≤ 0,5	≤ 0,1
CL 2	Medium	≤ 1,0	≤ 0,3
CL 1	Minimum	≤ 2,5	≤ 0,8
CL 0	No limit set	-	-

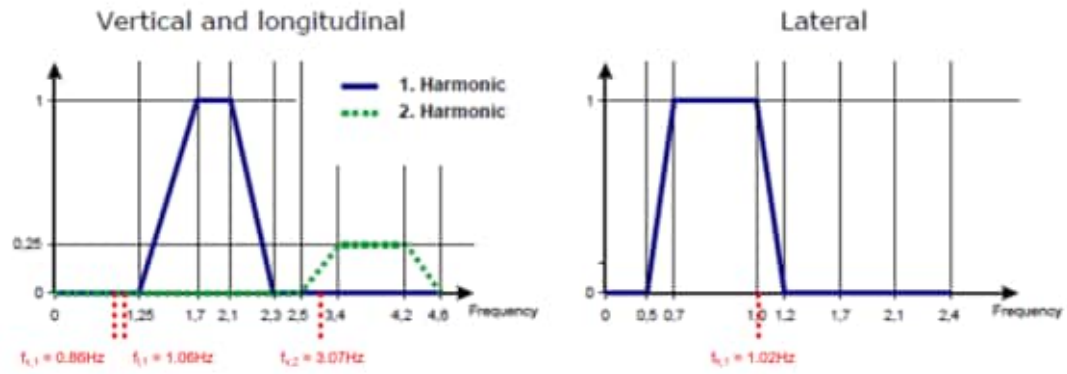
Bemessungssituationen

In der Projektbasis [43] werden die massgebenden Bemessungssituationen definiert, siehe Tabelle unten. Die Bemessungssituationen legen die Komfortkriterien in Abhängigkeit des Lastmodells und deren Verkehrsklasse fest. Die Komfortstufe wird dabei in Abhängigkeit zur erwarteten Häufigkeit der Einwirkung festgelegt, so dass zum Beispiel für einmalige Einwirkungen ein minimaler Komfort erreicht wird.

Bemessungssituation	Beschreibung	Verkehrsklasse (LM)	Erwartete Häufigkeit	Komfortstufe	
BS 1	Einweihung der Brücke	TC 4 (A)	Einmalig	CL 1 (Minimum)	$a_{v,zul}$ = 2.5 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.8 m/s^2
BS 2	Seltener dichter Personenverkehr	TC 3 (A) TC 5 (B)	Selten	CL 2 (Mittel)	$a_{v,zul}$ = 1.0 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s^2
BS 3	Gelegentliche Joggergruppe	TC 4 (C)	Wöchentlich	CL 2 (Mittel)	$a_{v,zul}$ = 1.0 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s^2
BS 4	Täglicher schwacher Personenverkehr	TC 2 (A) TC 4 (B)	Täglich	CL 3 (Maximum)	$a_{v,zul}$ = 0.5 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.1 m/s^2

Fussgängerfluss (A)

Die Einwirkungen des Fussgängerflusses werden mit einer Flächenkraft mit harmonisch schwingender Kraft-Amplitude beschrieben. Die Anregerfrequenz entspricht jenem des normalen Gehens von Personen und liegt für die erste harmonische eines Tritts bei ca. 2 Hz. Die Kraft-Amplitude der Einwirkung wird dementsprechend mit dem frequenzabhängigen Kraftfaktor ψ multipliziert, welcher für die erste vertikale Biegeschwingung des Brückenüberbaus sowie Schwingung in Brückenlängsrichtung zwischen 1.7 Hz und 2.1 Hz maximal ψ = 1.0 ist, und ausserhalb des Bereichs auf null herunterfällt. Für die zweite harmonische eines Tritts ist der Kraftfaktor für den Bereich 3.4 Hz und 4.2 Hz maximal ψ = 0.25. Für die Anregung des Brückenüberbaus quer zur Brückenachse ist der Reduktionsfaktor für den Bereich 0.7 Hz und 1.0 Hz maximal ψ = 1.0.



Die erste vertikale Eigenfrequenz beträgt ca. 0.86 Hz und liegt ausserhalb des Frequenzbereichs der vertikalen Anregung von 1.25 bis 4.6 Hz.

Die zweite vertikale Eigenfrequenz beträgt ca. 3.07 Hz und liegt innerhalb des Frequenzbereichs der zweiten Harmonischen der vertikalen Anregung von 2.5 Hz bis 4.6 Hz.

Die erste horizontale Eigenfrequenz (lateral) beträgt ca. 1.02 Hz und liegt innerhalb des Frequenzbereichs der lateralen Anregung von 0.5 Hz bis 1.2 Hz.

Die zweite horizontale Eigenfrequenz (lateral) beträgt ca. 4.09 Hz und liegt ausserhalb des Frequenzbereichs der lateralen Anregung von 0.5 Hz bis 1.2 Hz.

Die erste horizontale Eigenfrequenz (longitudinal) beträgt ca. 1.06 Hz und liegt ausserhalb des Frequenzbereichs der Anregung von 1.25 bis 4.6 Hz.

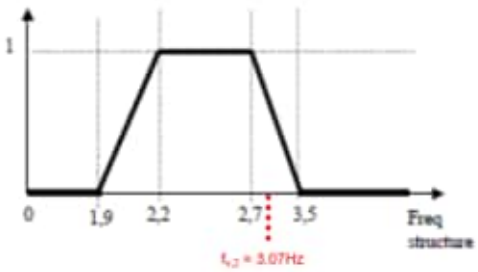
P_w [N]		
Vertical	Longitudinal	Lateral
280	140	35
Equivalent number n' of pedestrians on the loaded surface S for traffic classes TC1 to TC5:		
TC 1 to TC 3 (density $d < 1{,}0$ P/m²): $n' = \frac{10{,}8\sqrt{\xi * n}}{S}$ [1/m²] (G.2)		
TC 4 to TC 5 (density $d \geq 1{,}0$ P/m²): $n' = \frac{1{,}85\sqrt{n}}{S}$ [1/m²] (G.3)		
where ξ is the structural damping ratio; d is the density of pedestrians [P/m²] (see Table H.1); n is the number of pedestrians on the loaded surface S ($n = d \times S$); S is the area of loaded surface.		

Fussgängergruppe (B)

Die Fussgängergruppe unterscheidet sich zum Fussgängerfluss nur dadurch, dass anstelle einer gleichmässigen Flächenlast eine Einzellast angenommen wird. Diese Einzellast wird entweder als bewegliche Last, welche die Brücke mit einer konstanten Geschwindigkeit von 1.7 m/s überquert oder als stationäre Last am Ort der grössten Auslenkung des betrachteten Eigenmode modelliert. Die Kraftfaktoren sind gleich denen des Modells Fussgängerfluss.

Jogger (C)

Das Lastmodell der Jogger wird wie die Fussgängergruppe durch eine Einzellast abgebildet. Diese Last wird entweder als bewegliche Last, welche mit 3.0 m/s die Brücke überquert oder als stationäre Last am Ort der grössten Auslenkung des betrachteten Eigenmode modelliert. Die Kraft-Amplitude der Einwirkung beträgt 1250N pro Jogger. Für das Lastmodell wird der folgende frequenzabhängige Lastfaktor verwendet.



Die zweite vertikale Eigenfrequenz beträgt ca. 3.07 Hz und liegt innerhalb des Frequenzbereichs der Anregung durch Jogger von 1.9 Hz bis 3.5 Hz.

Einwirkungen

In der folgenden Tabelle sind die Einwirkungen der Bemessungssituationen für die Komfortkriterien der Gebrauchstauglichkeit zusammengefasst.

Bemessungssituation	Verkehrsklasse	Einwirkung vertikal	Einwirkung horizontal (lateral)
BS 1	TC4 (A)	$p_v(t) = 31\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$p_h(t) = 3.8\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
BS 2	TC3 (A)	$p_v(t) = 8\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$p_h(t) = 1\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
	TC5 (B)	$P_v(t) = 1120\ N \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$P_h(t) = 140\ N \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
BS 3	TC4 (C)	$P_v(t) = 1768\ N \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	-
BS 4	TC2 (A)	$p_v(t) = 5.1\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$p_h(t) = 0.6\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
	TC4 (B)	$P_v(t) = 792\ N \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$P_h(t) = 99\ N \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$

4.3.2 Tragsicherheit

Die Norm prEN 1991-2:2020 [3] sieht ein Lastmodell «Absichtliche Anregung» vor, für welches der Nachweis der Tragsicherheit erbracht wird. Es werden 5 Personen angenommen, die durch koordiniertes Hüpfen versuchen die Brücke absichtlich anzuregen. Der Frequenzbereich der Einwirkung ist 1.7 bis 3.0 Hz und die dynamische Last einer einzelnen Person beträgt 1280 N.

Vertikale Kraft:

$P_A(t) = N \cdot P_w \cdot \cos(2\pi f_s t) = 5 \cdot 1280N \cdot \cos(2\pi f s t) = 6400N \cdot \cos(2\pi f_s t)$

Der Lastfall «Absichtliche Anregung» wird als aussergewöhnliche Bemessungssituation betrachtet.

4.4 Aerodynamische Einwirkungen

Der Sachverhalt rund um «wirbelerregte Schwingungen» wurde im Rahmen des Bauprojekts studiert und diskutiert. Es wurde dazu auch Rücksprache mit einem Windexperten (Herr A. Lisibach, BFH) genommen.

Aufgrund folgender qualitativer Überlegungen wird auf vertiefte (rechnerische) Untersuchungen verzichtet:

- Der Geländer-Handlauf ist schlank und bietet keine grosse Angriffsfläche für den Wind.
- Der Brückenquerschnitt, der als geschlossener Stahlkasten ausgeführt wird, ist sehr torsionssteif.
- Der Brückenüberbau befindet sich nahe am Boden (Fluss).
- Der Boden (Fluss) ist entlang der Brücke unregelmässig.
- Der Brückenquerschnitt ist über die Brückenlänge variabel, womit unterschiedliche Ablösefrequenzen vorliegen.

Wichtige Zusatzbemerkung:

Hinsichtlich personeninduzierter Schwingungen wurden detaillierte Berechnungen durchgeführt, siehe Kapitel 10. Basierend auf den Berechnungsergebnissen wird in Feldmitte vorbeugend ein Tilgerfach vorgesehen. Dieses könnte also bei Bedarf auch genutzt werden, falls sich nach der Inbetriebnahme unerwartet Schwierigkeiten bzgl. windinduzierten Schwingungen abzeichnen sollten.

5 Bemessungssituationen / Gefährdungsbilder

Die Lastbeiwerte und Reduktionsbeiwerte für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen sowie für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit werden der Norm SIA 260 entnommen. Sie sind für die berücksichtigten Einwirkungen in den folgenden Tabellen zusammengefasst.

	Gefährdungsbild	Bemessungssituation, Massnahmen	GZT	Annahmen für Tragwerksanalyse und Bemessung	Lastbeiwerte
A	Nicht motorisierter Verkehr (Nutzung)	A1 vorübergehend (Tragwerkswiderstand)	Typ 2	LE: Lastmodell 1 BE: Wind oder Temperatur ST: Eigenlasten Ständige Lasten, Auflasten	γ_Q = 1.50 ψ_0 = 0.60 γ_G = 1.35/0.80
	Unterhaltsfahrzeug (nicht motorisierter Verkehr) (Unterhalt)	A2 vorübergehend (Tragwerkswiderstand)	Typ 2	LE: Lastmodell 2 BE: Wind oder Temperatur ST: Eigenlasten Ständige Lasten, Auflasten	γ_Q = 1.50 ψ_0 = 0.60 γ_G = 1.35/0.80
B	Wind	B1 vorübergehend (Tragwerkswiderstand)	Typ 2	LE: Seitliche Windeinwirkung BE: LM1, nicht mot. Verkehr ST: Eigenlasten Ständige Lasten, Auflasten	γ_Q=1.50 ψ_0=0.40 γ_G=1.35/0.80
C	Temperatur	C1 vorübergehend (Tragwerkswiderstand)	Typ 2	LE: Temperatur Gleichmässige Temperaturerwärmung oder -abkühlung BE: LM1, nicht mot. Verkehr ST: Eigenlasten Ständige Lasten, Auflasten	γ_Q=1.50 ψ_0=0.40 γ_G=1.35/0.80
D	Kräfte auf Abschrankungen	D1 vorübergehend (Tragwerkswiderstand)	Typ 2	LE: Kräfte auf Abschrankungen BE: LM1, nicht mot. Verkehr ST: Eigenlasten Ständige Lasten, Auflasten	γ_Q = 1.50 ψ_0 = 0.40 γ_G = 1.35/0.80
E	Erdbeben	E1 aussergewöhnlich (Gesamtstabilität und Tragwerkswiderstand)	Typ1 / Typ 2	Zone Z1b, BWK I, BGK C	γ_G=1.00 γ_Q=1.00
F	Absichtliche Anregung	F1 aussergewöhnlich (Gesamtstabilität und Tragwerkswiderstand)	Typ1 / Typ 2	Lastmodell nach prEN 1991-2:2020 [3]	γ_G=1.00 γ_Q=1.00
G	Anprall aus Fahrzeugaufbauten und Ladungen	G1 aussergewöhnlich (Gesamtstabilität und Tragwerkswiderstand)	Typ1 / Typ 2	Lastmodell nach SIA 261 [6], Ziff. 14.2.7	γ_G=1.00 γ_Q=1.00

6 Auswirkungen – Schnittgrössen

6.1 Bauzustand

Es gilt folgender Grundsatz:

Aufgrund des statisch bestimmten Systems (Einfeldträger) und der vollständigen Verschweissung des gesamten Überbaus vor dem Brückeneinschub haben die Bauzustände keinen Einfluss auf den Endzustand.

Für den Bauzustand wird im Rahmen des Ausführungsprojekts ein separates Dokument mit den detaillierten statischen Berechnungen erstellt. Im Rahmen des Bauprojekts werden in Bezug auf die Bauzustände nur folgende Kontrollen durchgeführt:

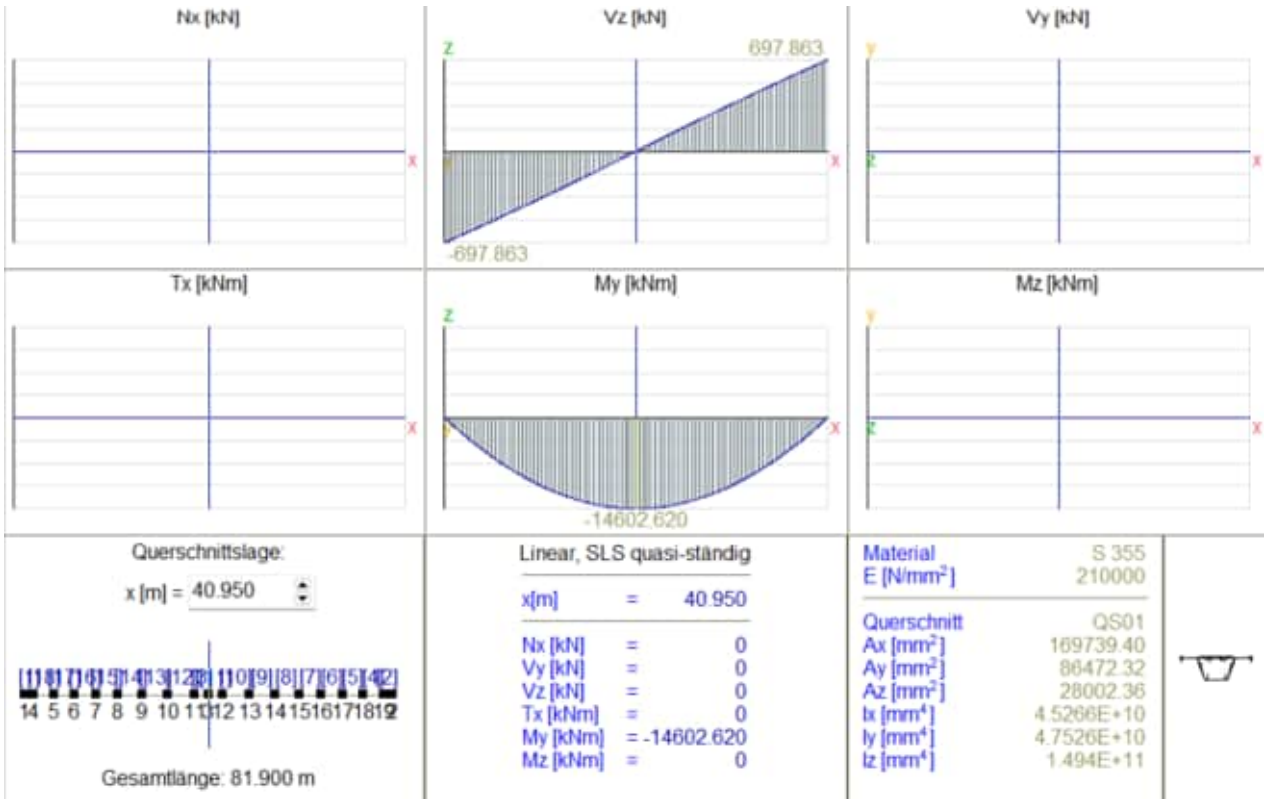
- Kontrolle Längsdruckspannungen für den Zustand mit maximaler Auskragung während Verschub
- Kontrolle lokale Krafteinleitung von Verschubrippen in Pressen

Auf eine Dokumentation der Untersuchungen, welche den Bauzustand betreffen, wird verzichtet.

6.2 Endzustand

6.2.1 Ständige Lasten

$E_d = E\{1.00\ EG + 1.00\ AL\}$



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



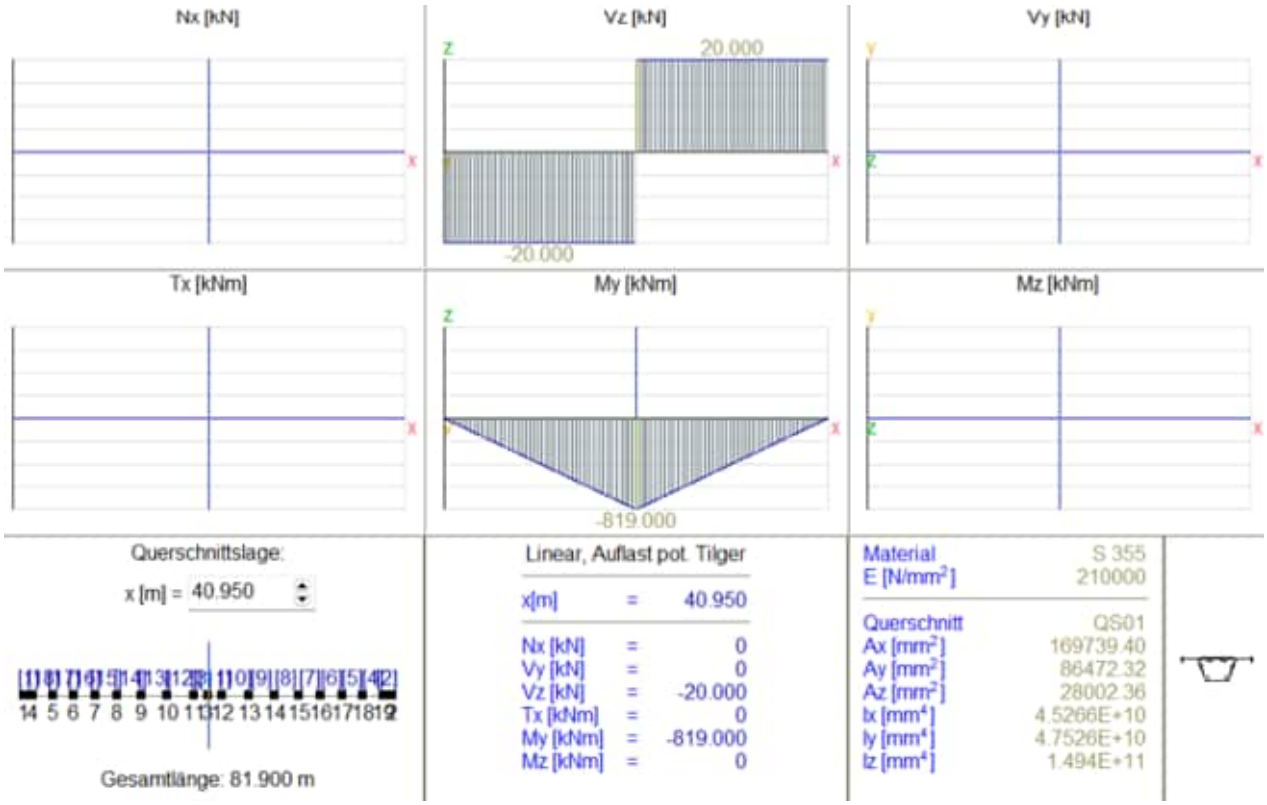
Im Bereich der Querschnittssprünge können die Spannungen gemittelt werden, da die QS-Geometrie an dieser Stelle ca. auch dem mittleren Wert der beiden modellierten Querschnitte entspricht.

6.2.2 Nachrüstung mit Schwingungstilger

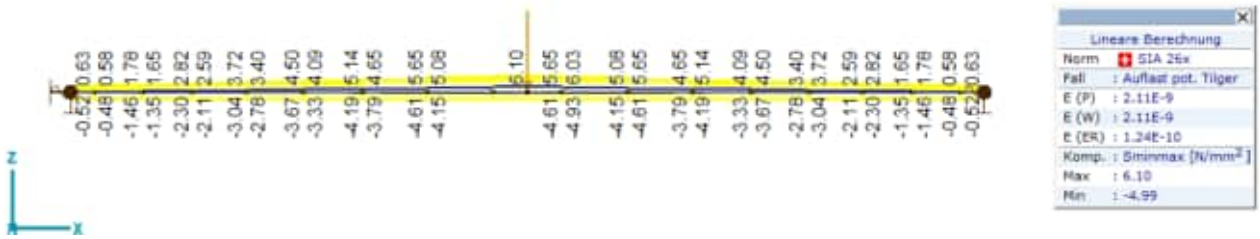
Die Nachrüstung mit Schwingungstilger erfolgt nur, wenn die Messungen am fertiggestellten Objekt zeigen, dass die Komfortgrenzen nicht eingehalten werden können, siehe dazu Kapitel 10.

In der folgenden Abbildung sind die Einwirkungen aus der angenommenen Masse für den Schwingungstilger sowie die Auswirkungen dargestellt.

Die Längsspannungen sind infolge der kleinen Masse des Schwingungstilgers sehr bescheiden und erreichen nur Werte von bis 6 N/mm². Für die Nachweise der Tragsicherheit wird die Masse des Schwingungstilgers entsprechend vernachlässigt.



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



Im Bereich der Querschnittssprünge können die Spannungen gemittelt werden, da die QS-Geometrie an dieser Stelle ca. auch dem mittleren Wert der beiden modellierten Querschnitte entspricht.

6.2.3 Tragsicherheit GZT 2

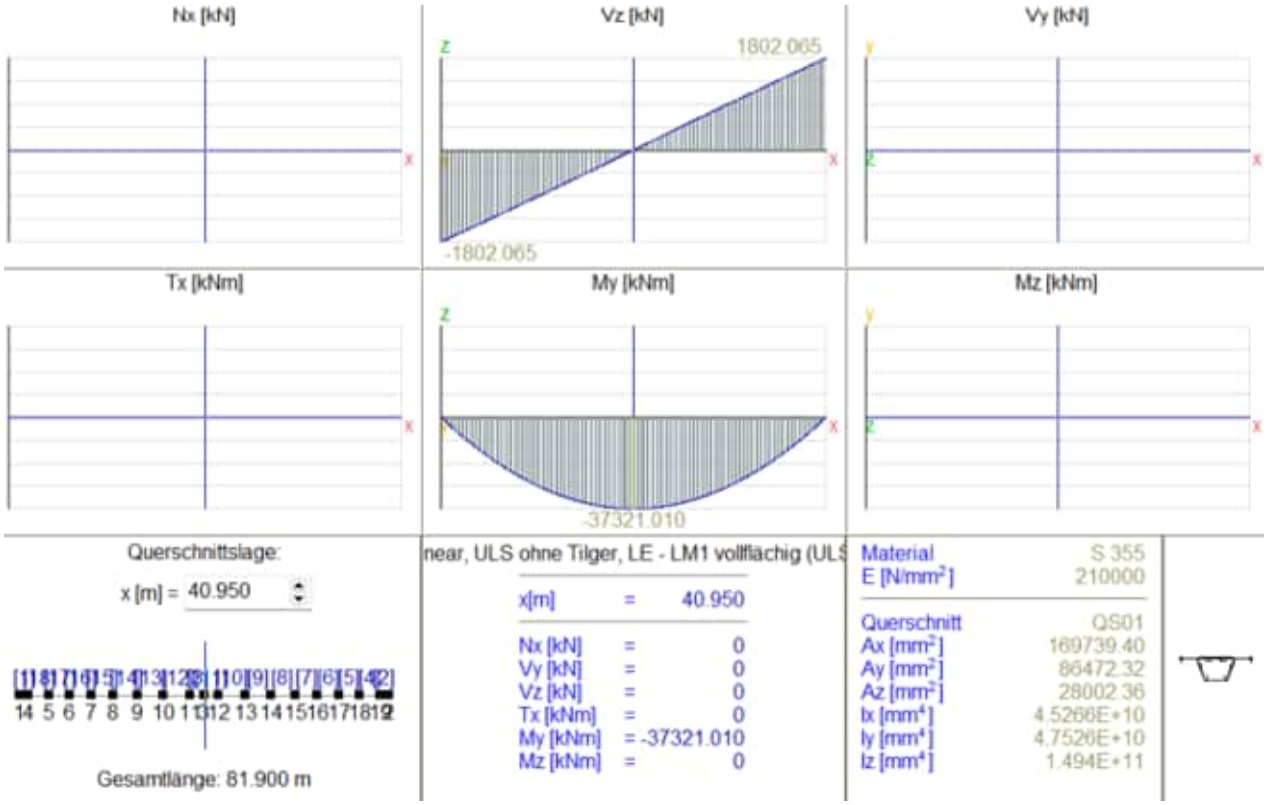
Massgebendes Gefährdungsbild: Nicht motorisierter Verkehr, Lastmodell 1

Maximale Biegung längs M_y

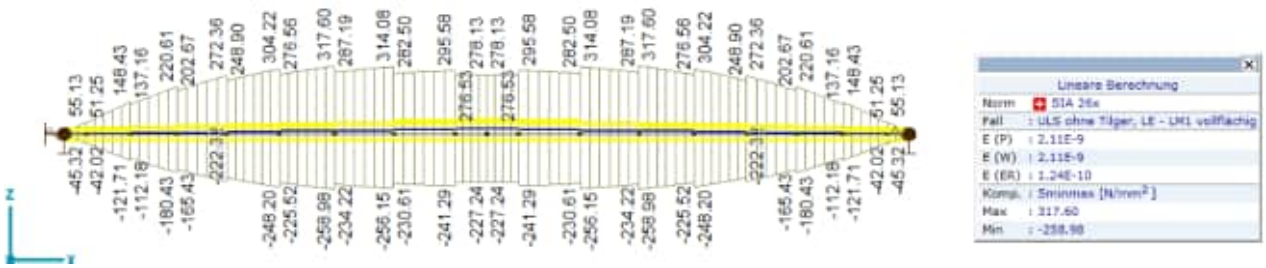
$E_d = E\{1.35\ EG + 1.35\ AL + 1.50\ LM1\}$

Bei dieser Bemessungssituation wird keine Begleiteinwirkung berücksichtigt – dies weil

- aus Wind abhebende vertikale Kräfte resultieren (siehe Kap. 3.2.2)
- die Temperaturlasten keine Schnittkräfte am einfachen Balken erzeugen

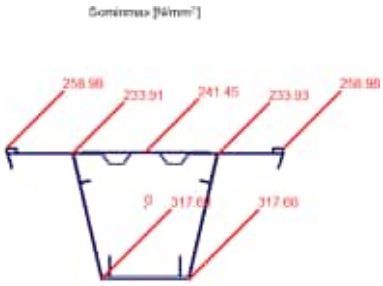


$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]

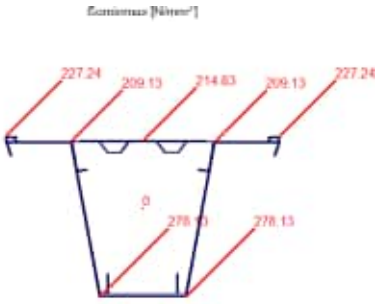


Im Bereich der Querschnittssprünge können die Spannungen gemittelt werden, da die QS-Geometrie an dieser Stelle ca. auch dem mittleren Wert der beiden modellierten Querschnitte entspricht.

Für Querschnitt QS 06:
(bei max. Randspannung, nahe Viertelspunkt)

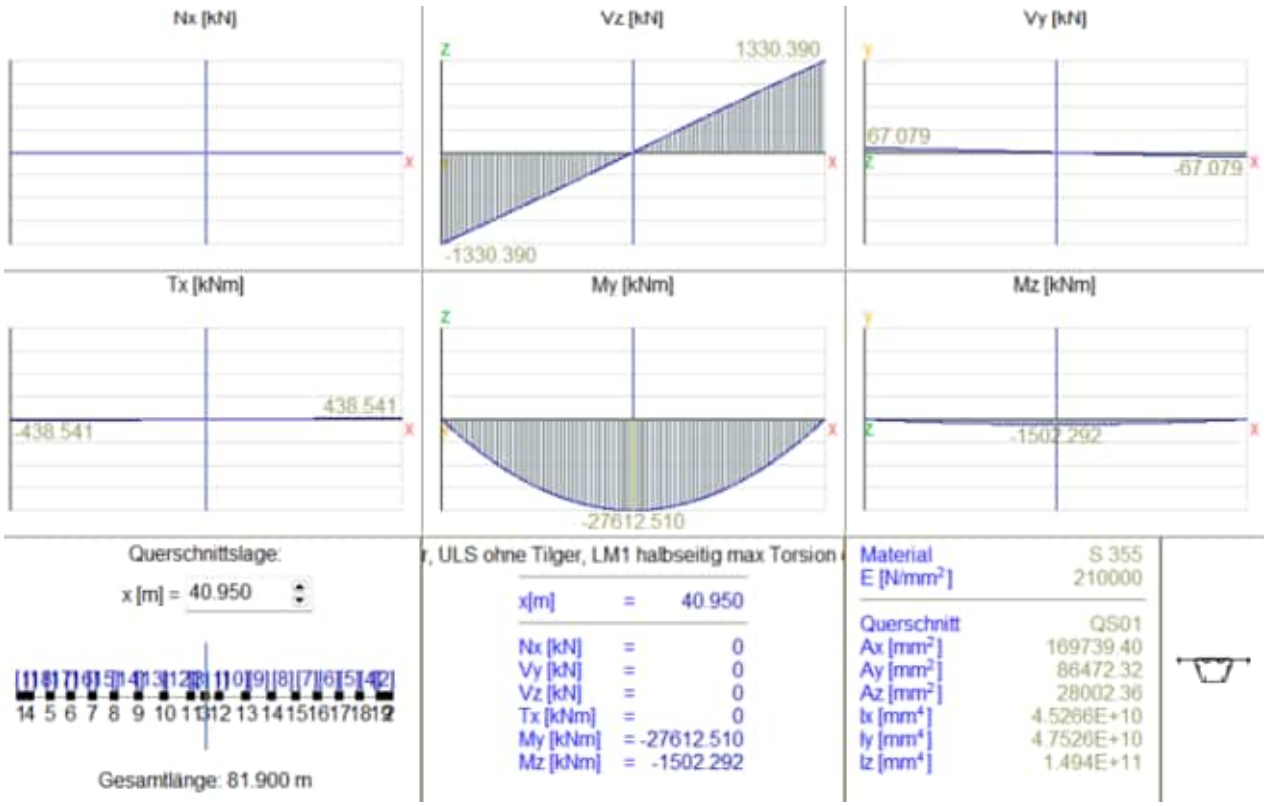


Für Querschnitt QS 09 in Feldmitte:



Maximale Torsion

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 (hälftig) + 0.60 Wind}

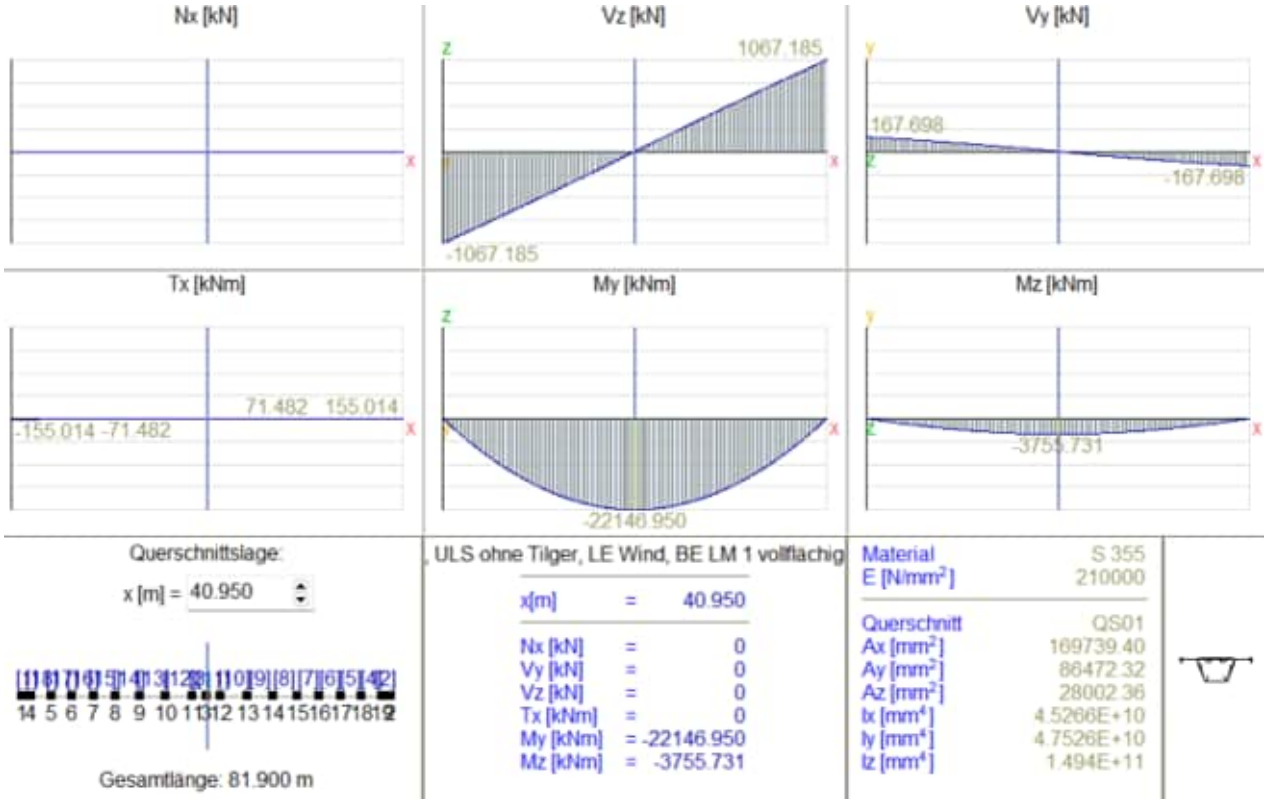


Maximale Biegung quer M_z

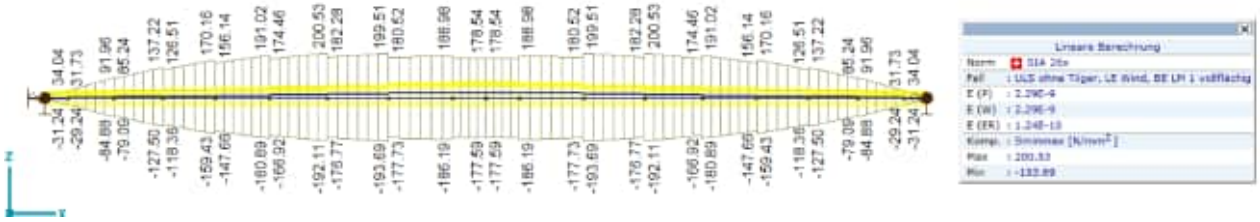
Die Beanspruchung des Brückenträgers in Querrichtung entsteht infolge der Horizontalkräfte aus Wind, Erdbeben oder Anprall aus Strassenverkehr.

Die Auswirkungen infolge Wind und Erdbeben sind sehr bescheiden und führen im 3.8m breiten Brückenträger zu kleinen Spannungen in Längsrichtung, wie die Abbildungen unten zeigen. Die Einwirkung aus Wind ist gegenüber Erdbeben massgebend.

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 Wind + 0.4 LM1 vollflächig}

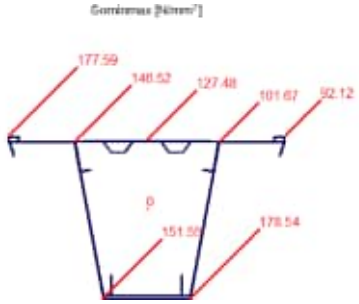


$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



Im Bereich der Querschnittssprünge können die Spannungen gemittelt werden, da die QS-Geometrie an dieser Stelle ca. auch dem mittleren Wert der beiden modellierten Querschnitte entspricht.

Spannungsverteilung im Querschnitt – Feldmitte:

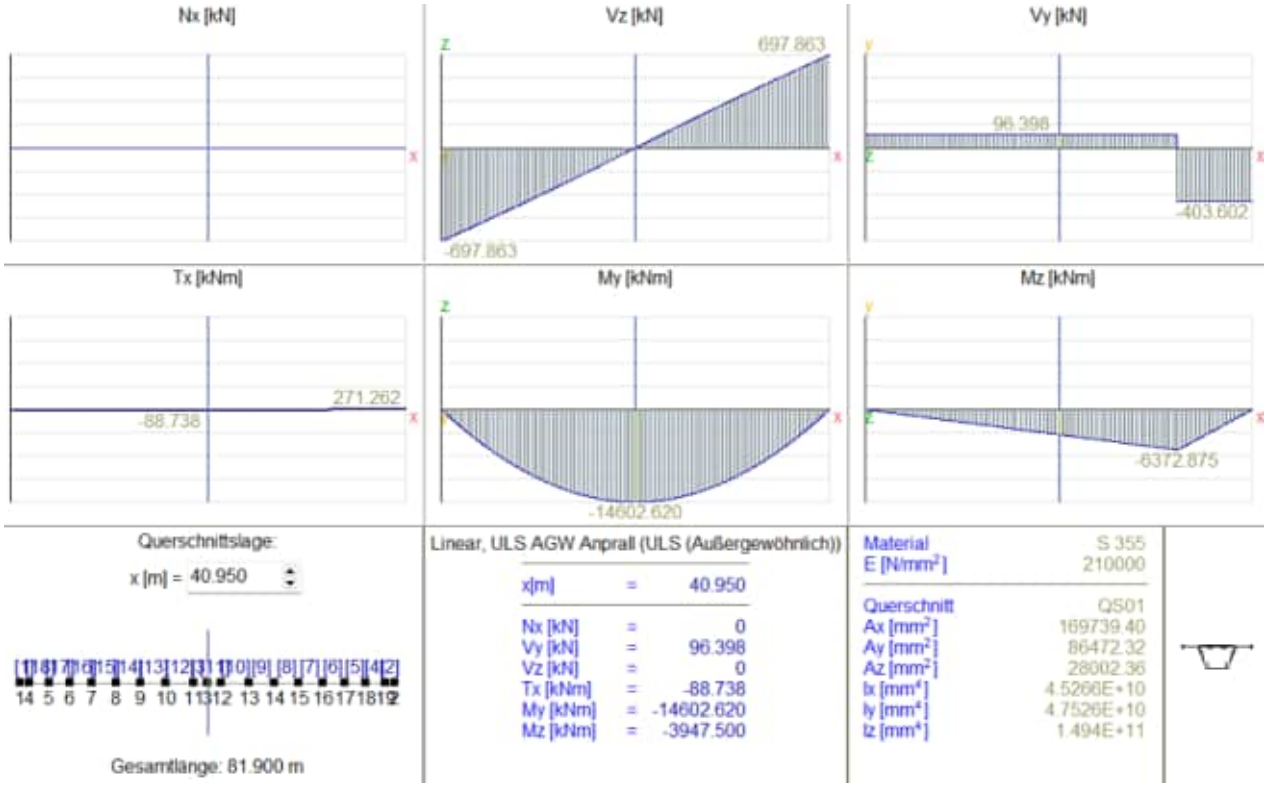


Anprall Strassenverkehr

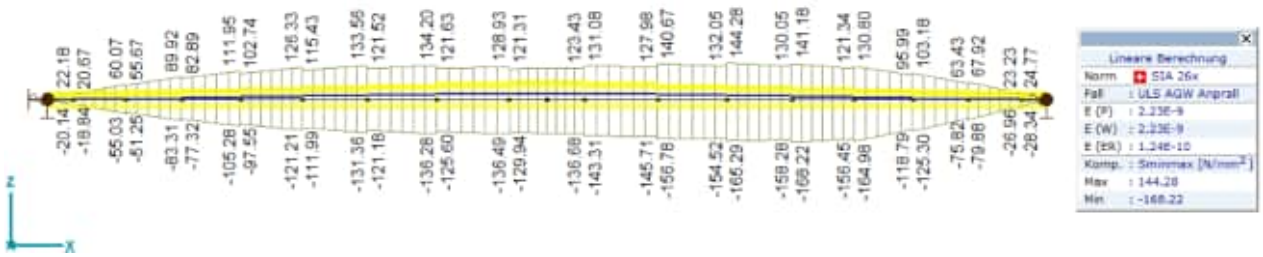
Infolge des Anpralls durch Strassenverkehrslasten im Bereich der unteren Emmengasse ergeben sich gemäss der Lastanordnung in Kapitel 3.3.2 die nachfolgend dargestellten Schnittkräfte und Längsspannungen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation.

E_d = E{1.00EG + 1.00 AL + 1.00 Anprall}

Anpralllast

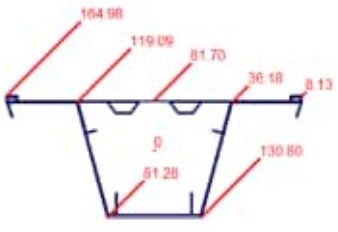


$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



Im Bereich der Querschnittssprünge können die Spannungen gemittelt werden, da die QS-Geometrie an dieser Stelle ca. auch dem mittleren Wert der beiden modellierten Querschnitte entspricht.

Spannungsverteilung im Querschnitt bei der Anprallposition (Anprall von links nach rechts auf den QS):

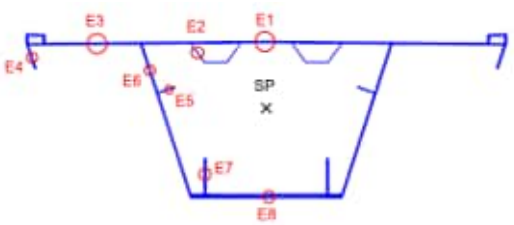


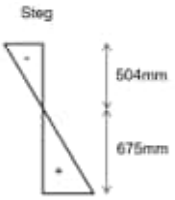
7 Tragsicherheit – Brückenüberbau

7.1 Querschnittsklassifizierung

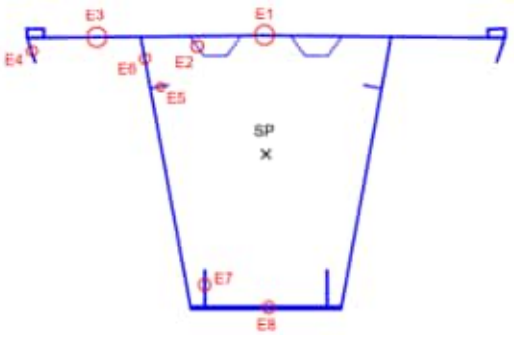
Nachfolgend werden die verschiedenen Querschnittselemente bzgl. der zu berücksichtigenden Querschnittsklasse klassifiziert.

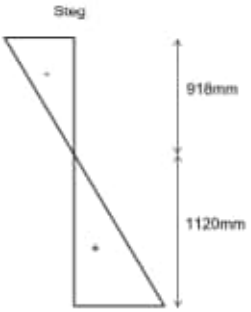
Querschnitt Auflagerbereiche





Querschnitt Feldmitte





- Element 1: Fahrbahnplatte im Bereich Kasten



$\frac{b}{t} = \frac{400mm}{15mm} = 26.6 \rightarrow$ QK 1 $(33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0.814 = 26.9)$ gem. Tab. 5a

- Element 2: Trapezblech zur Aussteifung Fahrbahnplatte



$\frac{b}{t} = \frac{\approx 175mm}{5mm} = 35 \rightarrow$ knapp QK 3 $(42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot 0.814 = 34.2)$ gem. Tab. 5a

- Element 3: Fahrbahnplatte im Bereich Auskragung



$\frac{b}{t} = \frac{750mm}{15mm} = 50 \rightarrow$ QK 4

PMM-Stoß: 750mm + 15mm

$\rightarrow b_{eff} = \rho \cdot b_c$ (für Kastenträger gem. 5.4.3)

$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0.73$ mit $\psi = 1.00$

$\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = \frac{(750+15mm)/15mm}{28.4 \cdot 0.814 \cdot \sqrt{4}} = 1.10$

$b_{eff} = 0.73 \cdot (750+15mm) = 558mm$

- Element 4: Stirnblech



$\frac{b}{t} = \frac{190mm}{15mm} = 12.7 \rightarrow$ knapp QK 3 $(14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot 0.814 = 11.4)$ gem. Tab. 5b

$\rightarrow$ Kantrohre Beulen: (PMM-Stoß: 190mm + 7.5mm = 197.5mm)

$b_{eff} = \rho \cdot b_c$

$b_{eff} = \frac{0.9}{\bar{\lambda}_p} \cdot 197.5mm$ mit $\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0.87$ ($k_\sigma = 0.426$)

$b_{eff} = \frac{0.9}{0.87} \cdot 197.5mm = 204mm \geq 197.5mm$ ✓

• Element 5: Versteifungsrippe Steg

$\frac{b}{t} = \frac{140\,mm}{10\,mm} = 14 \rightarrow$ knapp Qk 3

Druck → Konstante Beulen: (FMM-Stoß: 140mm + 7,5mm = 147,5mm)

$b_{eff} = \rho \cdot b_c$

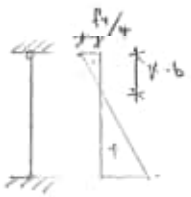
$b_{eff} = \frac{0.9}{\lambda_p} \cdot 147,5\,mm$ mit $\lambda_p = \frac{b/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0,98$ ($k_\sigma = 0,426$)

$b_{eff} = \frac{0.9}{0,98} \cdot 147,5\,mm = 135,5\,mm < 147,5\,mm$

wird vernachlässigt, da negativer Einfluss auf Gesamt-QS.

• Element 6: Steg (für Endzustand; Bauzustand gem. Kap. Statik)

Betrachtung ohne Versteifungsrippe im Stegbereich:



Zug mit Biegung

FMM | Kataum Qk 3

QS-Auflager: $\psi = \frac{-675}{5 \cdot 4} = -1,34$; $b = 1240 + \frac{15}{2} + \frac{35}{2} = 1265\,mm$; $b/t = \frac{1265\,mm}{15\,mm} = 84,3$; $62 \cdot \varepsilon \cdot (-1-\psi) \cdot \sqrt{-\psi} = 136,7$

QS-Feldmitte: $\psi = \frac{-1120}{918} = -1,22$; $b = 2150 + \frac{15}{2} + \frac{35}{2} = 2175\,mm$; $b/t = \frac{2175\,mm}{15\,mm} = 143,3$; $\lambda = 124$

→ Auflagerbereich Qk 3; Feldmitte Qk 4

Für Feldmitte:

$k_{min} = \frac{\lambda_b}{\sqrt{(\lambda+4)^2 + 0,112 \cdot (\lambda-4)^2 + (\lambda+4)}} = 28,8$

$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{355\,N/mm^2}{850\,N/mm^2}} = 1,07$

$\rho = 0,9/\lambda_p = 0,9/1,07 = 0,77$

$b_{eff} = 0,77 \cdot b_c = 0,77 \cdot 338 = 260\,mm$

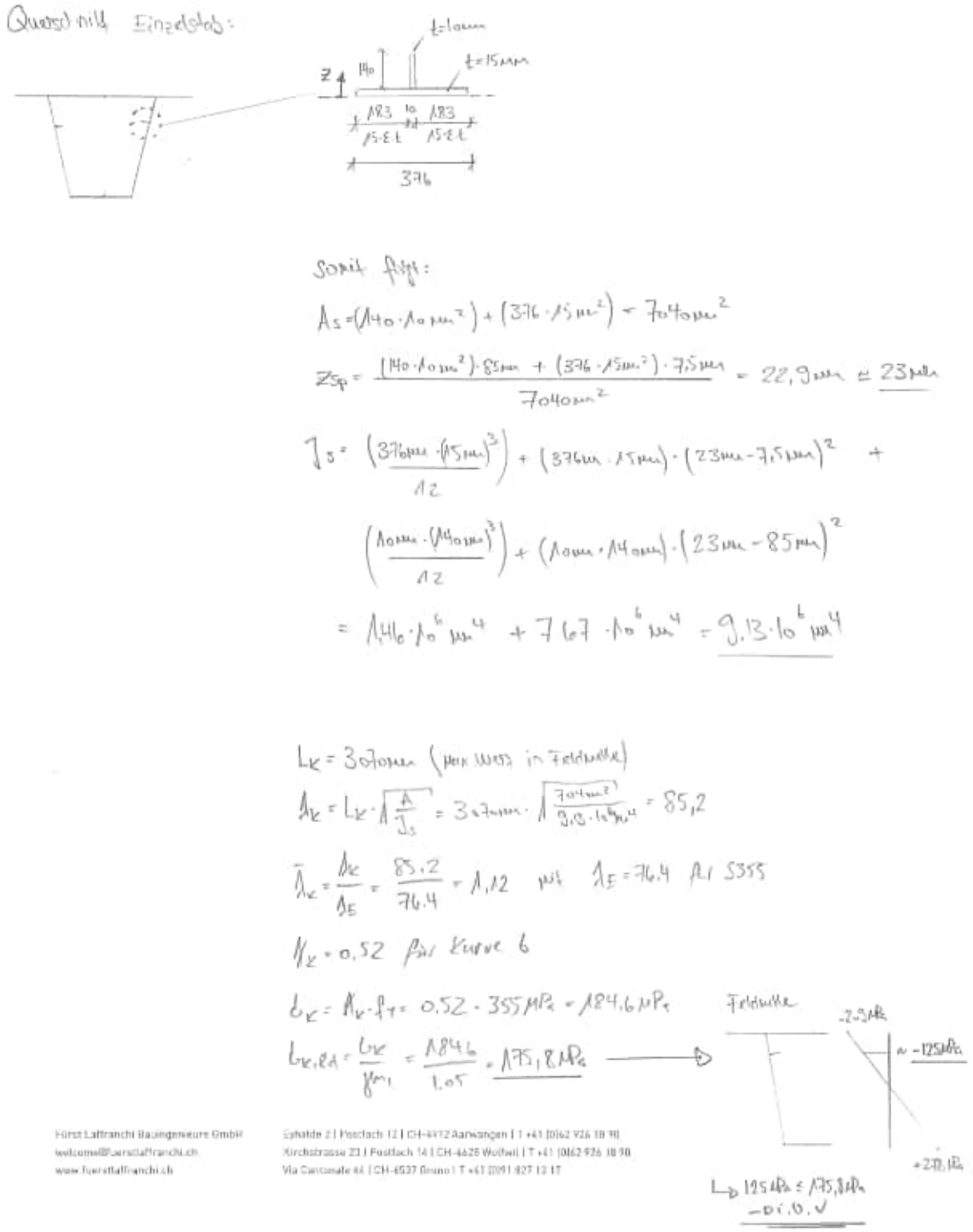
$\sigma_{cr,p} = k \cdot \sigma_E = k \cdot 0,9 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 28,8 \cdot 0,9 \cdot 210000\,MPa \cdot \left(\frac{15\,mm}{217,5\,mm}\right)^2 = 259\,MPa$

→ Aus konstruktiven Gründen sowie Robustheitsgründen wird Rippe vorgesehen (auch wegen Anprall...)

→ somit NW mit gesamtem Steg.

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH | Eplalde 2 | Postfach 12 | CH-4912 Aarwangen | T +41 (0)62 926 18 90
weissmo@fuerstlaffranchi.ch | Kirchstrasse 23 | Postfach 14 | CH-4629 Wolfwil | T +41 (0)62 926 18 90
www.fuerstlaffranchi.ch | Via Cantonale 66 | CH-6537 Grono | T +41 (0)91 827 13 17

Nachweis Stabilität Versteifungsrippe:



Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH
welcome@fuerstlaffranchi.ch
www.fuerstlaffranchi.ch
Ephalde 2 | Postfach 12 | CH-4912 Aarwangen | T +41 (0)62 926 18 91
Kirchstrasse 23 | Postfach 14 | CH-4628 Wolfwil | T +41 (0)62 926 18 90
Via Cantonale 44 | CH-6537 Gnosso | T +41 (0)91 827 13 17

Bemerkung: Die exakte Position wird im Rahmen des Ausführungsprojekts noch definiert.

7.2 Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte des Brückenüberbaus ist als orthotrop ausgesteifte Platte konzipiert, damit die Drucklängsspannungen infolge der Biegebeanspruchung in Brückenmitte sowie die Einwirkungen von Einzelkräften abgetragen werden können.

Die trapezförmigen Aussteifungsrippen der Fahrbahnplatte im Bereich des Kastens sind so angeordnet, dass die Platte in diesem Bereich in fünf gleichmässige Teilfelder mit einer Breite von rund 400mm unterteilt wird.

Im Bereich der Konsolen wird aufgrund der gestalterischen Konzeption auf die Anordnung von Längsrippen zur Aussteifung verzichtet. Die beiden Randträger sorgen zusammen mit den Querrippen für eine ausreichende Stabilität.

7.2.1 Fahrbahnplatte Brückenlängsrichtung

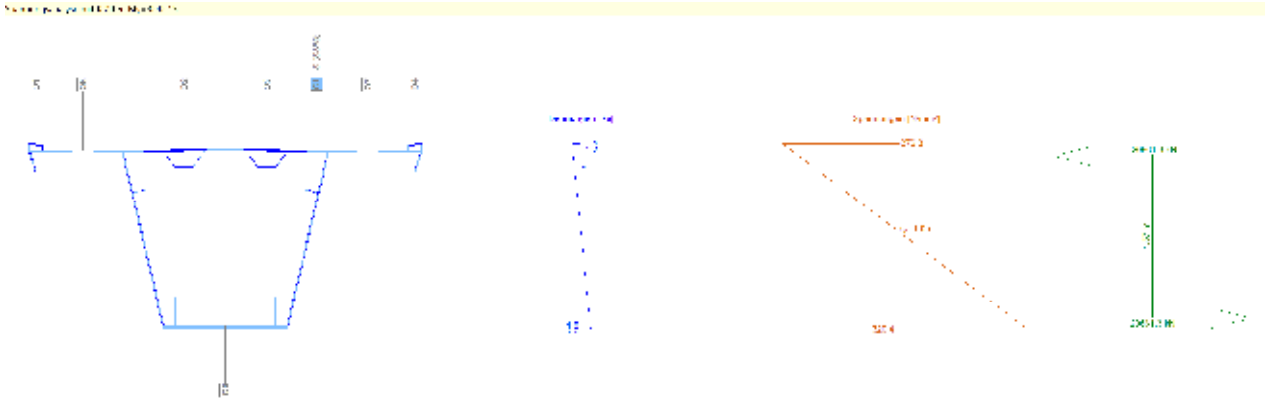
Nachweise Festigkeit

Die maximale Längsdruckspannung für das Gefährdungsbild «Nicht motorisierter Verkehr» beträgt für den Vollquerschnitt im Bereich der oberen Kastenplatte maximal 241 N/mm^2. Am oberen Ende der Randträger beträgt die maximale Druckspannung 259 N/mm^2, siehe Kap. 6.2.3.

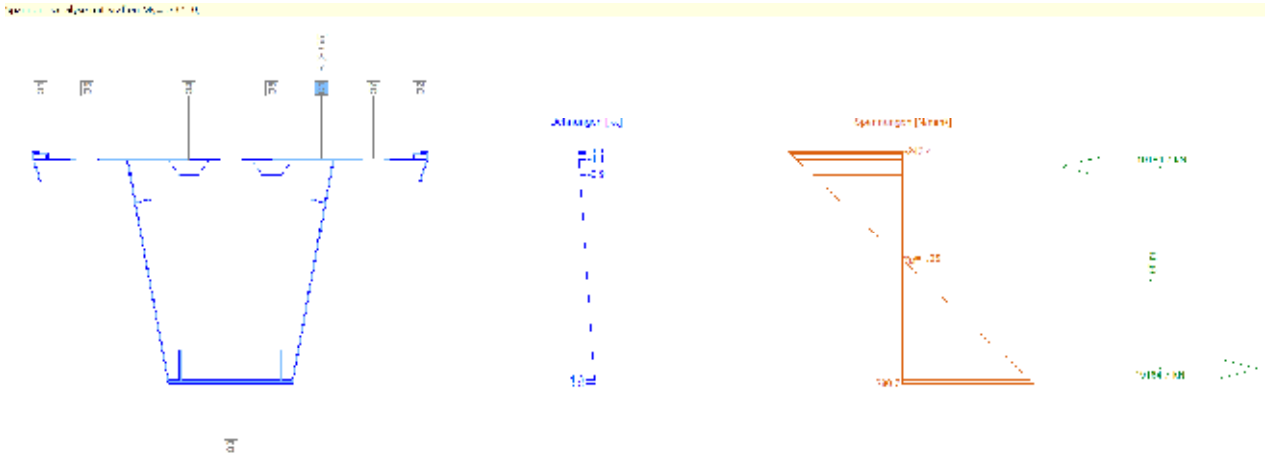
Der rostfreie Stahl der Konsolen weist eine deutlich tiefere Fliessgrenze von 220 N/mm^2 auf. Die Längsdruckspannungen überschreiten die Fliessgrenze im Grenzzustand der Tragsicherheit leicht. Dies führt im Grenzzustand der Tragsicherheit zu einem marginalen Steifigkeitsverlust, was akzeptiert wird.

Zur Berücksichtigung des überkritischen Tragverhaltens im Bereich der auskragenden Fahrbahnplatte (theoretische Beule) erfolgt ein zusätzlicher Nachweis am reduzierten Querschnitt mit den effektiven Breiten der Fahrbahnplatte gem. Kapitel 7.1. Es resultieren für die gegebenen Biegemomente gem. Kapitel 6.2.3 folgende maximalen Randspannungen.

Für Querschnitt QS 06 – bei max. Randspannung, nahe Viertelspunkt



Für Querschnitt QS 09 – Feldmitte



Somit ergibt sich für die obere Kastenplatte bzw. für den Randträger eine Ausnutzung von maximal 82% (nahe Viertelspunkt) bzw. 72% (Feldmitte) bzgl. der gewählten Stahlsorte S355.

Nachweise Stabilität

Es werden Nachweise an virtuellen Druckstäben (Druck + Biegung) geführt – dies sowohl für den mit Trapezblechen verstärkten Fahrbahnbereich zwischen den Kastenstegen als auch für die Randträger.

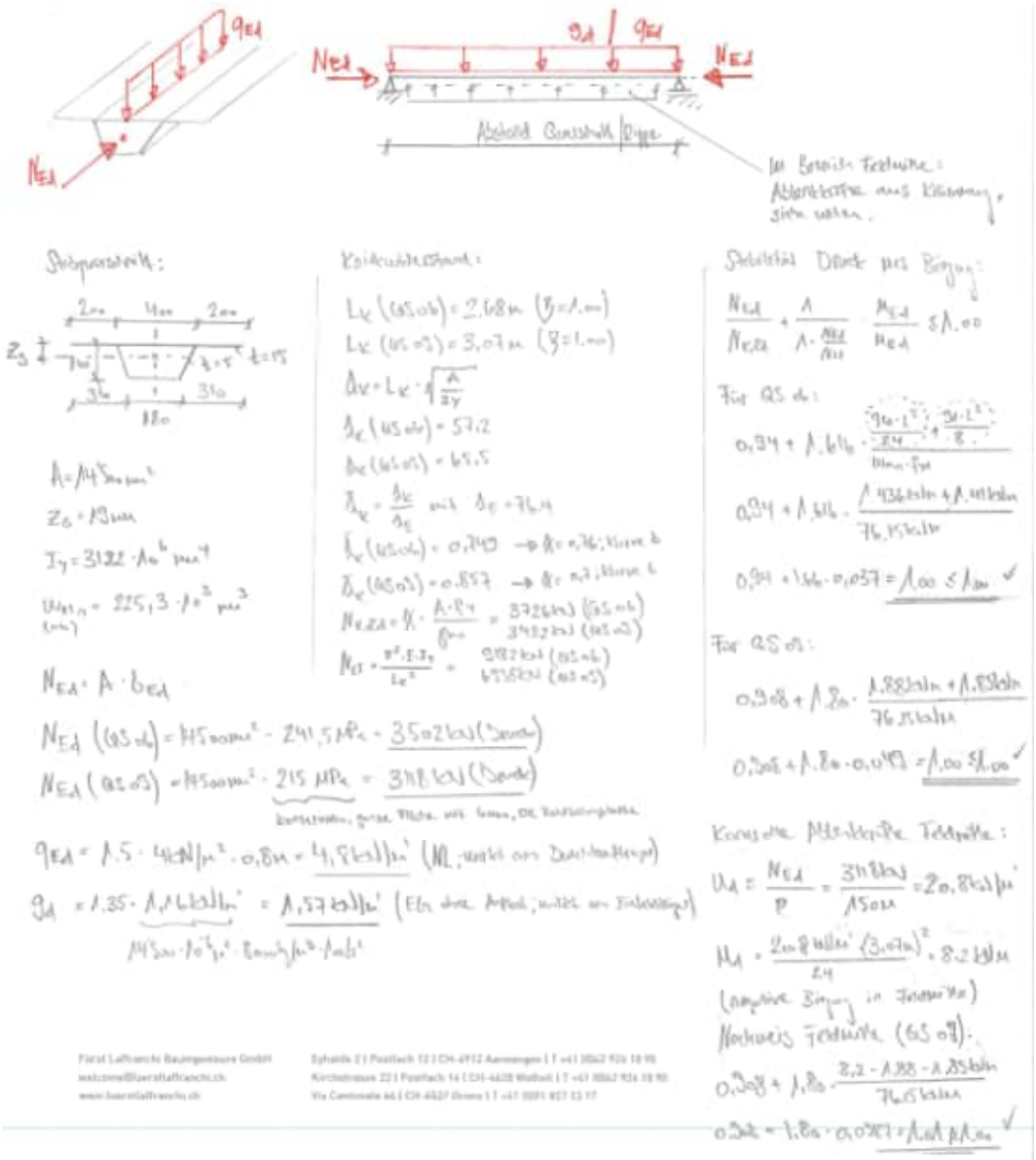
Massgebende Druckspannungen im Bereich Trapezbleche:

Spannung QS 06 auf Höhe obere Kastenplatte: -241.5 MPa

Knicklänge Druckstab im Bereich Querschnitt QS 06: Lk = 2.68m (Ann. gelenkig)

Spannung QS 09 auf Höhe obere Kastenplatte: -215 MPa

Knicklänge Druckstab im Bereich Querschnitt QS 09: Lk = 3.07m (Ann. gelenkig)



b	h	z	A	Az	I	$A(z-zs)^2$
mm	mm	mm	mm^2	mm^3	mm^4	mm^4
800	15	0	12'000	0	225'000	4'222'630
10	160	80	1'600	128'000	3'413'333	6'000'810
180	5	160	900	144'000	1'875	17'954'215
			14'500	272'000	3'640'208	28'177'655
zs	19	mm			**31'817'864**	

Wel	225'273	mm3

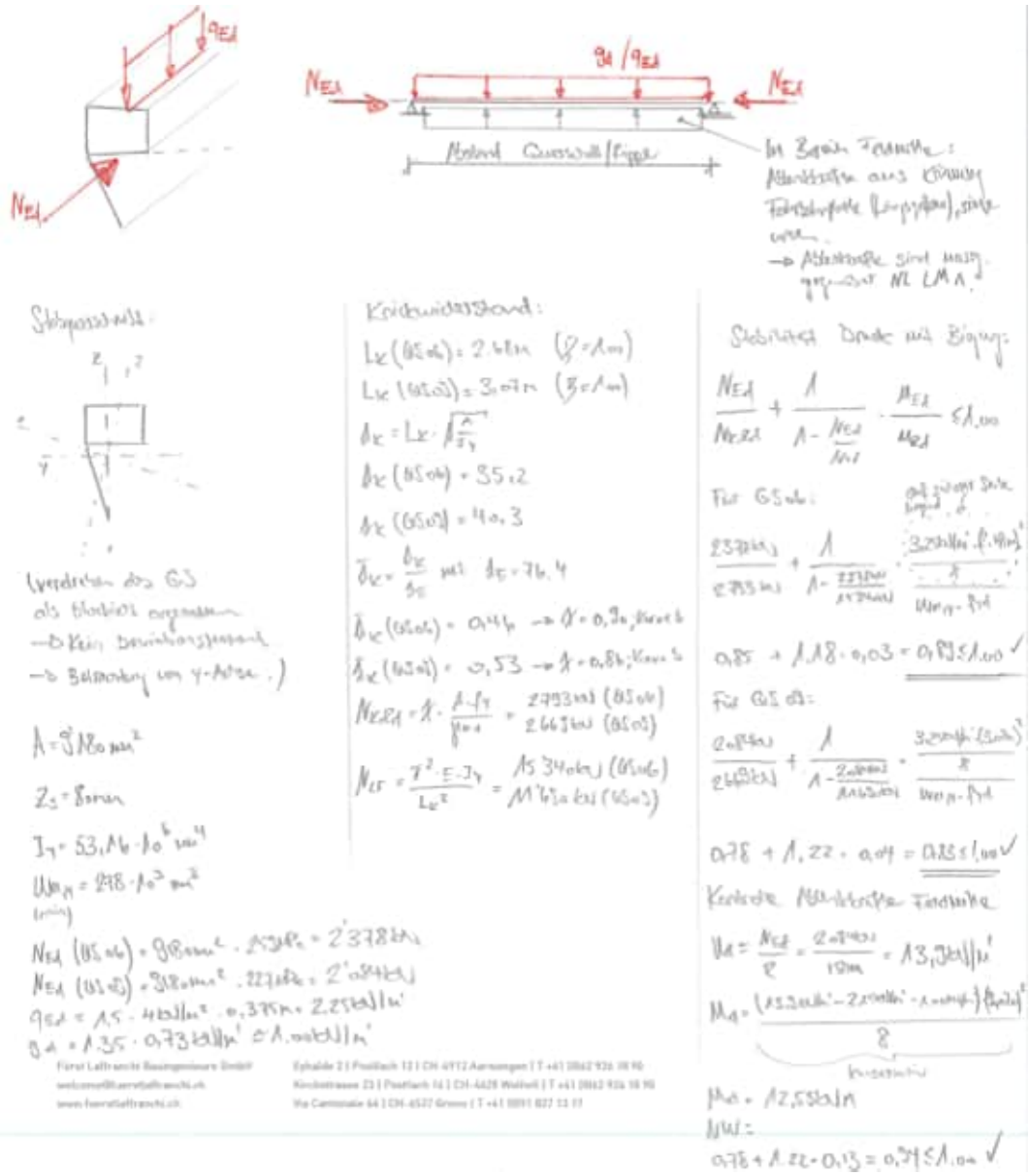
Massgebende Druckspannungen im Bereich Randträger:

Spannung QS 06 auf Höhe OK Randträger: -259 MPa

Knicklänge Druckstab im Bereich Querschnitt QS 06: Lk = 2.68m (Ann. gelenkig)

Spannung QS 09 auf Höhe obere Kastenplatte: -227 MPa

Knicklänge Druckstab im Bereich Querschnitt QS 09: Lk = 3.07m (Ann. gelenkig)



b	h	z	A	Az	I	$A(z-zs)^2$
mm	mm	mm	mm^2	mm^3	mm^4	mm^4
135	15	0	2'025	0	37'969	12'889'156
30	71	35.5	2'130	75'615	894'778	4'176'527
135	15	71	2'025	143'775	37'969	156'141
15	200	171	3'000	513'000	10'000'000	24'962'693
			9'180	732'390	10'970'715	42'184'517
zs	80	mm			**53'155'232**	

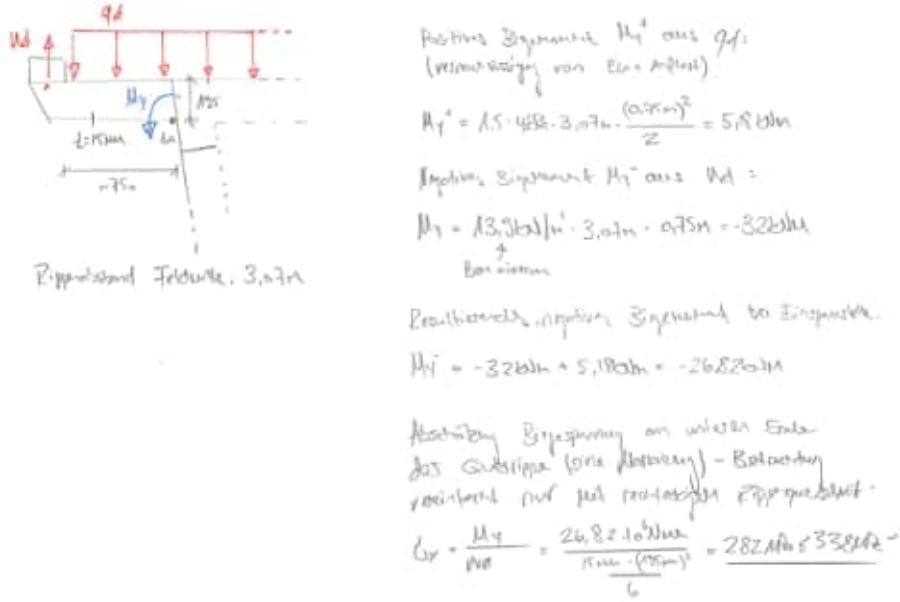
Wel	277'981	mm3

7.2.2 Fahrbahnplatte Brückenquerrichtung und Querrippen

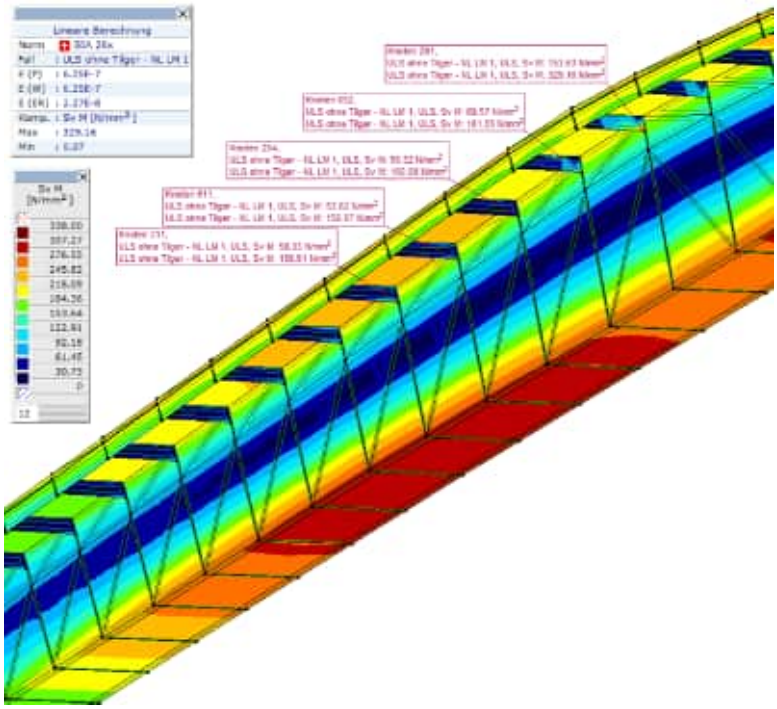
Lastmodell LM1

Infolge des Lastmodells 1 sind die Querzugspannungen in der Fahrbahnplatte oben für den GZT 2 klein und nicht massgebend. Vielmehr führen unter Volllast die Ablenkkräfte (Berechnung siehe vorherige Seite) aus dem Randträger bei den Querrippen in Feldmitte zu erheblichen negativen Biegebeanspruchungen (d.h. nach oben gerichtet).

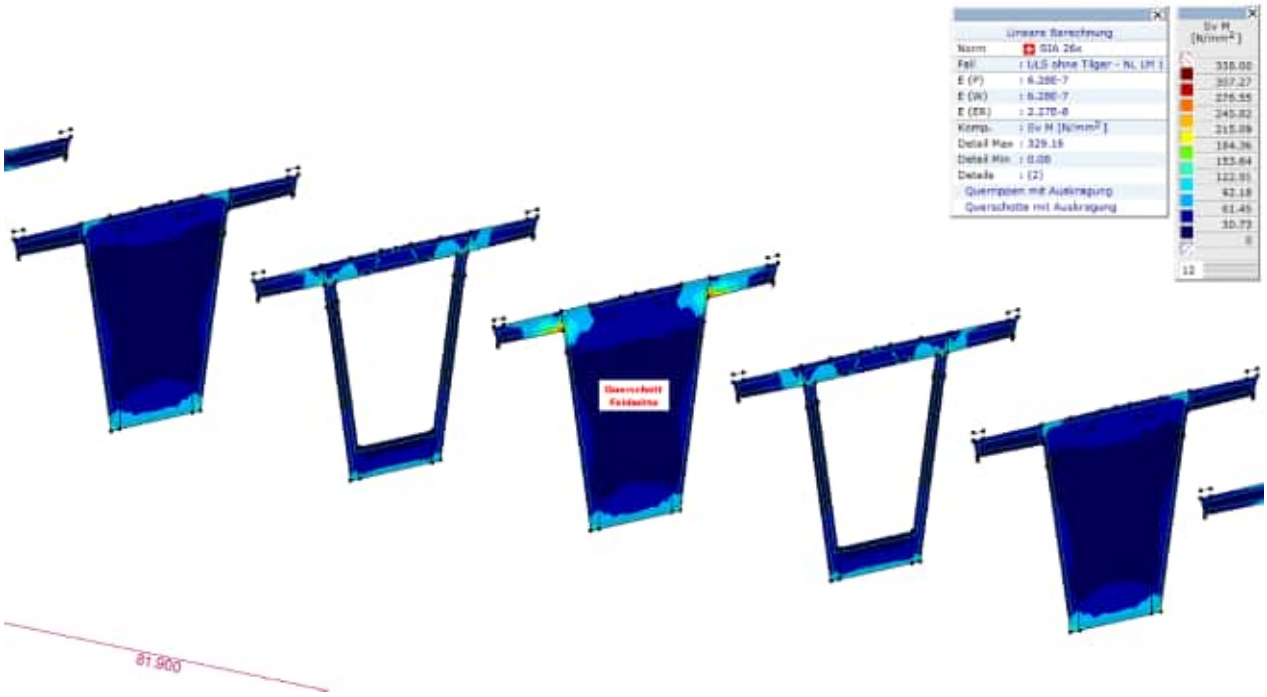
Händische Abschätzung:



Ein Vergleich mit dem Schalenmodell zeigt eine gute Übereinstimmung. Im Gegensatz zur Handrechnung, wo die Ablenkkräfte als Linienlast $u_p = N_{Ed} / R$ entlang des Randträgers angenommen werden, lassen sich beim Schalenmodell in Feldmitte (Knoten 291 gem. Abbildung unten) leicht erhöhte Ablenkkräfte bzw. daraus resultierende, erhöhte Spannungen feststellen. Dies ist eine Folge der vereinfachten, polygonalisierten Modellbildung der Nivelette. Die Vergleichsspannungen nach von Mises überschreiten jedoch auch im Schalenmodell die Fliessgrenze an keiner Stelle, womit der Nachweis erfüllt ist.



Ergänzend werden die Vergleichsspannungen im Bereich der Querrippen zwischen den beiden Kastenstegen geprüft. Es werden die Querrippen, die unmittelbar an die Feldmitte angrenzen (jeweils 3.07m von Feldmitte entfernt), untersucht. Diese sind aufgrund der Ablenkkräfte massgebend. Genau in Feldmitte ist ein Querschott angeordnet. In nachfolgender Abbildung ist ersichtlich, dass für den massgebenden Fall unter Volllast die Fliessgrenze an keiner Stelle überschritten wird.



Lastmodell LM2

Die Tragsicherheit der Fahrbahnplatte und der Querrippen für die Beanspruchung durch Einzellasten (Q_k = 25kN auf Fläche von 0.20m x 0.20m wirkend) des Lastmodells LM2 wird für nachfolgend dargestellte Laststellungen am Schalenmodell überprüft.

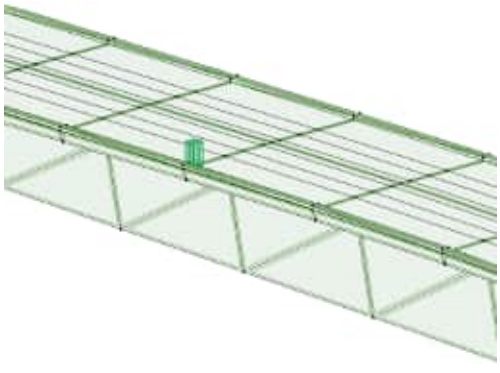
Laststellung LS1 (direkt auf Querrippe, nahe Feldmitte, jedoch ausserhalb Bereich mit Ablenkkräften)

Laststellung LS2 (zwischen Querrippen, nahe Feldmitte, jedoch ausserhalb Bereich mit Ablenkkräften)

Laststellung LS3 (mittig Fahrbahnplattenfeld, in Feldmitte wo max. Rippenabstand)

Laststellung LS4 (mittig zwischen Trapezblechen im Bereich zwischen Kastenstegen)

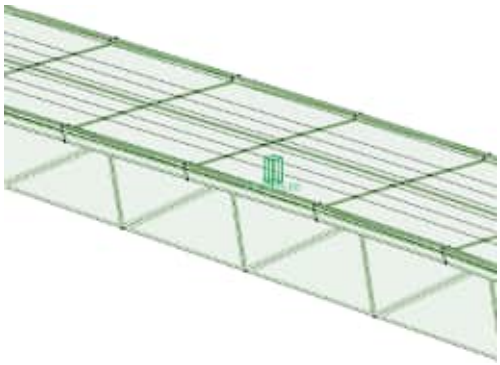
LS 1



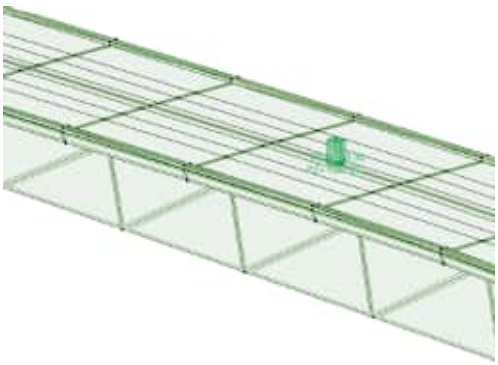
LS 2



LS 3

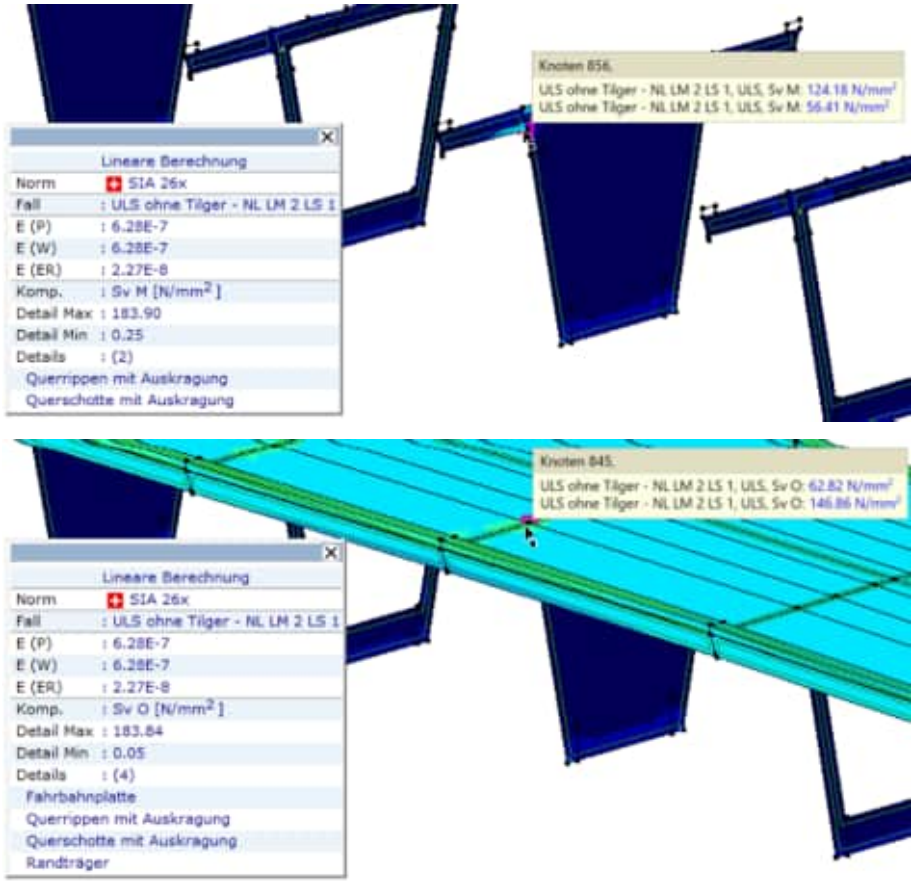


LS 4

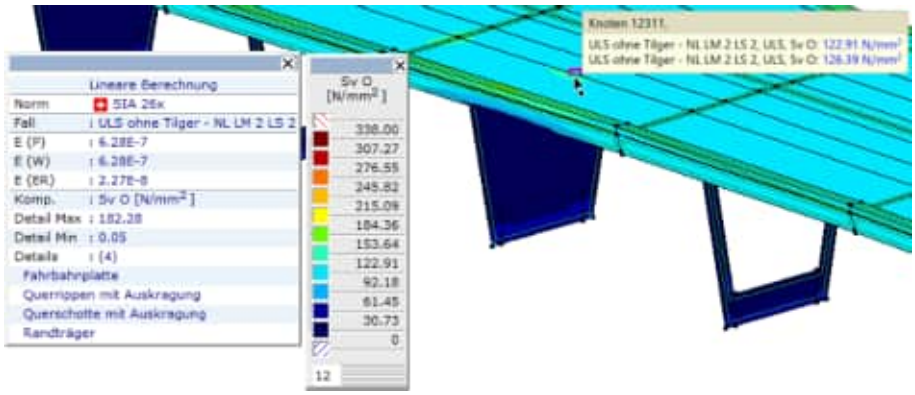


E_d = E{1.35EG + 1.35AL + 1.50LM2}

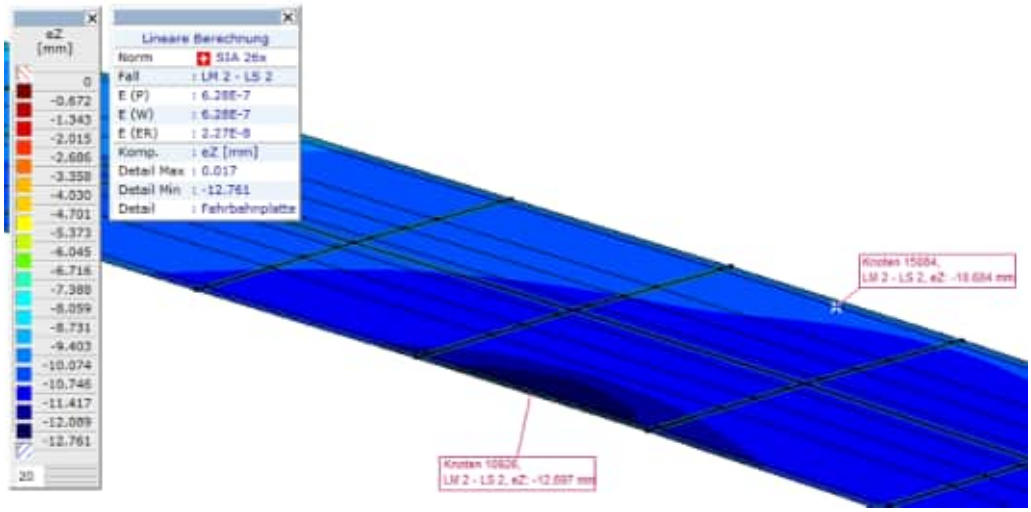
Vergleichsspannungen für LS 1



Vergleichsspannungen für LS 2

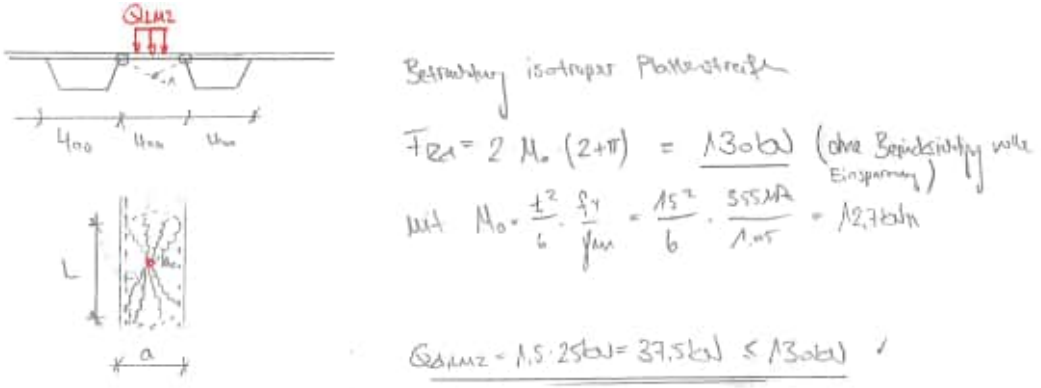


Durchbiegungen für LS 2 (nur infolge LM 2)



→ Die Verdrehung ist klein und der Überbau weist eine grosse Torsionssteifigkeit auf. Die Verformungen haben daher keinen wesentlichen Einfluss auf die Schnittgrössen des Tragwerks (keine Nachweise nach Theorie 2. Ordnung für die Längsrichtung gemäss SIA 263, Ziff. 4.2.2.2 am Schalenmodell).

Die elastisch berechneten Spannungen für LS 3 und LS4 sind untergeordnet. Ergänzende, vereinfachte Betrachtung am isotropen Plattenstreifen (konservativ mit $M_{Rd,el}$ und ohne volle Einspannung):



Fazit

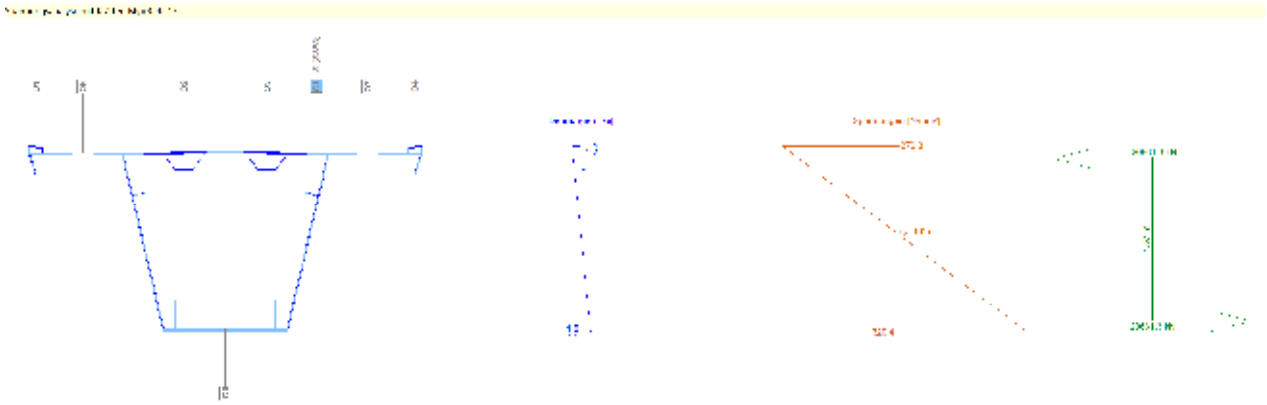
Die Fahrbahnplatte erfüllt die Anforderungen der Tragsicherheit für die lokalen Beanspruchungen infolge der Verkehrslasten LM2 aus nicht motorisiertem Verkehr.

7.3 Untere Kastenplatte

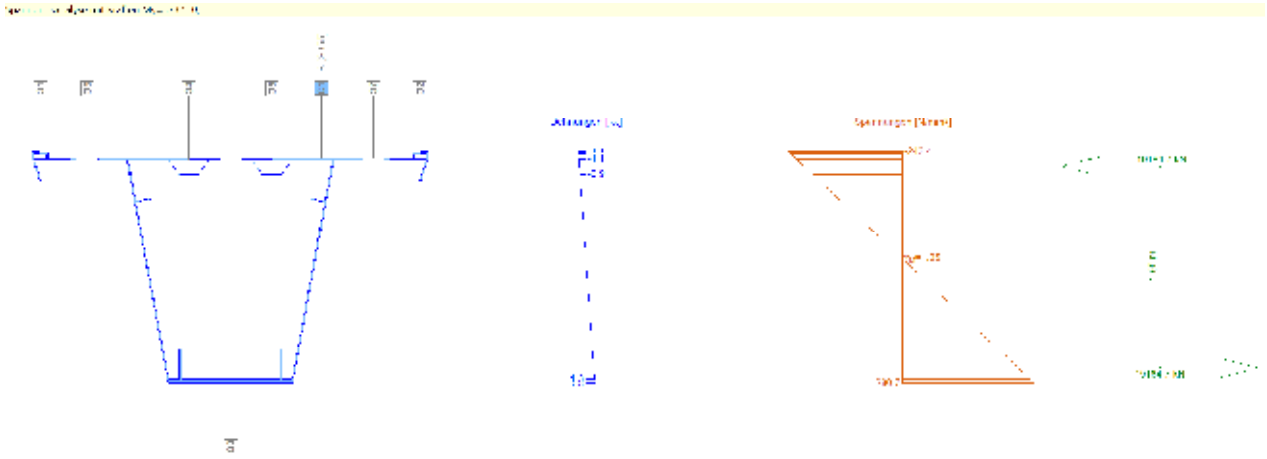
Die maximale Längszugspannung für das Gefährdungsbild «Nicht motorisierter Verkehr» beträgt für den Vollquerschnitt am unteren Plattenrand 317.6 N/mm^2 (siehe Kap. 6.2.3).

Unter Berücksichtigung des reduzierten Querschnitts gem. Kapitel 7.1 mit den effektiven Breiten der Fahrbahnplatte resultieren für die gegebenen Biegemomente gem. Kapitel 6.2.3 folgende maximalen Randspannungen.

Für Querschnitt QS 06 – bei max. Randspannung, nahe Viertelspunkt



Für Querschnitt QS 09 – Feldmitte



Somit ergibt sich für die untere Kastenplatte eine Ausnutzung von maximal 95% bzgl. der gewählten Stahlsorte S355.

7.4 Stege des Kastenträgers

Die Stege des Kastenträgers sind nach aussen geneigt angeordnet. Die Neigung variiert in Brückenlängsrichtung zwischen 18° (Auflagerbereich) und 10° (Feldmitte) zur Vertikalen (Grund: Kastenbreite oben und unten konstant, Kastenhöhe variabel).

Die Stege werden in der Brückenmitte durch Längszugspannungen infolge der Biegung des Brückenträgers beansprucht. Im Auflagerbereich werden sie primär durch Schubspannungen infolge der Quer- und Torsionskräfte beansprucht.

7.4.1 Maximale Längsspannungen in Feldmitte

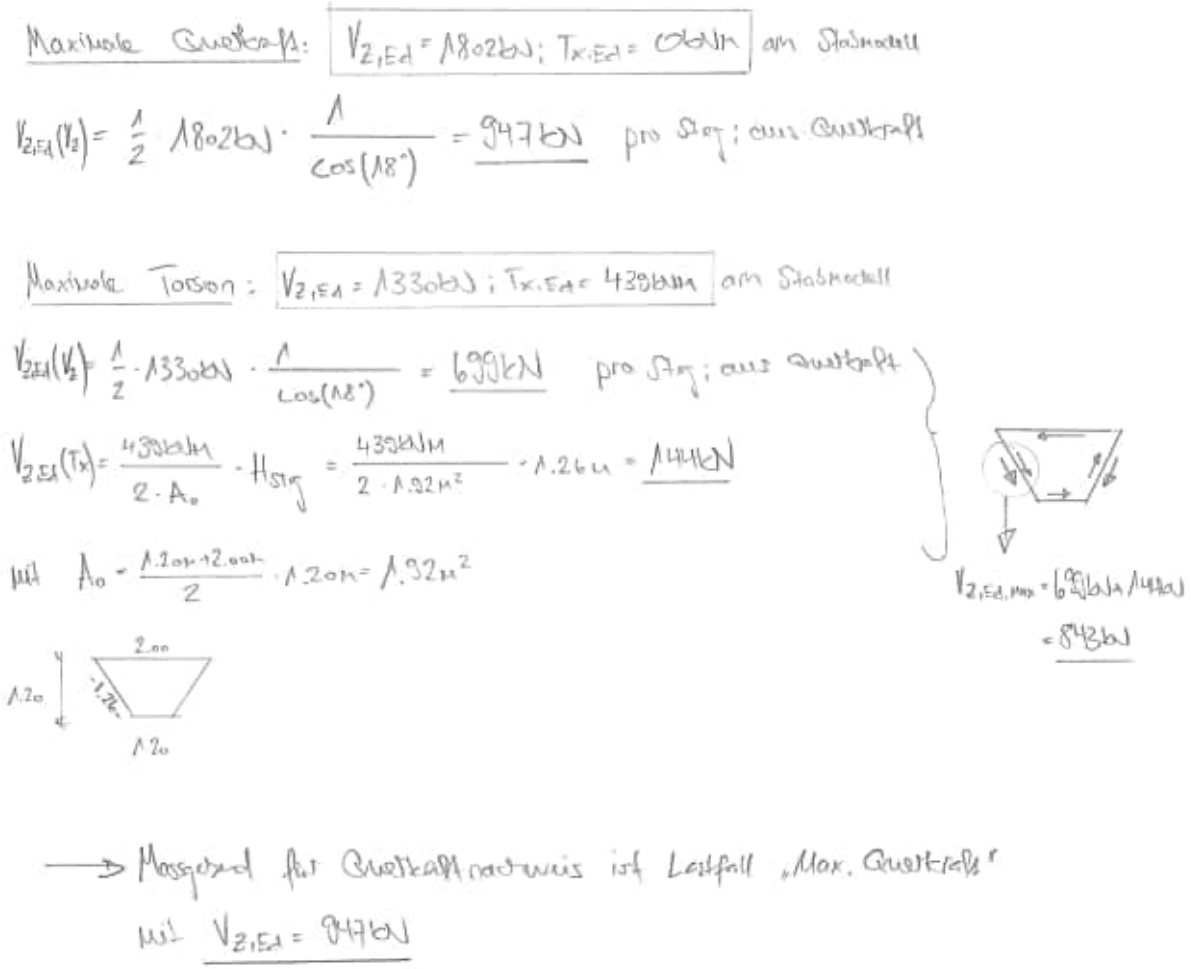
Die maximalen Längsspannungen werden eingehalten – dies sowohl am Vollquerschnitt als auch am reduzierten Querschnitt, siehe Kapitel 7.2.1 bzw. Kapitel 7.3.

7.4.2 Maximale Schubspannungen

Die Schubbeanspruchungen bei den Widerlagern werden mit den massgebenden Bemessungssituationen bzw. Laststellungen gemäss Kap. 6.2.3 ermittelt. Die Querkraft wird vollständig den geneigten Stegen zugeordnet. Der Anteil der Schubkraftabtragung über die Randträger und die Verschubrippen wird vernachlässigt.

Gemäss der Abbildung unten ist für die Ermittlung der maximalen Schubbeanspruchung die Bemessungssituation «Maximale Querkraft» gegenüber «Maximale Torsion» massgebend. Daraus folgt eine maximale elastische Schubspannung im Steg von $\tau_{xy,Ed}$ **= 75 N/mm²** < τ_{yd} = 195 N/mm².

Auf der nachfolgenden Seite wird der Schubwiderstand mit dem Modell von Basler berechnet.



Schubwiderstand

Der Schubwiderstand wird mit dem Modell von Basler ermittelt. Die kritische Verzweigungslast beträgt V_{cr} = 2898 kN (pro Steg, unter Vernachlässigung der vertikalen Rippen zwischen den Querschotten). Der Schubwiderstand ohne Verankerung der Zugfelder beträgt V_{Rd} = 2872 kN, womit die Schubkräfte sicher abgetragen werden können.

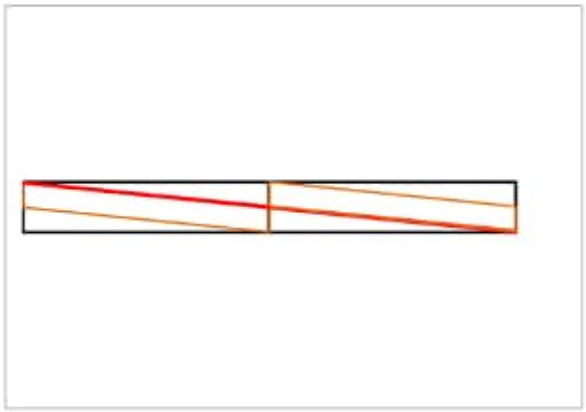
Auf eine Reduktion der Dicke der Stegbleche wird verzichtet, da ausführungsbedingt eine minimale Stärke der Bleche von 15mm gewählt wurde (Robustheit, Sichtbarkeit Schweissstellen etc.).

Schubwiderstand (Modell von Basler)

Geometrie			
h_f	1260	mm	Höhe des Schubfeldes
a	4200	mm	Länge des Schubfeldes
t_w	15	mm	

Material		
f_y	355	N/mm²
E	210000	N/mm²
τ_y	205	N/mm²
ν	0.30	-
γ_{M1}	1.05	-

Zusammenfassung			
V_{cr}	2898	kN	Verzweigungslast
$V_{Rd,1}$	2872	kN	Maximale Querkraft, ohne Verankerung der Zugfelder
$V_{Rd,2}$	3044	kN	Maximale Querkraft, falls Zugfeld verankert werden kann
F_s	124	kN	Maximale Druckkraft auf Mittelsteife
V_{Ed}	947	kN	Einwirkende Querkraft
F_s	0	kN	Druckkraft auf Mittelsteife infolge einwirkende Querkraft

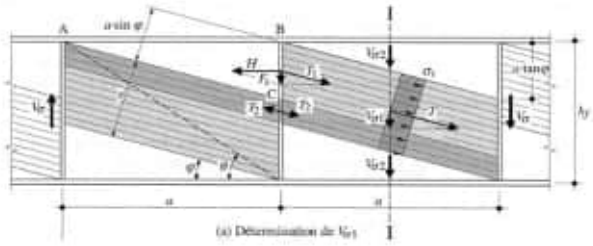


Verzweigungsspannung

α	3.33	-	Seitenverhältnis
k_τ	5.70	-	Schubbeulwert
τ_{cr}	153.3	N/mm²	Kritische Schubspannung
V_{cr}	2898	kN	Verzweigungslast

Überkritischen Bereich, ohne Verankerung der Zugfelder

$V_{Rd,pl}$	3689	kN	Plastischer Widerstand
V_{Rd}	2872	kN	Maximale Querkraft, ohne Verankerung der Zugfelder



Auf eine Überlagerung der Längs- und Schubspannungen wird verzichtet (max. Längsspannung in Brückenmitte, wobei Schubspannung minimal; max. Schubspannung im Auflagerbereich, wobei Längsspannung minimal).

7.4.3 Gefährdungsbild «Anprall von Strassenfahrzeugen» an Steg

Nachfolgend wird der frontale Anprall von Strassenfahrzeugen an den Steg der Kastenplatte des Brückenüberbaus gemäss den aussergewöhnlichen Einwirkungen in Kap. 3.3.2 überprüft.

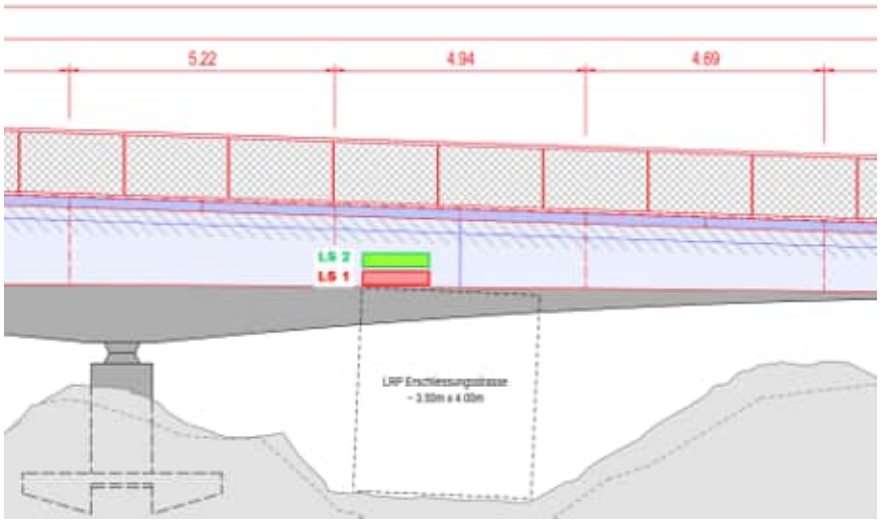
Am globalen System sind die Schnittkräfte infolge Anprall bzw. die daraus resultierenden Spannungen nicht massgebend, siehe Kapitel 6.2.3. Jedoch ist das lokale Tragverhalten im Bereich der Anprallstelle zu untersuchen. Für die Lagerbemessung (Festlager in Brücken-Querrichtung) ist der Anprall von Strassenfahrzeugen ebenfalls zu berücksichtigen, siehe Kapitel 8.1.2.

Die Anprallkraft $Q_{0hd,x}$ = 500kN ist in horizontaler Richtung anzunehmen und auf einer rechteckigen Fläche mit einer Höhe von 0.4m und einer Breite von 1.50m gleichmässig zu verteilen. Es werden die beiden unten dargestellten Laststellungen untersucht. Bei beiden Laststellungen greift die Anprallkraft mittig zwischen den Querschotten / Versteifungsrippen an. Bei Laststellung LS 1 unmittelbar oberhalb der unteren Kastenplatte, vgl. Kapitel 3.3.2 – bei Laststellung LS 2 zentrisch im Stegfeld (sehr ungünstiger Fall).

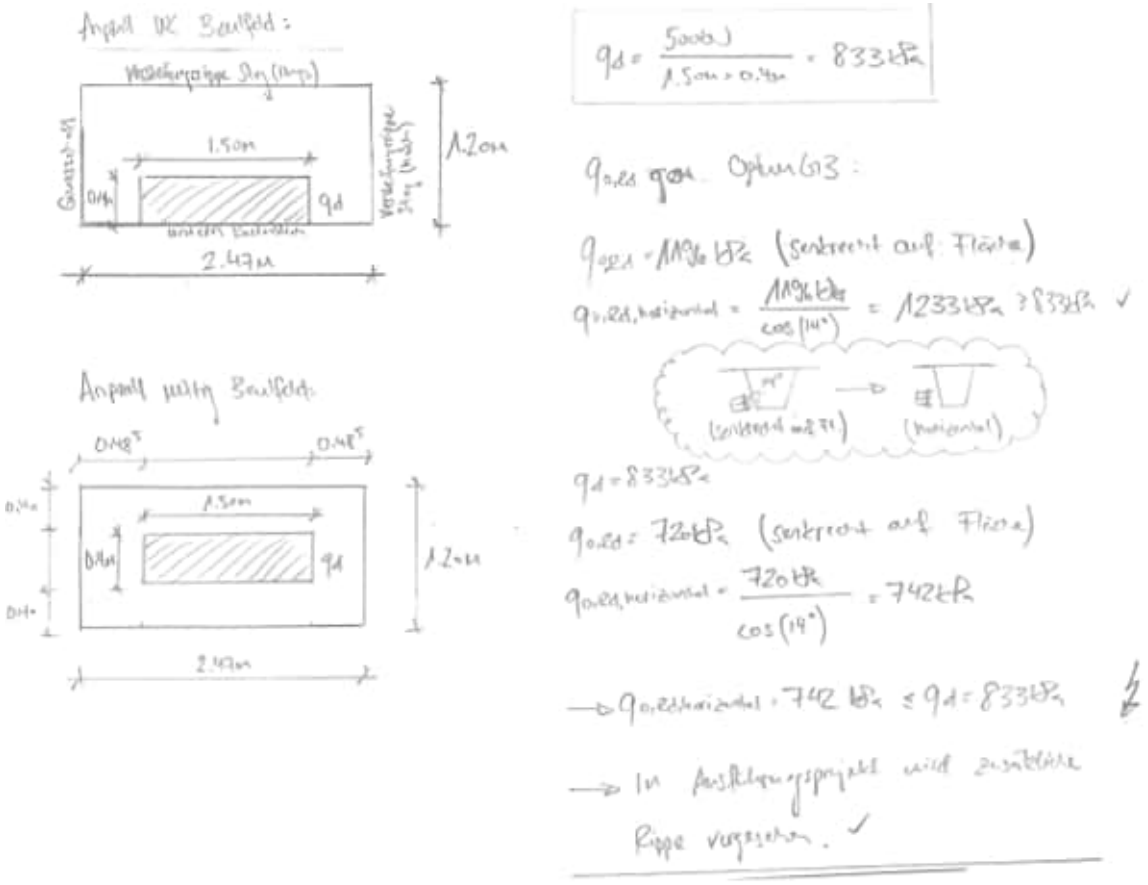
Traglastberechnung

E_d = E {1.00EG + 1.00AL + 1.00 Anprall}

Der Nachweis wird für das Stegfeld, das sich im Bereich der unteren Emmengasse befindet (siehe Bild unten) geführt. Das Stegfeld weist Abmessungen von ca. 2.47m x 1.20m (b x h) auf – dies unter Berücksichtigung der vertikalen und horizontalen Versteifungsrippen (blau dargestellt in Skizze unten).



Die Berechnung erfolgt mit Hilfe der Software OptumG3. In OptumG3 kann ein oberer und unterer Grenzwert der Traglast berechnet werden. Die Berechnung liefert aufgrund der gewählten Randbedingungen (u.a. Netzgrösse und -verfeinerung) für den unteren und oberen Grenzwert dieselbe Traglast, womit für dieses Modell die «exakte» Lösung des Grenzwerts gefunden werden kann. Das Ergebnis wird mit Hilfe einer Handrechnung (Fliessgelenklinienmethode) plausibilisiert – auf eine Dokumentation der Handrechnung wird verzichtet.



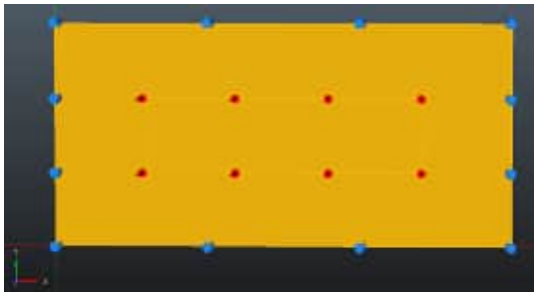
Zugehörige OptumG3 – Auszüge für LS 01:

Material	
Name	Stahl S355 - Emmequerung
Material Model	Shell
Color	click to change
Reducible Strength	Yes
Model Parameters	
Model	Elastoplastic
Young's Modulus, E (MPa)	2.1E+05
Poisson's Ratio, v	0.3
Moment of Inertia, I (m⁴/m)	2.813E-07
Yield Condition	Mises
Yield Moment, m_0 (kNm/m)	19
Yield Strength, σ_0 (MPa)	338
Sectional Area, A (m²/m)	0.015
Density, ρ (kg/m³)	7850

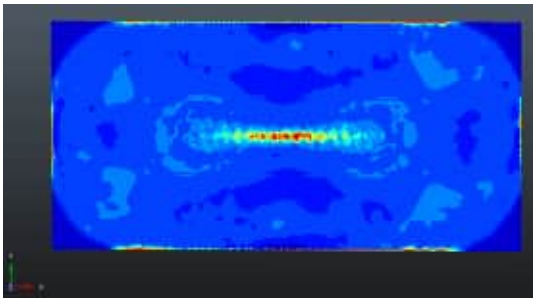
Multiplier Distributed Load	
Coordinate System	Global
Option	Multiplier
X (kN/m²)	0
Y (kN/m²)	0
Z (kN/m²)	-1

Properties	
Plate BC	
Coordinate System	Global
X-displacement	Fixed
Y-displacement	Fixed
Z-displacement	Fixed
Rotation	Fixed

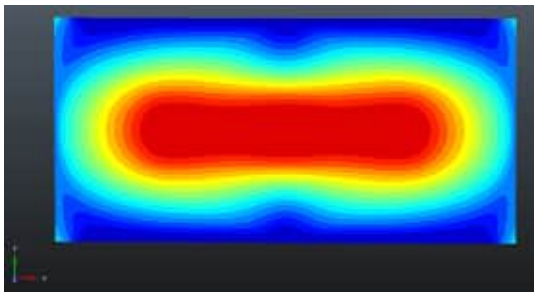
Plattenmodell allseitig eingespannt entlang der Ränder und Flächenlast auf Teilfläche 1.50x0.40m



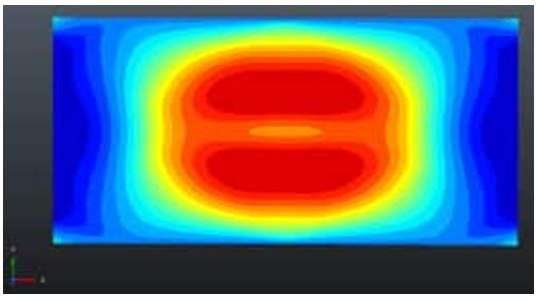
Dissipation



Exemplarische Darstellung von myy



Exemplarische Darstellung von mxx



Für die definierte Einheitslast von q=1kN/m² folgt mit der Traglastberechnung ein «Load-Multiplier» Faktor von 720. D.h. die ermittelte Traglast liegt bei q_u = 720kN/m².

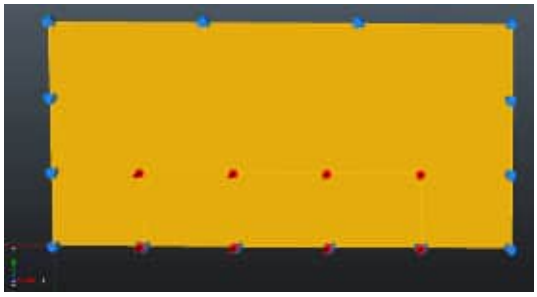
Zugehörige OptumG3 – Auszüge für LS 02:

Material	
Name	Stahl S355 - Emmequerung
Material Model	Shell
Color	click to change
Reducible Strength	Yes
Model Parameters	
Model	Elastoplastic
Young's Modulus, E (MPa)	2.1E+05
Poisson's Ratio, v	0.3
Moment of Inertia, I (m⁴/m)	2.813E-07
Yield Condition	Mises
Yield Moment, m_0 (kNm/m)	19
Yield Strength, σ_0 (MPa)	338
Sectional Area, A (m²/m)	0.015
Density, ρ (kg/m³)	7850

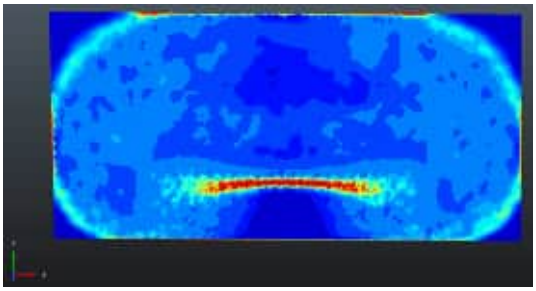
Multiplier Distributed Load	
Coordinate System	Global
Option	Multiplier
X (kN/m²)	0
Y (kN/m²)	0
Z (kN/m²)	-1

Properties	
Plate BC	
Coordinate System	Global
X-displacement	Fixed
Y-displacement	Fixed
Z-displacement	Fixed
Rotation	Fixed

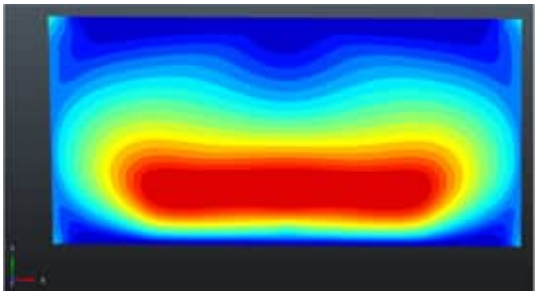
Plattenmodell allseitig eingespannt entlang der Ränder und Flächenlast auf Teilfläche 1.50x0.40m



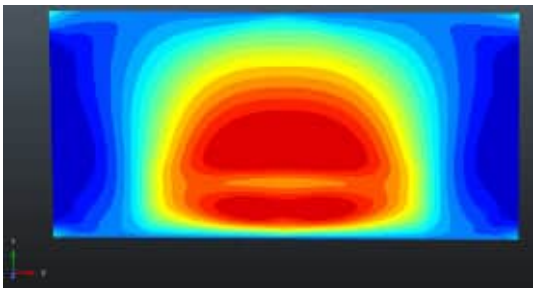
Dissipation



Exemplarische Darstellung von myy



Exemplarische Darstellung von mxx



Für die definierte Einheitslast von q=1kN/m² folgt mit der Traglastberechnung ein «Load-Multiplier» Faktor von 1’196. D.h. die ermittelte Traglast liegt bei q_u = 1’196kN/m².

Fazit

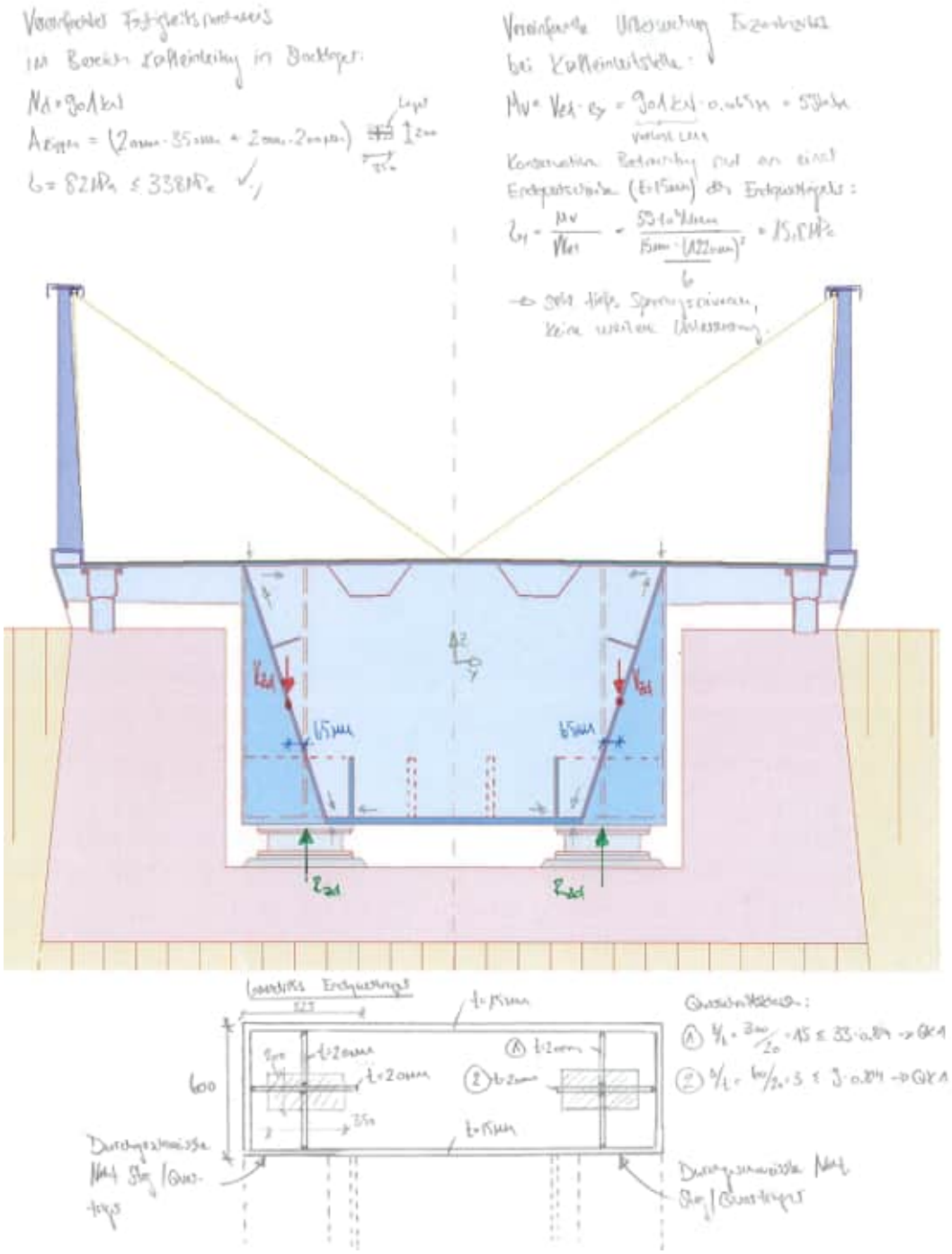
Der Nachweis für die aussergewöhnliche Bemessungssituation des frontalen Anpralls von Strassenfahrzeugen an den Steg der Kastenplatte kann für die Laststellung 1 erbracht werden. Für die Laststellung 2 resultiert ein Tragsicherheitsdefizit von rund 11% (Erfüllungsgrad 0.89).

Im Rahmen des Ausführungsprojekts werden die Trägerstege im Bereich der unteren Emmengasse entsprechend noch mit zusätzlichen Versteifungsrippen verstärkt, damit die Tragsicherheit gewährleistet ist und die Robustheit verbessert wird.

7.5 Endquerträger

Der Endquerträger wird als steifer Endquerkasten mit zusätzlichen Voll- und Teilrippen im Bereich der Elastomerblocklager gem. untenstehender Skizze ausgeführt.

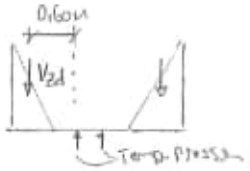
Die Querkräfte aus dem Brückenüberbau werden über die beiden geneigten Stege in den Endquerträger eingeleitet (durchgeschweisste Naht). Die maximalen Schubspannungen betragen gem. Kapitel 7.4.2 rund 75 MPa. Infolge der Exzentrizität von 6.5cm zwischen dem Verbindungsschwerpunkt (Steg – Endquerträger) und dem Auflager resultiert ein Versatzmoment. Dieses verursacht jedoch nur sehr kleine Biegespannungen im Endquerträger, siehe vereinfachte Betrachtung unten in der Skizze. Alle Elemente im Bereich der Krafteinleitung sind der Querschnittsklasse QK 3 oder höher (QK 2, QK 1) zuzuordnen. Der vereinfachte Festigkeitsnachweis im Bereich der Krafteinleitung ist erfüllt.



Damit auch für den geplanten Absenkvorgang nach dem Verschub sowie für künftige Lagerwechsel eine einwandfreie Krafteinleitung gewährleistet ist, werden im Endquerträger zwei zusätzliche Rippen vorgesehen (zwischen Verschubrippen, siehe Skizze oben). Für diese zusätzliche Belastungssituation werden ergänzende Untersuchungen gemacht, siehe nachfolgende Berechnungen. Es kann mittels einfachen Handrechnungen gezeigt werden, dass die Tragsicherheit gewährleistet ist.

Für Lagerwechsel / Absenkvorgang gilt:

$E_d \{1.35\ EG + 1.35\ AL\}$



→ $R_{zd} = 471kN = V_{zd}$ (für Endquerträger)

→ $e_y = 0.60m$ (zwischen Position temporäre Presse & SP Steg)

→ $M_V = 471kN \cdot 0.60m = 282.6kNm$

Vereinfachter Nachweis

$V_{Rd,sl} = \frac{1 \cdot 1220mm \cdot 15mm \cdot 355MPa}{1.5 \cdot 1.05 \cdot \sqrt{3}} = 2381kN > 471kN \rightarrow i.O.$

(1 ← konservativ, nur eine Endquerscheibe, nicht ganzen Kasten; $\sqrt{3}$ ← el. Verteilung Schubsp.)

$> 2.471kN \rightarrow$ keine M-V-Interaktion

Resultierende Biegespannung:

$\sigma_y = \frac{M_V}{W_{el}} = \frac{282.6 \cdot 10^6 Nmm}{\frac{15mm \cdot (1220mm)^2}{6}} = 76MPa < 338MPa \rightarrow i.O.$

Tragsicherheitsnachweis Krafteinleitung Rippe:

$A_{Rippe} = 20mm \times 200mm = 4000mm^2$ ← Am Pressen-Ø

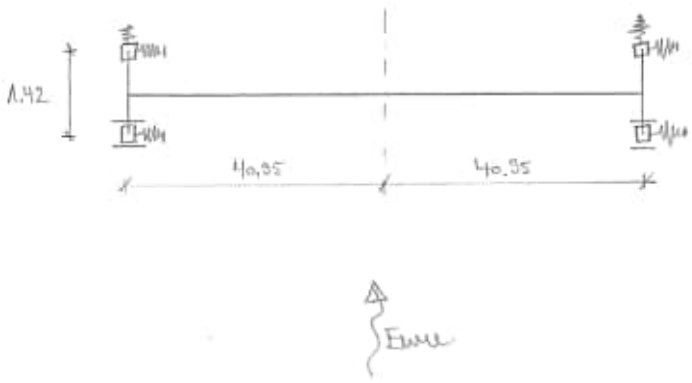
$\sigma = 471 \cdot 10^3 N / 4000mm^2 = 118MPa \leq 338MPa \rightarrow i.O.$

8 Tragsicherheit – Brückenunterbau

8.1 Widerlager und Fundationen

8.1.1 Lagerungskonzept

Das Lagerungskonzept ist in Kapitel 1.3 erläutert. Der Brückenüberbau ist als einfacher Balken gelagert. Damit die Verformungen infolge Temperatur symmetrisch verteilt sind, wird die Brücke auf Elastomer-Verformungslager gelagert. In Brückenquerrichtung ist der Überbau mittels einer Seitenführung je Widerlager gehalten.



Legende:

□ Elastomerblocklager

▯ Seitlich geführte Elastomerblocklager

Federsteifigkeiten & Abmessungen:

- Elastomerlager Typ C (REBAG)
- 2 Stück à 350mm × 82mm
- k_z = 627'600 kN/m'
- k_x/k_y = 1'580 kN/m'

wobei k_y = ∞ wegen seitlicher Führung

8.1.2 Lagerkräfte

Vertikal

Ständige Lasten R_z [kN]

E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL}



$$R_z = \frac{698kN}{2} = 349kN$$

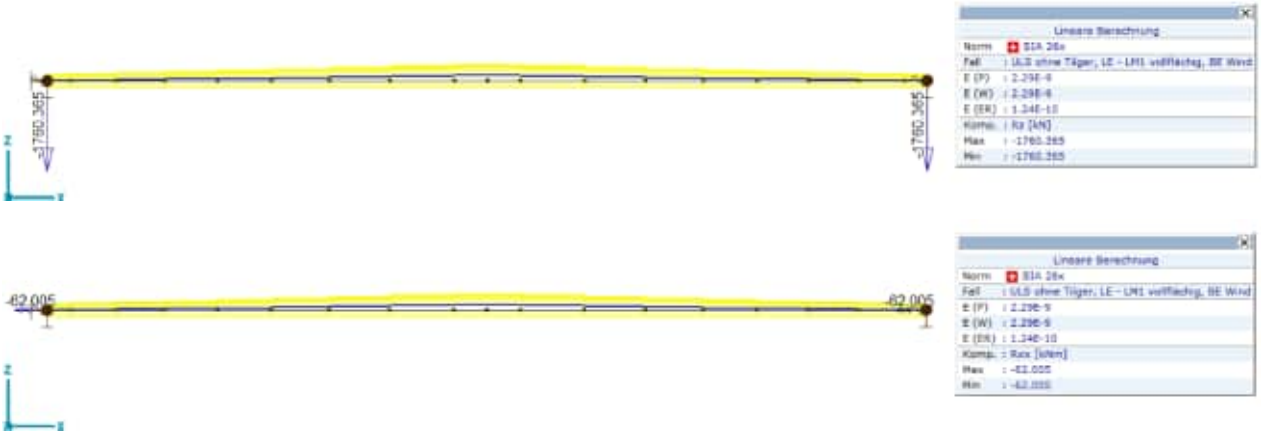
ULS R_z [kN]

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 vollflächig}



$$R_z = \frac{1802kN}{2} = 901kN$$

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 vollflächig + 0.60 Wind}



$R_z = \frac{1760kN}{2} \pm \frac{62kNm}{1.42m} = 880kN \pm 437kN \rightarrow$ Max: 923.7kN
Min: 836.3kN

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 halbseitig + 0.60 Wind}



E_d {1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 halbseitig + 0.60 Wind}

$R_z = \frac{1330kN}{2} \pm \frac{439kNm}{1.42m} \pm \frac{67kN \cdot 0.71m}{1.42m} =$ → Max. 1007.5kN
→ Min. 322.5kN

665kN ± 309kN ± 33.5kN
aus Torsion aus $V_y \cdot e_z$

konservativ: $\gamma_{G,inf}$ = 0.8

Mit ständigen Lasten als günstig wirkend ($\gamma_{G,inf}$ = 0.8) folgt:

$R_{z,min} = \frac{946.5kN}{2} - 309kN - 33.5kN = 131kN > 0kN$ i.O.

→ Für max. vertikale Lagerkraft massgebend (aufgrund grosser Torsionsbeanspruchung)

→ $R_{z,max}$ = 1007.5kN

Horizontal

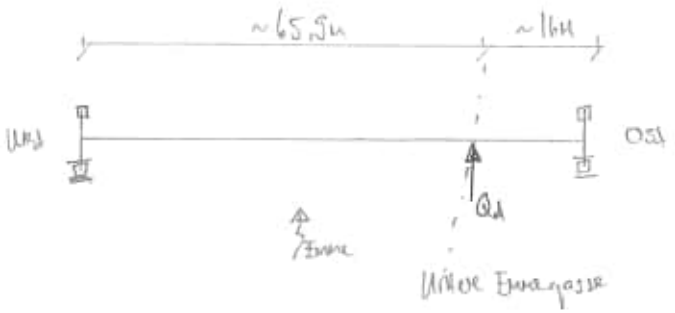
ULS R_y [kN]

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 Wind}



Wie in Kapitel 3.2.2 bzw. 3.3.3 ersichtlich ist, ist der Wind gegenüber Erdbeben massgebend.

E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL + Anprall}



$$R_{y,max,ost} = \frac{Qd \cdot 65.3m}{81.9m} = \frac{500kN \cdot 65.3m}{81.9m}$$

$$R_{y,max,ost} = 402kN$$

→ Kraftabtrag über Seitenführung der Elastomerlager (Stahl-Stahl-Verbindung); Detailbemessung im Rahmen des Ausführungsprojekts.

ULS R_x [kN]

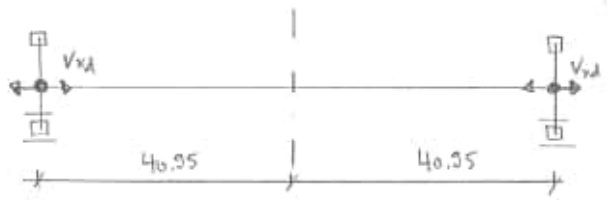
E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 vollflächig}

$R_x = 1.50 * (0.10* q_{k,LM1}*3.5m * 81.9m / 4 Lager) = 43kN$

→ Kraftabtrag über Elastomerlager, abschliessender Nachweis im Rahmen des Ausführungsprojekts (sobald definitive Lager bekannt sind).

8.1.3 Nachweise der Brückenlager

Temperatur



$V_{xd} = \gamma_Q \cdot \Delta T \cdot \alpha \cdot L$

$V_{xd} = 1.50 \cdot 30°C \cdot 10^{-5} \cdot 40.35m$

$V_{xd} = \pm 19mm$

→ Lieferangabe HEBAG i.O. ✓

Erdbeben

Im Erdbebenfall müssen die Lager in Längsrichtung folgende Verformung aufnehmen können:

$Q_{dA,Erdbeben} = 209kN$ (siehe Kapitel „Ausserplan. Einwirkungen")

$V_{sd} = \frac{Q_{dA,Erdbeben}}{4 \times k_x} = \frac{209kN}{4 \cdot 1580kN/m'} = 33mm$ → muss nicht zwingend aufgenommen werden können, da die Abflussicherheit gewährleistet ist

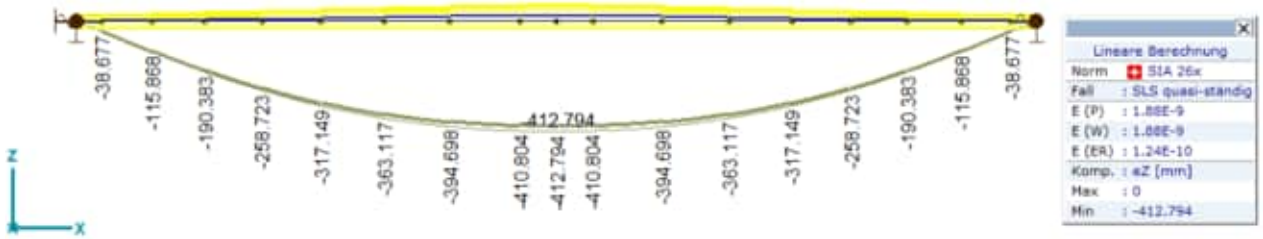
k_x: Steifigkeit pro Lager

Schiefstellung infolge Verformung

Ständige Lasten

E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL}

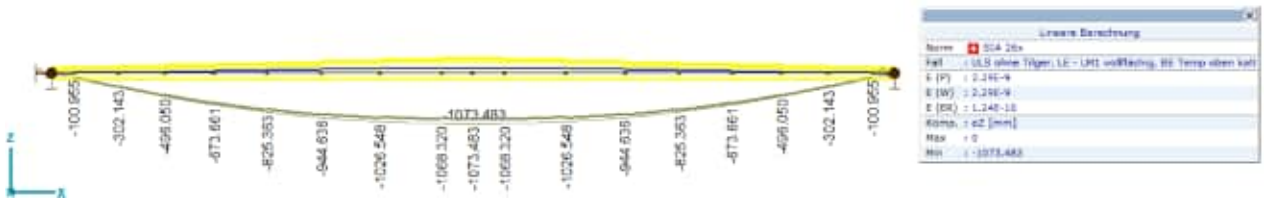
Durchbiegungen e_z [mm]



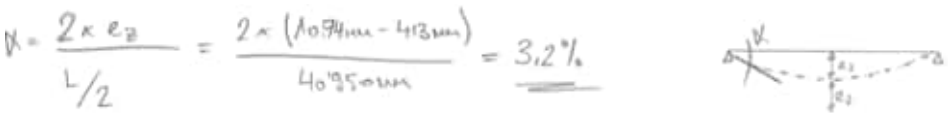
Lastfall Volllast durch Nutzung Langsamverkehr *(bei halbseitiger Last kleinere Schiefstellung)*

E_d = E{1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1 vollflächig + 0.6 Temperatur}

Durchbiegungen e_z [mm]

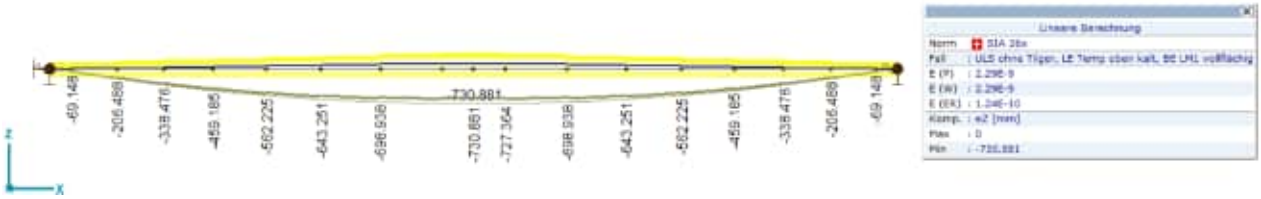


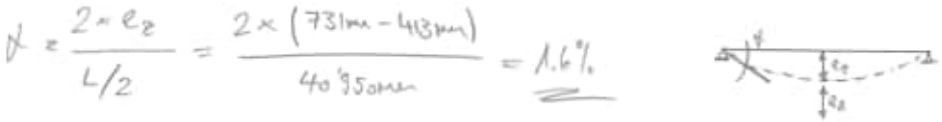
→ Die Schiefstellung ergibt sich aus der Differenz der Verformungen, da die Lager unter ständigen Lasten eingebaut werden:



Lastfall Temperatur

Ed = E {1.35 EG + 1.35 AL + 1.5 Temperatur + 0.4 LM1}





Massgebende Lastkombinationen

Lastfall Ständige Lasten Ed = E {1.0 EG + 1.0 AL}

Auflagerkraft Rz = 349 kN

Längsverschiebung vxy = 0 mm

Auflagerdrehwinkel α = 0 %

Lastfall Temperatur Ed = E {1.35 EG + 1.35 AL + 1.5 Temperatur + 0.4 LM1 vollflächig}

Auflagerkraft Rz = 586 kN

Längsverschiebung vxy = 19 mm

Auflagerdrehwinkel α = 1.6 %

Lastfall ULS Ed = E {1.35 EG + 1.35 AL + 1.5 LM1 vollflächig + 0.6 Temperatur}

Auflagerkraft Rz = 901 kN

Längsverschiebung vxy = 8 mm

Auflagerdrehwinkel α = 3.2 %

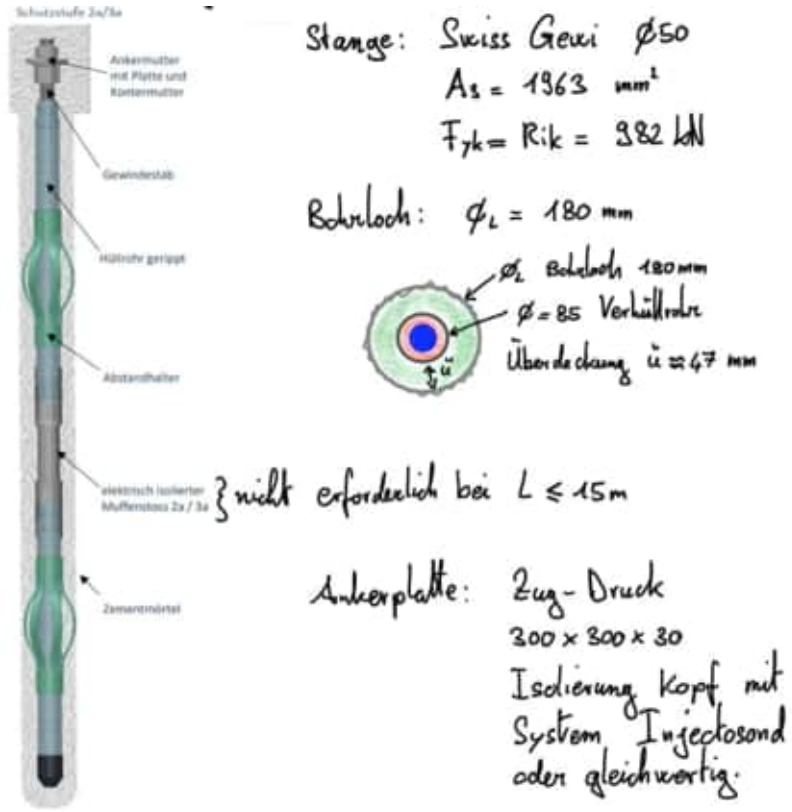
Das in Kapitel 1.3 angegebene Lager der Firma HEBAG erfüllt gem. Herstellerangabe die Anforderungen. Im Rahmen des Ausführungsprojekts ist dies nach der Festlegung der definitiven Lager noch einmal zu kontrollieren / verifizieren.

8.1.4 Nachweise der Widerlager und Fundationen

Die Kräfte werden über Mikropfähle in den Baugrund eingeleitet und abgetragen. Für die Bemessung wird der Anteil der Lastabtragung über die Bettung der Fundamentsohle vernachlässigt und nicht berücksichtigt (konservative Betrachtung).

Bemessung der Mikropfahlfundation

Die Mikropfähle werden mit der Schutzstufe 3a gemäss Norm SIA 267 ausgeführt. Da die Länge der Mikropfähle mit ca. 13m kurz ist, können diese ohne Kupplungen ausgeführt werden. Die Pfahlköpfe sind elektrisch isoliert auszuführen.



Innerer Tragwiderstand

Die Lasten werden über Mikropfähle (Swiss-Gewi, ø50mm, verrohrte Bohrung ø180mm, Schutzstufe 3a) in den Baugrund abgetragen.

Die Bemessung der Widerstände der Mikropfähle erfolgt gemäss der Norm SIA 267.

Die innere Tragfähigkeit beträgt **$R_{i,d}$ = 683kN**

$$R_{i,d} = 0.80 \cdot F_{cd} = 0.80 \cdot \frac{F_{ck}}{1.15}$$

$$R_{i,d} = 0.80 \cdot \frac{982}{1.15} = 683\,kN$$

Äusserer Tragwiderstand

Die äussere axiale Tragfähigkeit wird aufgrund der Angaben des geologischen Berichts (siehe Kapitel 1.4) und als Vergleich mit den Grenzlasten gemäss Grundbau-Taschenbuch Teil 2 berechnet.

Aufgrund der Angaben des geologischen Berichts folgt.

Äusser axiale Tragfähigkeit

$R_{zd} = \frac{\eta_2 \cdot R_{zk}}{\gamma_{Rd}}$ mit $\eta_2 = 0.70$; $\gamma_{Rd} = 1.20$ (Pfahl) bzw. 1.60 (Zug)

Druckpfahle

Grenzt Molddichtig ges. gel. Bereich

$\eta_s = 200\ kN/m^2$

$A = o.\pi \cdot \pi = 0.126\ m^2$

$r_{zk} = 0.126\ m^2 \cdot 200\ kN/m^2 = 112\ kN/m'$

Effektive Länge der Krafteinleitung für $R_{zd} = R_{id}$

$\rightarrow R_{zd} = 687\ kN = \frac{0.70 \cdot 112\ kN/m \cdot L}{1.30}$

$\rightarrow$ daraus folgt $L = 11.3\ m$

Mit den Grenzlasten gemäss Grundbau-Taschenbuch Teil 2 folgt.

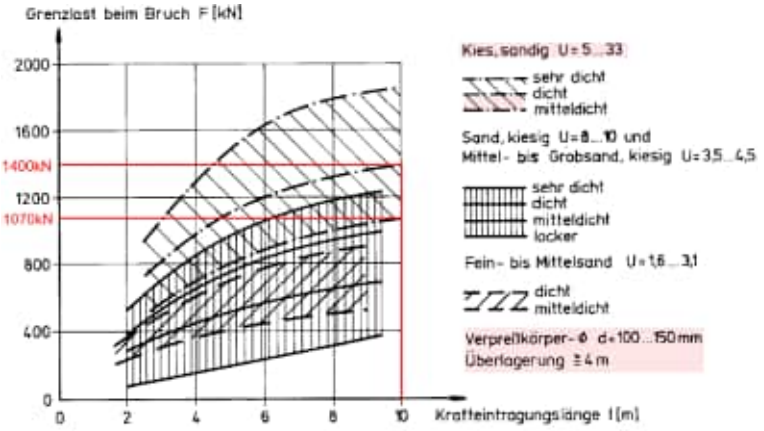


Bild 34. Grenzlast von Ankern in nichtbindigen Böden (nach *Ostermayer* [16])

Krafteinleitungslänge $L = 10\ m$

Untere Grenze mitteldicht gelagerte Böden $F_{1k} = 1070\ kN = R_{zk} \rightarrow r_{zk} = 107\ kN/m'$

Vergleichbar mit Angabe Geotest für Druckpfahle

Äussere axiale Tragfähigkeit

$R_{zd} = \frac{\eta_2 \cdot R_{zk}}{\gamma_{Rd}}$ mit $\eta_2 = 0.70$

Druckpfahle: $\gamma_{Rd} = 1.20 \rightarrow R_{zd} = \frac{0.70 \cdot 1070}{1.20} = 625\ kN$

Zugpfahle: $\gamma_{Rd} = 1.60 \rightarrow R_{zd} = \frac{0.70 \cdot 107}{1.60} = 468\ kN$

Kräfte auf Mikropfähle

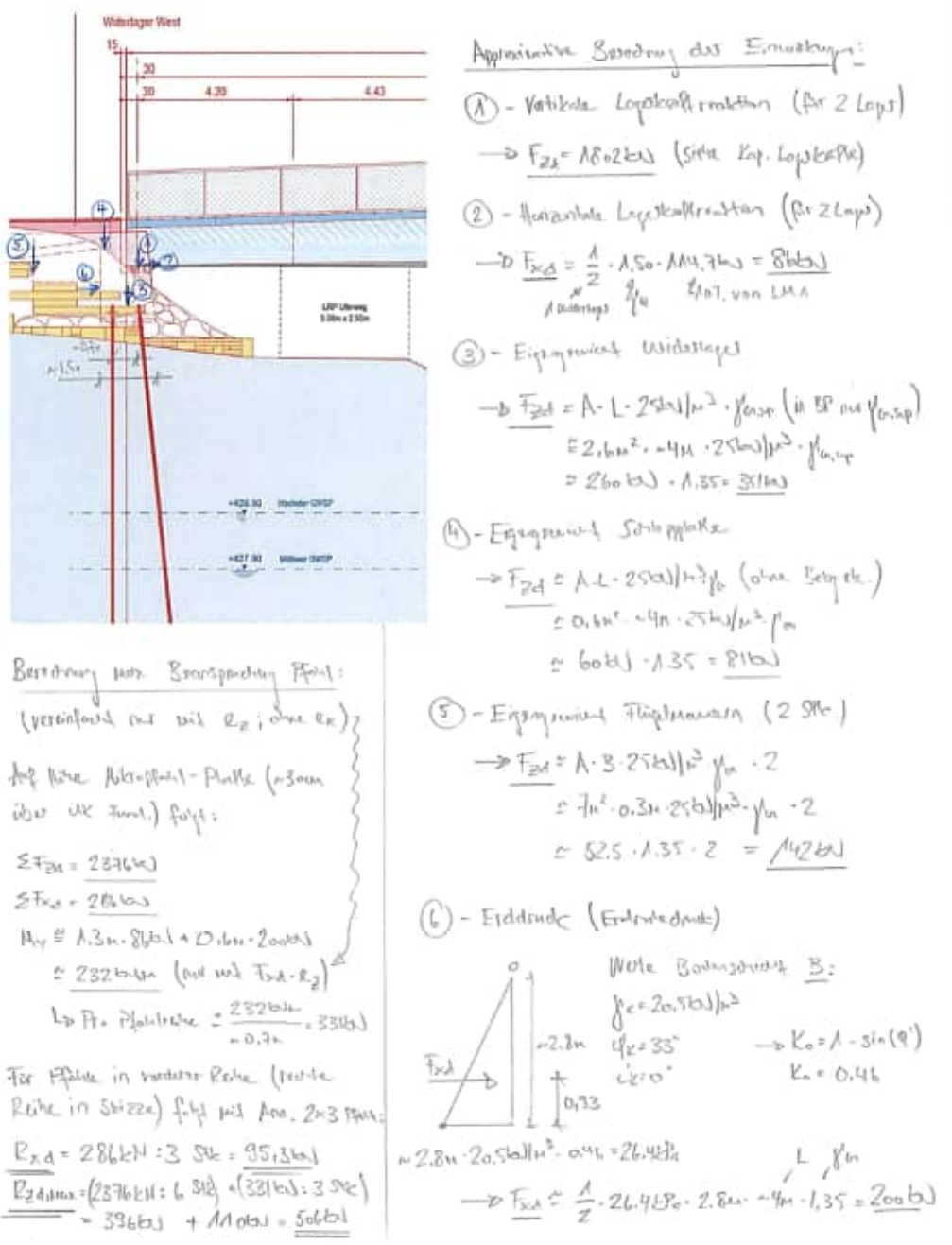
Im Bauprojekt werden für die Bemessung der Mikropfahlfundation folgende Gefährdungsbilder betrachtet:

- GB «Nicht motorisierter Verkehr LM1»

Es wird vereinfacht angenommen, dass sämtliche Kräfte über die Mikropfähle in den Baugrund eingeleitet werden, inkl. dem Eigengewicht des Widerlagers sowie den daran angehängten Bauteilen (Flügelmauern, Schleppplatte). Der Anteil der Lastabtragung über die Bettung der Fundamentsohle wird vernachlässigt. Die Lagerkräfte aus dem Überbau können Kapitel 8.1.2 entnommen werden. Die vertikalen Anteile des Erddrucks aus der Hinterfüllung werden vernachlässigt. Ebenso wird der Erddurck infolge der Langsamverkehrslasten auf der Strasse vernachlässigt.

Die detaillierte Bemessung sowie die Betrachtung der übrigen Gefährdungsbilder erfolgt im Ausführungsprojekt. Dies gilt auch für die Bemessung der Bewehrung des Widerlagers.

GB «Nicht motorisierter Verkehr LM1»
E_d = E{1.35EG + 1.35AL + 1.35 Erddruck + 1.50 LM1}



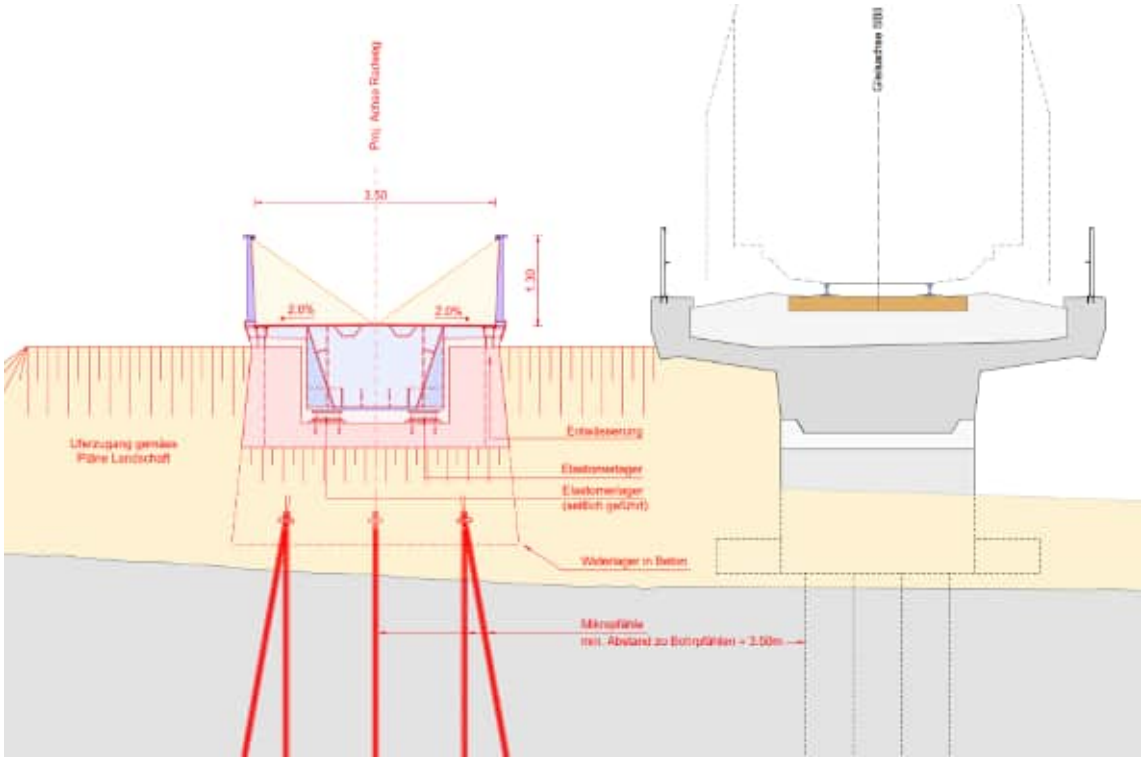
Fazit zu Mikropfählen

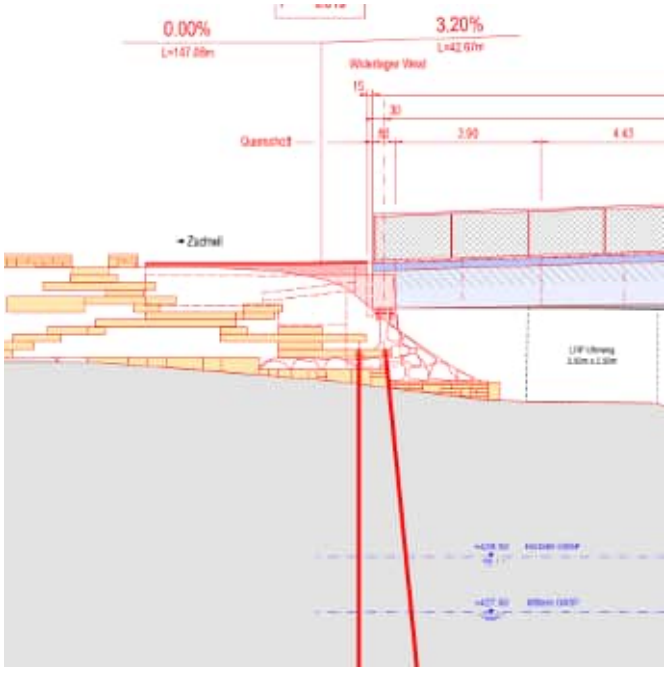
Es ergibt sich eine maximale Kraft für den höchstbelasteten Mikropfahl auf der Vorderseite des Widerlagers von ca. 506kN.

Mit einer Krafteinleitungslänge von 11.3 m (in Schicht C, ab Horizont UK Bahndamm) ergibt sich gemäss der vorangegangenen Berechnung ein Widerstand des Mikropfahls von $R_{id} = R_{ad} = 683kN$.

Die Länge der Mikropfähle wird mit L=13m gewählt, womit ein ausreichend grosser Tragwiderstand resultiert.

Die gewählte Anordnung und Neigung der Mikropfähle ist nachfolgend dargestellt.





Erdbeben

Bei schwimmender Lagerung:

$$b_2 \geq b_{min} + \left(1.3 + \frac{2 \cdot \ell}{\ell_g}\right) \cdot u_{gd} + d_{ca} + \psi_2 \cdot d_T \leq b_{min} + 3.3 \cdot u_{gd} + d_{ca} + \psi_2 \cdot d_T$$

$\ell = 40.95\,m$ $(L/2)$

$\ell_g = 400\,m$ (Tab. 24, SIA 261)

$b_{min} = 0.3\,m$ (für Fussgängerbrücken)

$u_{gd} = 0.05 \cdot f_I \cdot a_{gd} \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$

$= 0.05 \cdot 1.00 \cdot 0.8\,m/s^2 \cdot 1.45 \cdot 0.45 \cdot 2.05$

$= 0.0464\,m$

$b_2 \geq \left(0.3 + 1.505 \cdot 0.0464\,m + d_{ca} + 0.5 \cdot 0.013\,m\right) \leq$ (keine Langzeitverf., Temp.)

$= 0.379\,m$

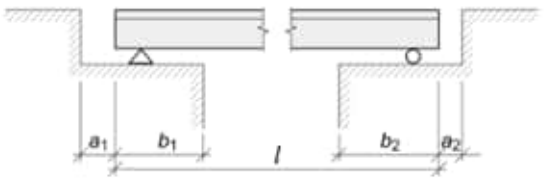
$0.3 + 3.3 \cdot 0.0464\,m + 0 + 0.5 \cdot 0.013\,m$

$= 0.463\,m$

→ somit zu erfüllen: $b_2 \geq 0.379\,m$

$b_2 = 0.6\,m \geq 0.379\,m$ ✓

Figur 19 Mindestabmessungen der Auflagerbereiche zur Absturzsicherung von Brückenträgern

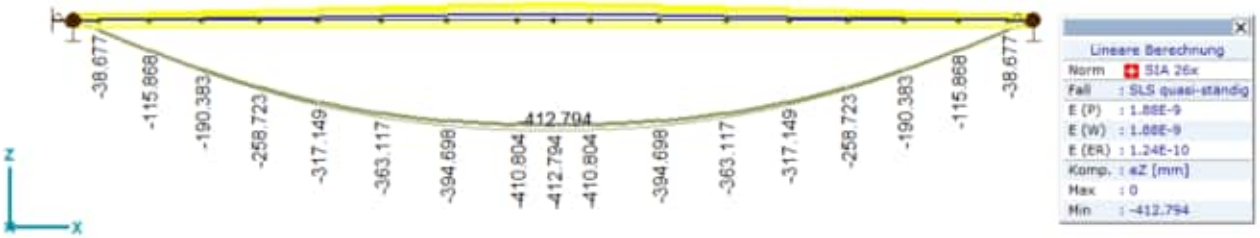


9 Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

9.1 Funktionstüchtigkeit

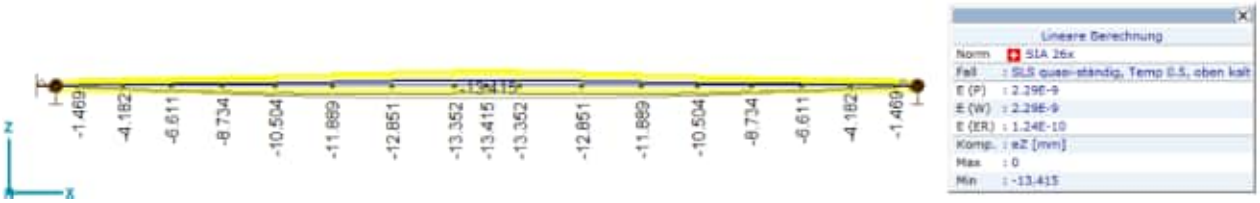
GZ: quasi-ständig E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL} – ohne Temperatur

Durchbiegungen e_z [mm]



GZ: quasi-ständig E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL + 0.50 Temperatur} – mit Temperatur (oben kalt)

Durchbiegungen e_z [mm]



$w_{zul} \leq L/700$: Durchbiegung nach Abzug einer allfälligen Überhöhung

Der Brückenüberbau ist bei der Herstellung parabelförmig mit einem Stich u = 413 mm (L/u = 198) in Brückenmitte zu überhöhen. Damit ist der Nachweis der Funktionstüchtigkeit nicht massgebend für die Bemessung des Brückenüberbaus.

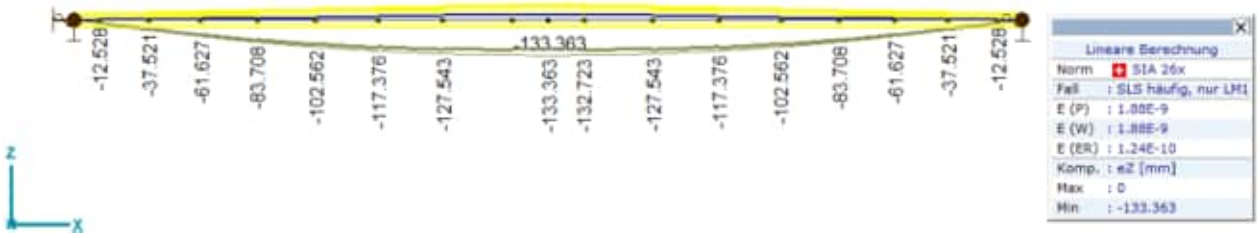
w_{max} = 13.5 mm ≤ w_{zul} = L/700 = 117 mm

9.2 Komfort

GZ: häufig E_d = {0.4 LM1}

$w_{zul} \leq L/600$: Durchbiegung infolge Lastmodell 1

Durchbiegungen e_z [mm]



w_{max} = 134 mm ≤ w_{zul} = L/600 = 136.5 mm

9.3 Aussehen

GZ: quasi-ständig E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL + 0.50 Temperatur}

$w_{zul} \leq L/700$: Durchbiegung nach Abzug einer allfälligen Überhöhung

Analog zum Nachweis der Funktionstüchtigkeit - ist nicht massgebend für die Bemessung des Brückenüberbaus.

10 Dynamische Berechnungen – Brückenüberbau

10.1 Übersicht

In diesem Abschnitt wird das Schwingverhalten der Brücke für Schwingungen, welche durch Personen induziert werden, untersucht. Die Einwirkungsmodelle für personeninduzierte Schwingungen entsprechen jenen der Norm prEN 1991-2 [3] und sind in Kapitel 4.3 beschrieben.

Grenzwerte

Die Komfortkriterien für die Beschleunigungen werden nach Eurocode prEN 1990:2019 Annex A2 [1] in Abhängigkeit des Verkehrsaufkommens festgelegt. Die Bemessungssituationen sind in der Projektbasis [43] definiert und in nachfolgender Tabelle zusammengefasst.

Bemessungssituation	Beschreibung	Verkehrsklasse (LM)	Erwartete Häufigkeit	Komfortstufe	
BS 1	Einweihung der Brücke	TC 4 (A)	Einmalig	CL 1 (Minimum)	$a_{v,zul}$ = 2.5 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.8 m/s^2
BS 2	Seltener dichter Personenverkehr	TC 3 (A) TC 5 (B)	Selten	CL 2 (Mittel)	$a_{v,zul}$ = 1.0 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s^2
BS 3	Gelegentliche Joggergruppe	TC 4 (C)	Wöchentlich	CL 2 (Mittel)	$a_{v,zul}$ = 1.0 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s^2
BS 4	Täglicher schwacher Personenverkehr	TC 2 (A) TC 4 (B)	Täglich	CL 3 (Maximum)	$a_{v,zul}$ = 0.5 m/s^2 $a_{h,zul}$ = 0.1 m/s^2

Modellbildung und Berechnungsverfahren

Das dynamische Tragverhalten des Brückenüberbaus wird in einem ersten Schritt an einem Einmassenschwinger gemäss [49] und [50] untersucht. Dies erfolgt analytisch, wobei die Einwirkungen stationär am Ort der jeweils grössten Amplitude (der untersuchten Eigenform) angenommen werden. Weil das Tragwerk einen variablen Querschnitt aufweist, wird die generalisierte (modale) Masse *M* entsprechend der betrachteten Eigenform gemäss der Eigenschwingungsanalyse aus dem AxisVM - Modell eingesetzt.

In einem zweiten Schritt wird für jene Fälle, in denen die Komfortkriterien nicht eingehalten sind, eine vollständige dynamische Analyse am FD-Modell durchgeführt (siehe Kapitel 2.3), wobei die Einwirkungen der Lastmodelle B (Fussgängergruppe) und C (Jogger) als bewegliche Wanderlast berücksichtigt werden.

Kann der Nachweis für eine Bemessungssituation nicht erbracht werden, wird ein Tuned Mass Damper (TMD) vorbemessen und in der Berechnung berücksichtigt.

Ergebnisse ohne Schwingungstilger

Nachfolgende Tabelle dient als Übersicht der Ergebnisse der Kapitel 10.2 bis 10.5.

Bemessungs situation	Verkehrsklasse (LM)	Mode	Beschleunigung a_v / a_h [m/s²] für stationäre Einwirkung	Beschleunigung a_v / a_h [m/s²] für Einwirkung als Wanderlast
BS 1	TC 4 (A)	f_{v2}	0.78	-
		f_{h1}	1.07	*Keine Verbesserung, da Linienlast*
BS 2	TC 3 (A)	f_{v2}	0.20	-
		f_{h1}	0.28 (jedoch Lock-In-Risiko)	*Keine Verbesserung, da Linienlast*
	TC 5 (B)	f_{v2}	0.31	-
		f_{h1}	0.22 (jedoch Lock-In-Risiko)	0.11
BS 3	TC 4 (C)	f_{v2}	1.68	0.73
		f_{h1}	-	-
BS 4	TC 2 (A)	f_{v2}	0.13	-
		f_{h1}	0.18 (jedoch Lock-In-Risiko)	*Keine Verbesserung, da Linienlast*
	TC 4 (B)	f_{v2}	0.22	-
		f_{h1}	0.15 (jedoch Lock-In-Risiko)	0.07

Ergebnisse mit Schwingungstilger in Brückenmitte (für f_{h1})

Nachfolgende Tabelle dient als Übersicht der Ergebnisse der Kapitel 10.2 bis 10.5.

Bemessungs situation	Verkehrsklasse (LM)	Mode	Beschleunigung a_v / a_h [m/s²] für stationäre Einwirkung
BS 1	TC 4 (A)	f_{h1}	0.09
BS 2	TC 3 (A)	f_{h1}	0.02
	TC 5 (B)	f_{h1}	0.02
BS 3	TC 4 (C)	f_{h1}	-
BS 4	TC 2 (A)	f_{h1}	0.01
	TC 4 (B)	f_{h1}	0.01

Bemerkungen / Fazit

Die zulässige Beschleunigung wird ohne Tilger nur für die BS1 für die erste horizontale Eigenform knapp überschritten. Für die meisten weiteren Bemessungssituationen besteht allerdings für die erste horizontale Eigenform ein Lock-In-Risiko. Aus diesen Gründen wird ein TMD (Tuned-Mass-Damper) mit einer Masse von 1500 kg vordimensioniert. Nach dem Bau der Brücke erfolgen umfassende Schwingungsmessungen anhand der verschiedenen Bemessungssituationen. Auf dieser Basis können die Berechnungen validiert werden und es kann entschieden werden, ob es tatsächlich einen TMD braucht. Falls dem so ist, erfolgt die definitive Dimensionierung resp. Abstimmung des TMD auf Basis der durchgeführten Messungen.

10.2 Bemessungssituation 1

10.2.1 TC 4 (A) – Fussgängerfluss

Komfortkriterien CL 1: $a_{v,zul} = 2.5$ m/s^2

$a_{h,zul} = 0.8$ m/s^2

Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	3.07	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	Dropdown
Schwingungsform pro Richtung	2	[-]	Dropdown
Bauweise	Stahl		Dropdown
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 4	[-]	Dropdown
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	A - Fussgängerfluss	[-]	Dropdown
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL1	[-]	Dropdown
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	4.84	[N/m^2] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	280	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	3.07	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	0.1093	[1/m^2]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m^2]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.16	[-]	
Generalisierte Masse m*	70731.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	442.01		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.781	[m/s^2]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	40.5	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	2.1	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	2.500	[m/s^2]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s^2]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Lock-In nicht relevant**		

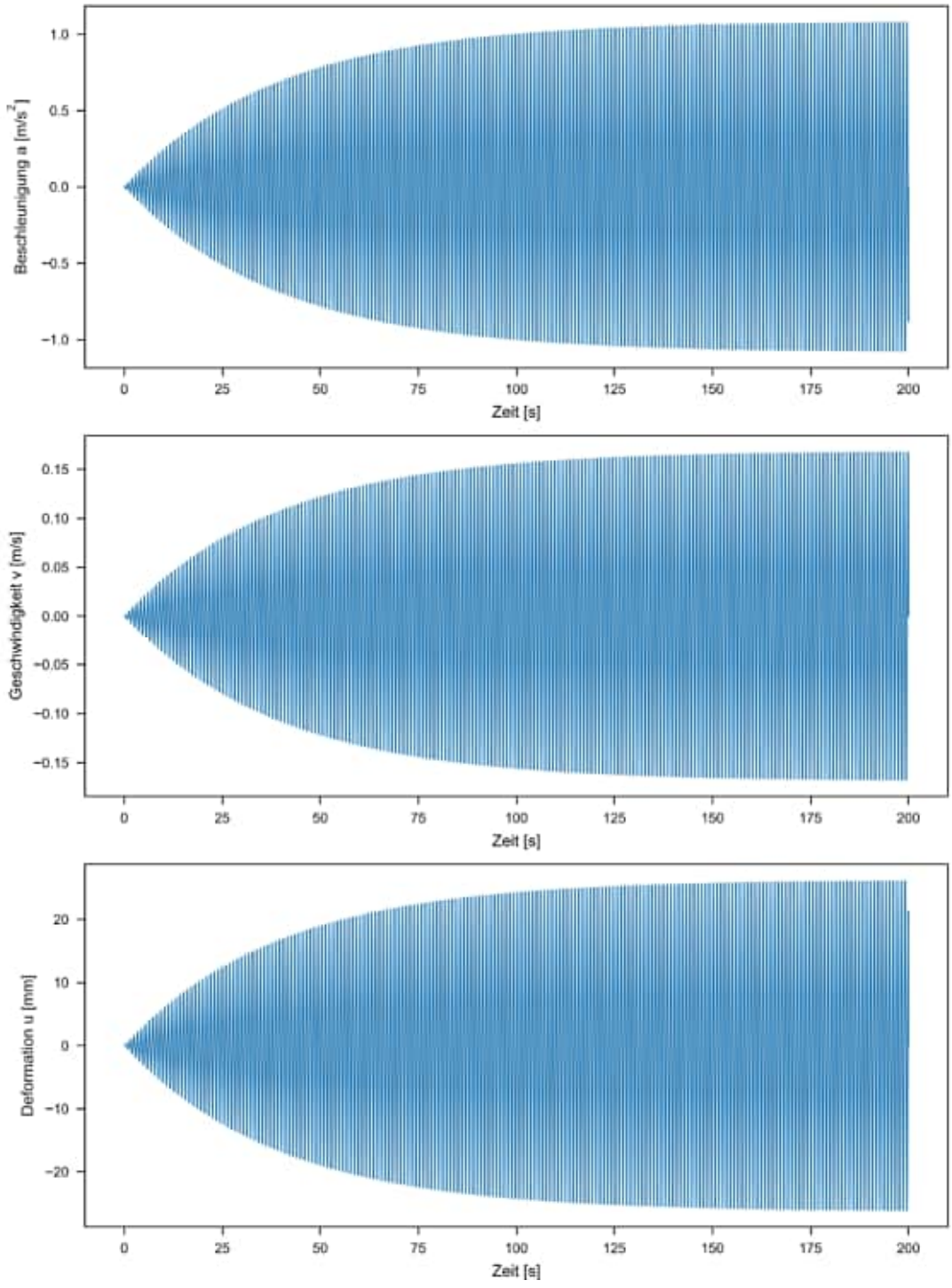
Komfortkriterium erfüllt – es erfolgen keine weiteren Untersuchungen.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	1.02	[Hz]	
Richtung	Horizontal-Quer	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	1	[-]	*Dropdown*
Bauweise	Stahl		*Dropdown*
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 4	[-]	*Dropdown*
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	A - Fussgängerfluss	[-]	*Dropdown*
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL1	[-]	*Dropdown*
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	3.44	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	35	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	1.02	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	0.1093	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.90	[-]	
Generalisierte Masse m*	73418.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	628.11		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	1.069	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	166.9	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	26.0	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.800	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG nicht erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Risiko von Lock-In**		

Komfortkriterium nicht erfüllt, theoretisches Lock-In-Risiko – es erfolgen weitere Untersuchungen.

Vergleich mit FD-Modell



Die Maximalwerte betragen:

$a_{max} = 1.07\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 167\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 25.9\,mm$

Das FD-Modell liefert identische Resultate wie die analytische Lösung am Einmassenschwinger. Dies war zu erwarten, weil in der analytischen Lösung die korrekte modale Masse gemäss Axis-Modell eingesetzt wurde und im FD-Modell der variable Querschnitt analog zum Axis-Modell abgebildet wird.

Es ist ersichtlich, dass die Anregung langsam verläuft und der Maximalwert erst nach ca. 160 Sekunden erreicht wird. Der Nachweis kann allerdings nicht erbracht werden, weshalb nachfolgend ein TMD vordimensioniert wird.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – mit Tilger, Einwirkung stationär

Wert der Eigenform an der Position des TMD:

$$u_T = 1.0$$

Modele Masse:

$$m_1 = 73'418kg$$

Masse des TMD:

$$m_T = 1'500\ kg$$

Effektives Verhältnis der modalen Massen:

$$\mu = \frac{\sum {u_i}^2 \cdot m_T}{m_1} = \frac{1.0^2 \cdot 1500\ kg}{73'418\ kg} = 2.0\%$$

Frequenz:

$$f_{opt} = \frac{f_1}{1+\mu} = \frac{1.02\ Hz}{1+0.020} = 1.00\ Hz$$

Dämpfung

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} = 8.66\%$$

Feder-Konstante

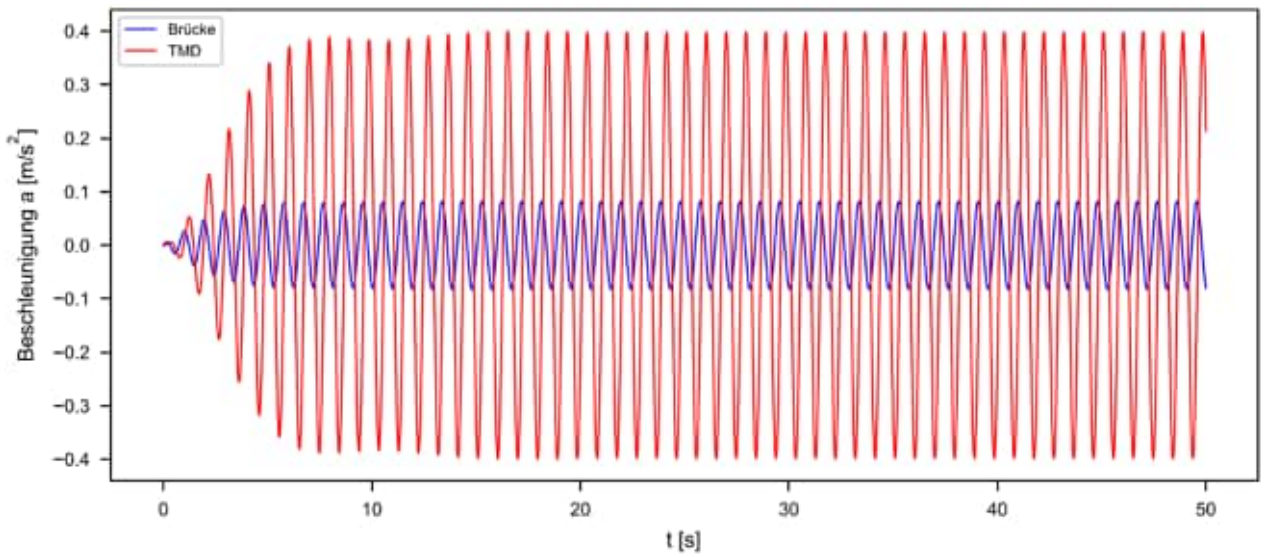
$$k_T = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_{opt}^2 \cdot m_T = 59'168\ N/m$$

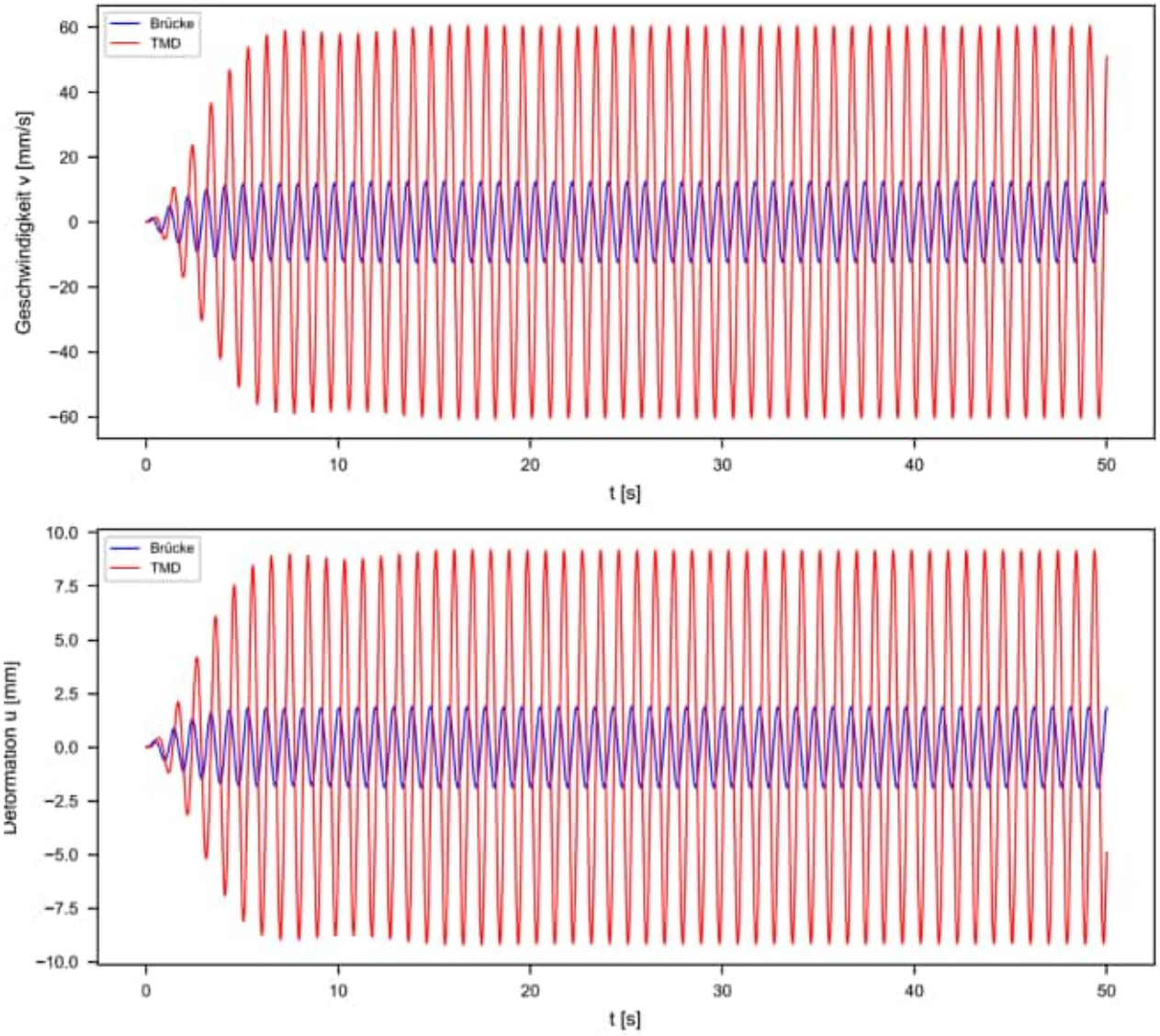
Dämpfungs-Konstante

$$c_T = \zeta_{opt} \cdot 2 \cdot \sqrt{k_T \cdot m_T} = 1'633\ Ns/m$$

Weil die zulässigen Beschleunigungen nur knapp überschritten werden, wird die Masse des TMD mit nur 2.0% der modalen Masse vorgesehen. Der TMD wird in einem vorgesehenen Fach im Kasten in der Brückenmitte angebracht.

Die Berechnung mit einem TMD erfolgt am Zweimassenschwinger gemäss Kapitel 2.4. Damit können die Bewegungen der Brücke und des TMD ermittelt werden.





Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 0.09\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 12\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 2.1\,mm$

Das geforderte Beschleunigungskriterium $a_{h,zul}$ = 0.8 m/s² kann somit eingehalten werden. Es ist zudem nicht mehr von einem Lock-In-Risiko auszugehen.

10.3 Bemessungssituation 2

Komfortkriterien CL 1: $a_{v,zul}$ = 1.0 m/s²

$a_{h,zul}$ = 0.3 m/s²

10.3.1 TC 3 (A) – Fussgängerfluss

Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	3.07	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	Dropdown
Schwingungsform pro Richtung	2	[-]	Dropdown
Bauweise	Stahl		Dropdown
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 3	[-]	Dropdown
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	A - Fussgängerfluss	[-]	Dropdown
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL2	[-]	Dropdown
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	1.26	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	280	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	3.07	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	0.0285	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.16	[-]	
Generalisierte Masse m*	70731.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	115.40		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.204	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	10.6	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	0.5	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	1.000	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Lock-In nicht relevant**		

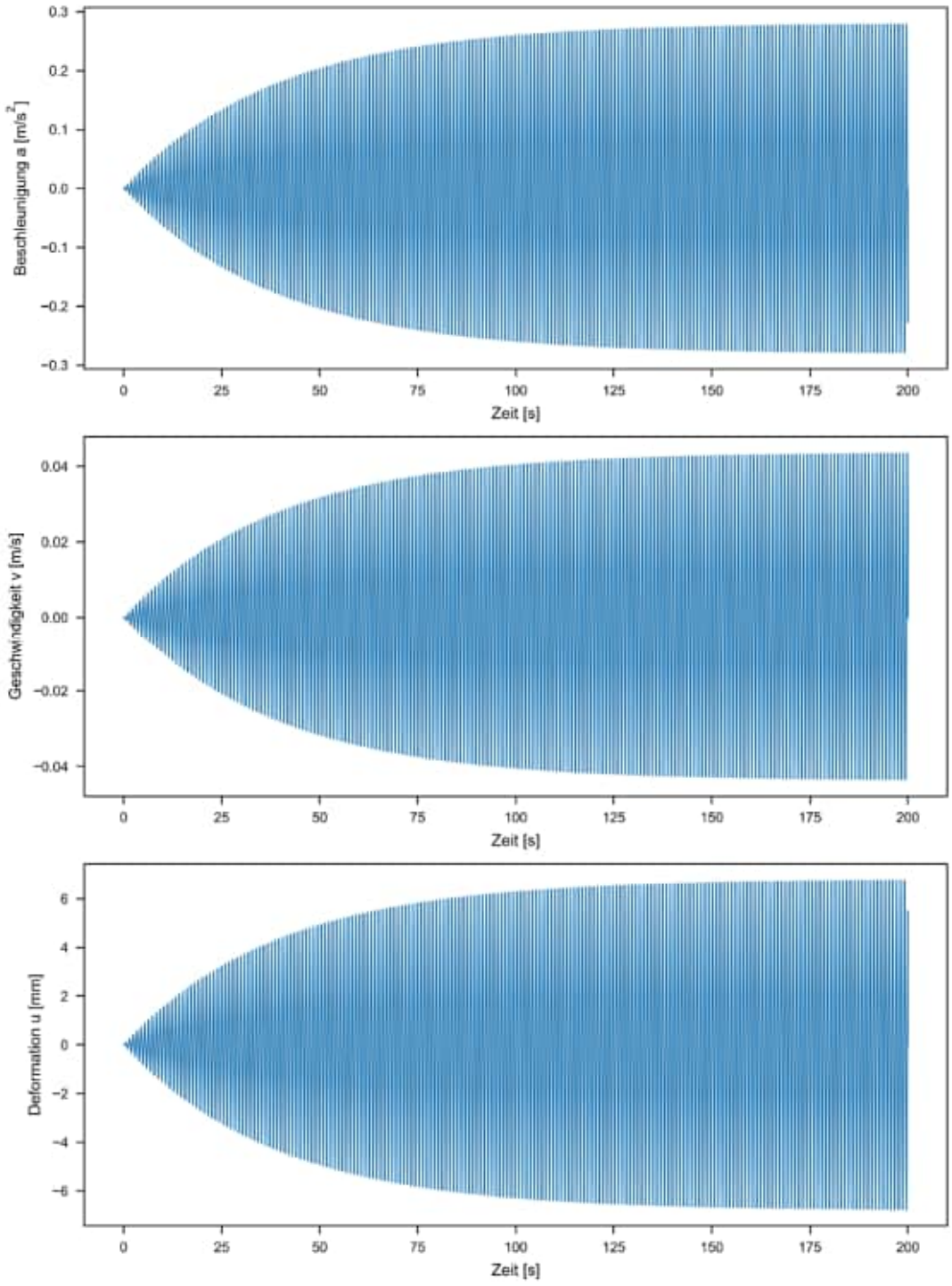
Komfortkriterium erfüllt – es erfolgen keine weiteren Untersuchungen.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	1.02	[Hz]	
Richtung	Horizontal-Quer	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	1	[-]	*Dropdown*
Bauweise	Stahl		*Dropdown*
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 3	[-]	*Dropdown*
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	A - Fussgängerfluss	[-]	*Dropdown*
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL2	[-]	*Dropdown*
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw) \times n' \times \psi$	0.90	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	35	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	1.02	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	0.0285	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.90	[-]	
Generalisierte Masse m*	73418.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	163.99		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.279	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	43.6	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	6.8	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.300	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock\text{-}in}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Risiko von Lock-In**		

Komfortkriterium erfüllt, jedoch theoretisches Lock-In-Risiko – es erfolgen weitere Untersuchungen.

Vergleich mit FD-Modell



Die Maximalwerte betragen:

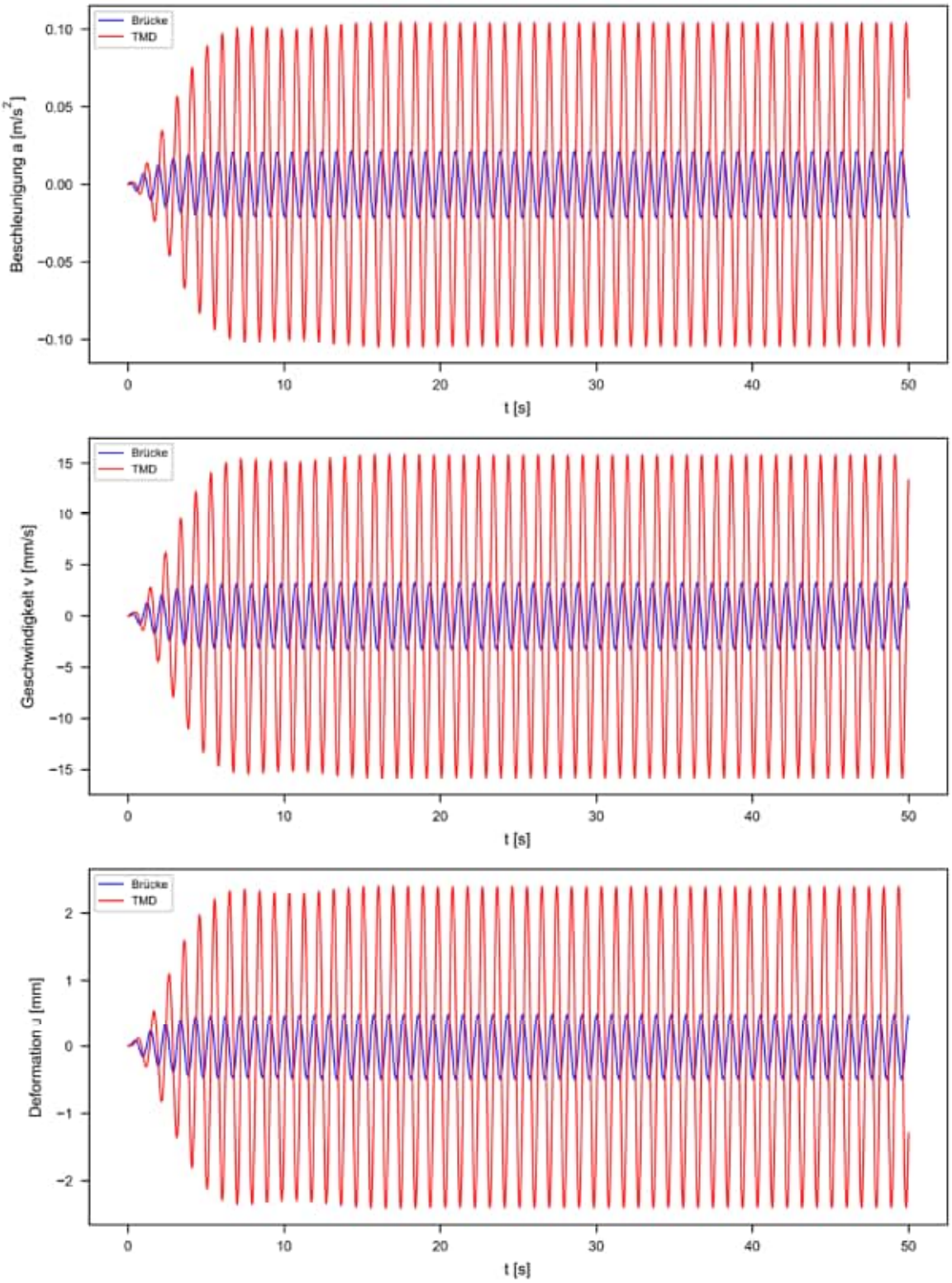
$a_{max} = 0.28\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 44\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 6.8\,mm$

Das FD-Modell liefert identische Resultate wie die analytische Lösung am Einmassenschwinger. Dies war zu erwarten, weil in der analytischen Lösung die korrekte modale Masse gemäss Axis-Modell eingesetzt wurde und im FD-Modell der variable Querschnitt analog zum Axis-Modell abgebildet wird.

Es ist ersichtlich, dass die Anregung langsam verläuft und der Maximalwert erst nach ca. 160 Sekunden erreicht wird.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – mit Tilger, Einwirkung stationär

Die Eigenschaften des TMD werden analog zum Kapitel 10.2.1 übernommen.



Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 0.02\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 3\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 0.5\,mm$

Es besteht somit kein Lock-In-Risiko mehr.

10.3.2 TC 5 (B) – Fussgängergruppe

Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	3.07	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	Dropdown
Schwingungsform pro Richtung	2	[-]	Dropdown
Bauweise	Stahl		Dropdown
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 5	[-]	Dropdown
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	B - Fussgängergruppe	[-]	Dropdown
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL2	[-]	Dropdown
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	177.33	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	280	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	3.07	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	4.0000	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.16	[-]	
Generalisierte Masse m*	70731.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	177.33		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.313	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	16.2	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	0.8	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	1.000	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Lock-In nicht relevant**		

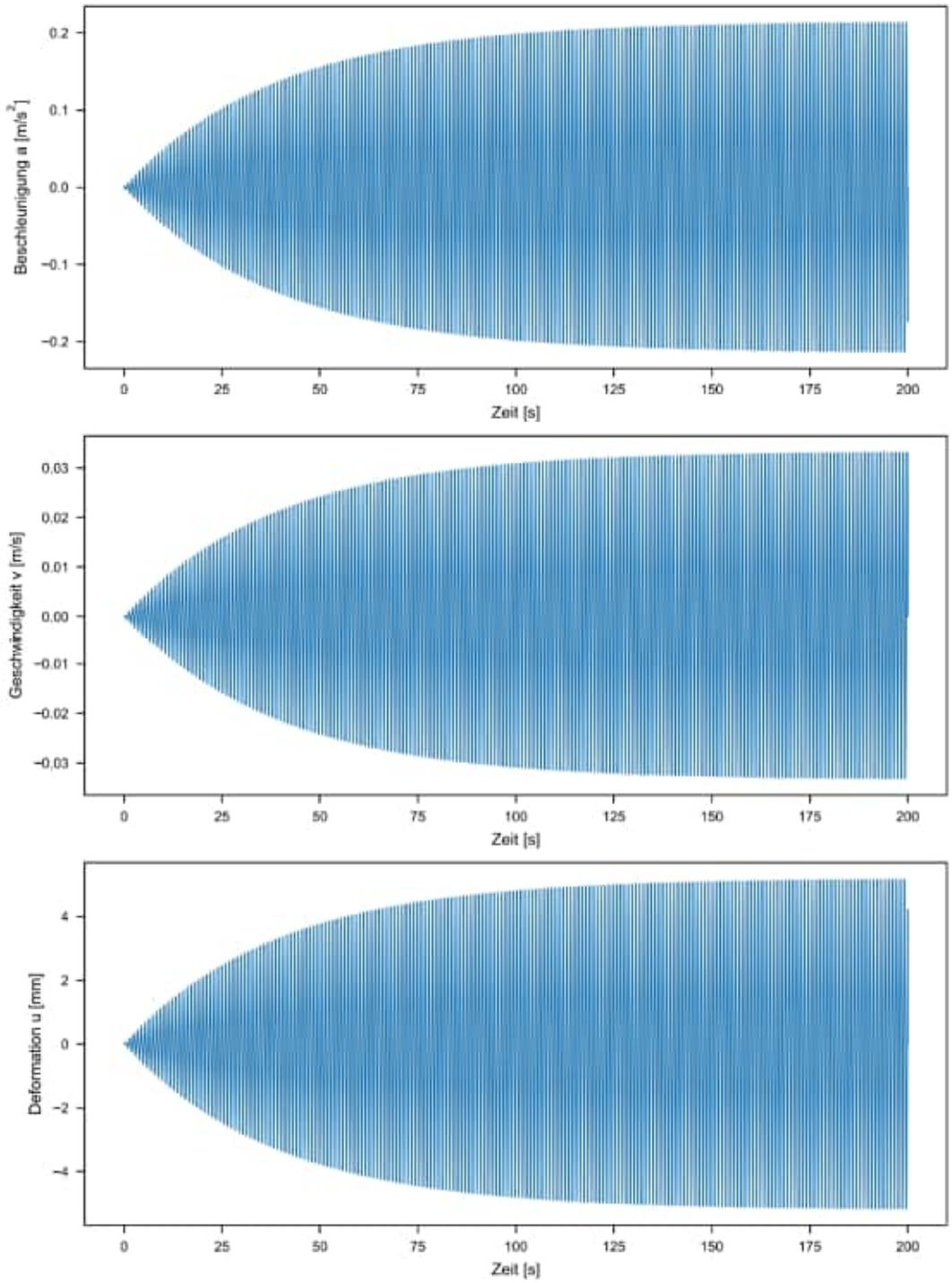
Komfortkriterium erfüllt – es erfolgen keine weiteren Untersuchungen.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	1.02	[Hz]	
Richtung	Horizontal-Quer	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	1	[-]	*Dropdown*
Bauweise	Stahl		*Dropdown*
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 5	[-]	*Dropdown*
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	B - Fussgängergruppe	[-]	*Dropdown*
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL2	[-]	*Dropdown*
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw) \times n' \times \psi$	126.00	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	35	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	1.02	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	4.0000	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.90	[-]	
Generalisierte Masse m*	73418.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	126.00		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.215	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	33.5	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	5.2	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.300	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock\text{-}In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Risiko von Lock-In**		

Komfortkriterium erfüllt, jedoch theoretisches Lock-In-Risiko – es erfolgen weitere Untersuchungen.

Vergleich mit FD-Modell



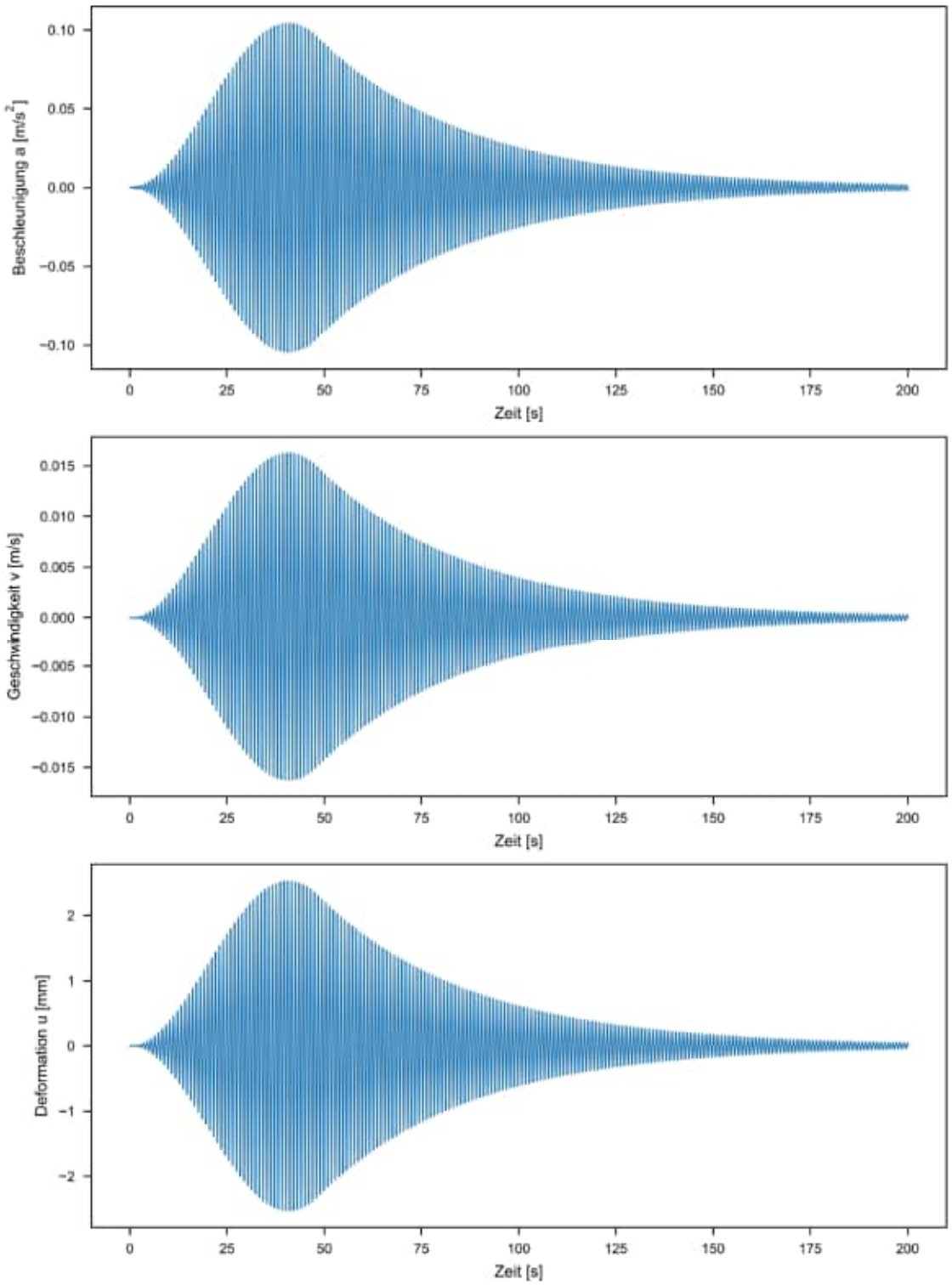
Die Maximalwerte betragen:

$a_{max} = 0.22 \frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 34 \frac{mm}{s}$, $u_{max} = 5.2\ mm$

Das FD-Modell liefert identische Resultate wie die analytische Lösung am Einmassenschwinger. Dies war zu erwarten, weil in der analytischen Lösung die korrekte modale Masse gemäss Axis-Modell eingesetzt wurde und im FD-Modell der variable Querschnitt analog zum Axis-Modell abgebildet wird.

Es ist ersichtlich, dass der Maximalwert erst nach ca. 160 Sekunden erreicht wird, daher ist zu erwarten, dass in der nachfolgenden Analyse mit einer Wanderlast deutlich geringere Maximalwerte erreicht werden.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung Wanderlast



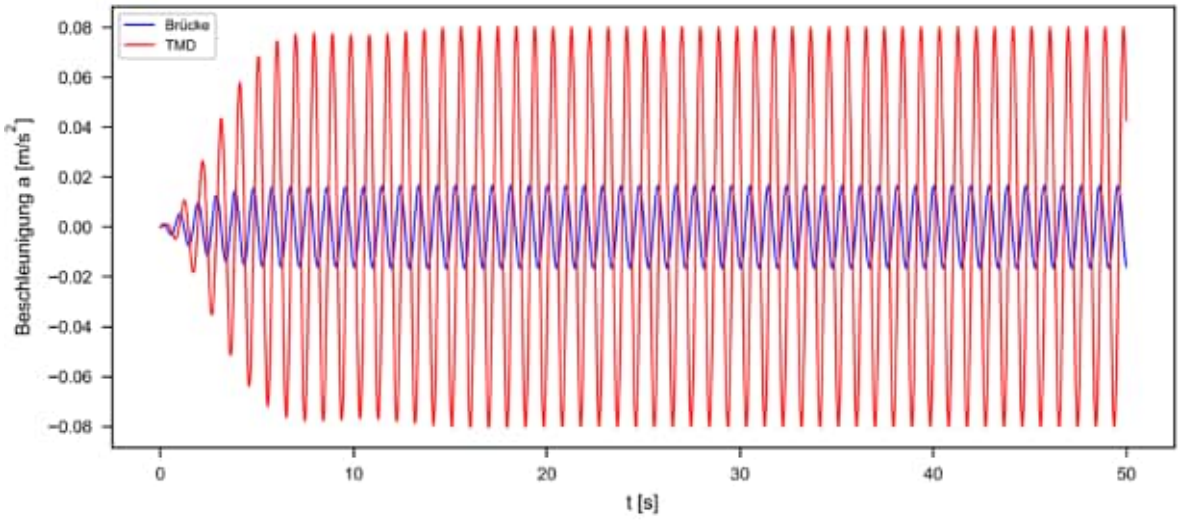
Die Maximalwerte betragen:

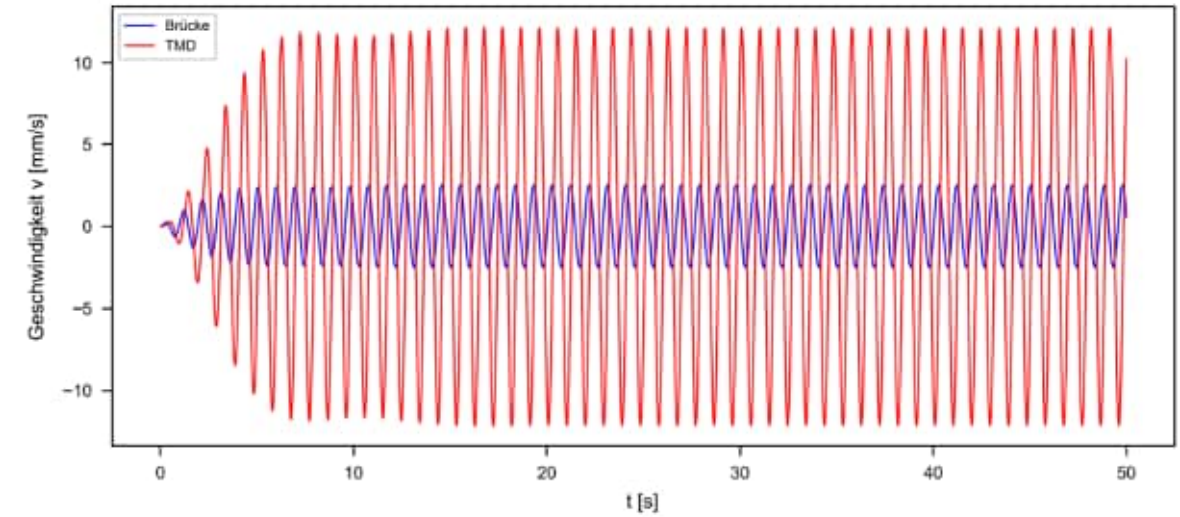
$a_{max} = 0.11 \frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 16 \frac{mm}{s}$, $u_{max} = 2.5\ mm$

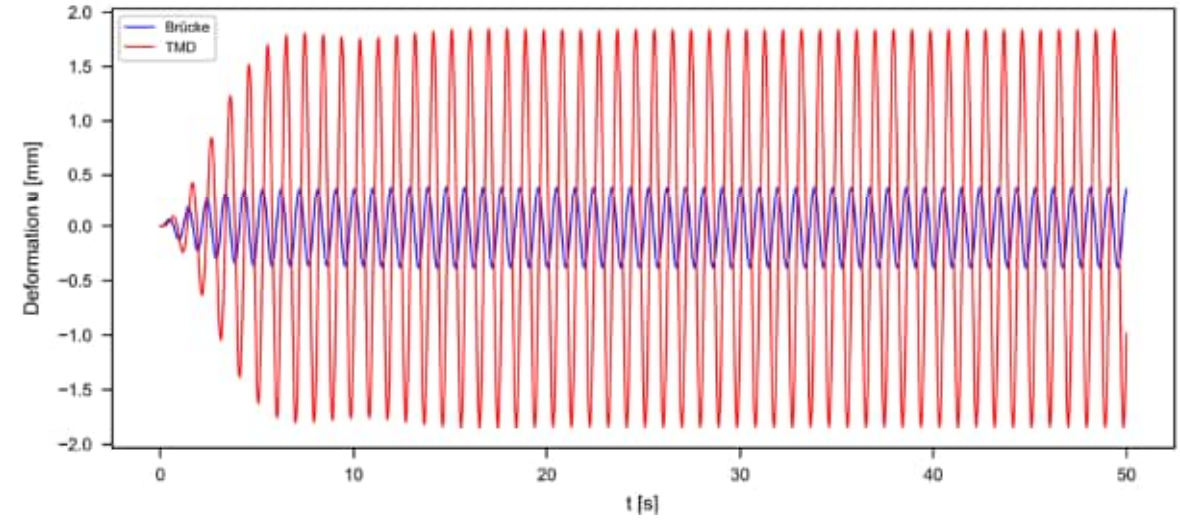
Das geforderte Beschleunigungskriterium $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s² kann somit eingehalten werden. Es ist zudem nicht von einem Lock-In-Risiko auszugehen. Nachfolgend wird trotzdem der Effekt des vorgesehenen TMDs untersucht.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – mit Tilger, Einwirkung stationär

Die Eigenschaften des TMD werden analog zum Kapitel 10.2.1 übernommen.







Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 0.02\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 2\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 0.4\,mm$

10.4 Bemessungssituation 3

Komfortkriterien CL 1: $a_{v,zul}$ = 1.0 m/s²

$a_{h,zul}$ = 0.3 m/s²

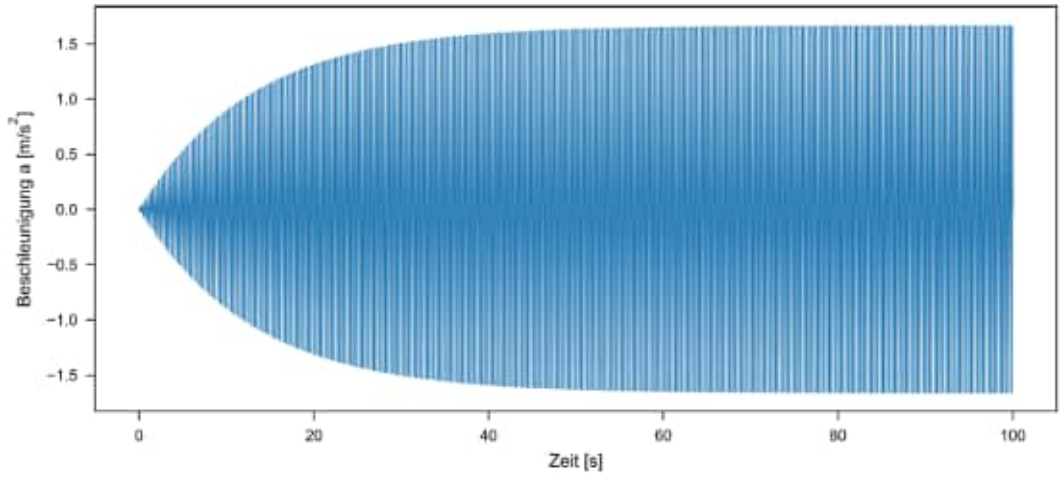
10.4.1 TC 4 (C) – Jogger

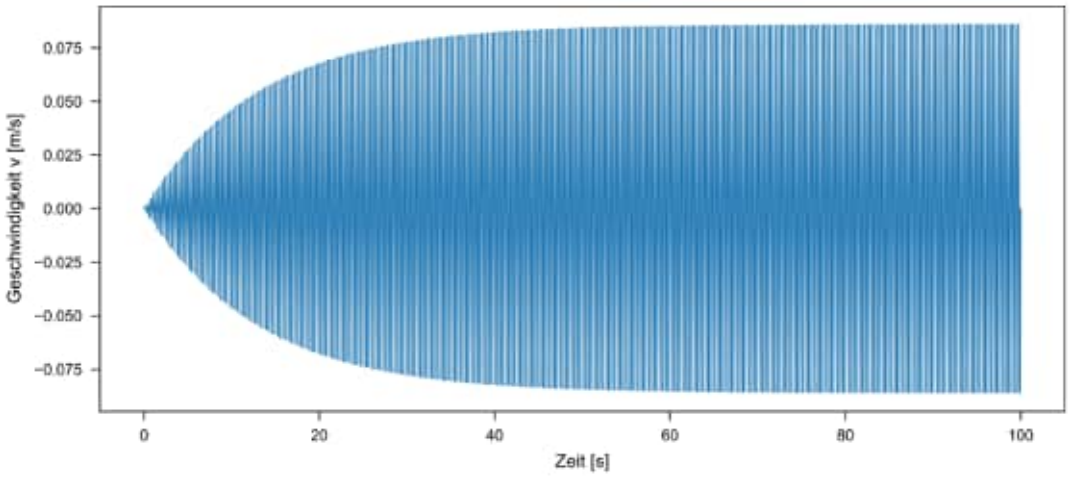
Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

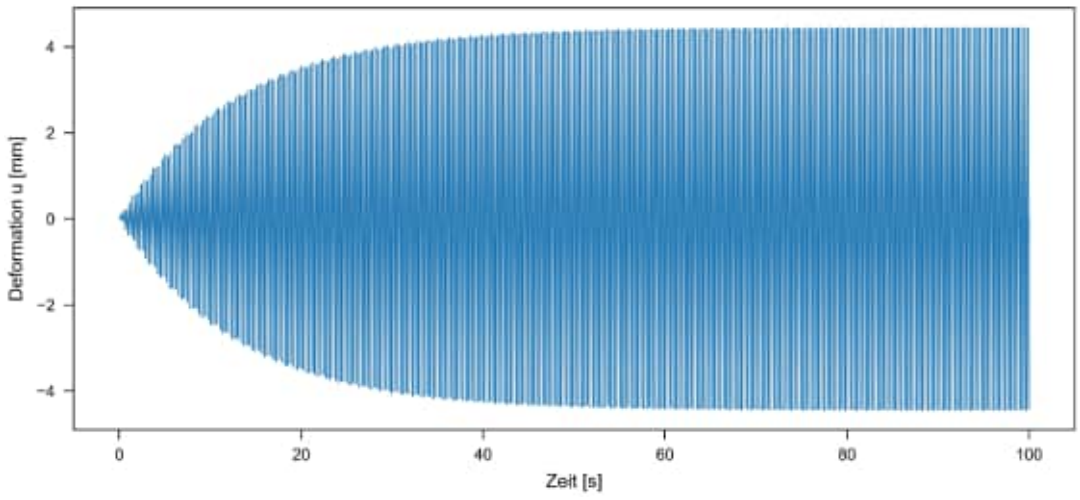
Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	3.07	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	Dropdown
Schwingungsform pro Richtung	2	[-]	Dropdown
Bauweise	Stahl		Dropdown
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 4	[-]	Dropdown
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	C - Jogger	[-]	Dropdown
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL2	[-]	Dropdown
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	950.17	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	1250	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	3.07	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	1.4142	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.54	[-]	
Generalisierte Masse m*	70731.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	950.17		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	1.679	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	87.1	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	4.5	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	1.000	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG nicht erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Lock-In nicht relevant**		

Komfortkriterium nicht erfüllt – es erfolgen weitere Untersuchungen.

Vergleich mit FD-Modell







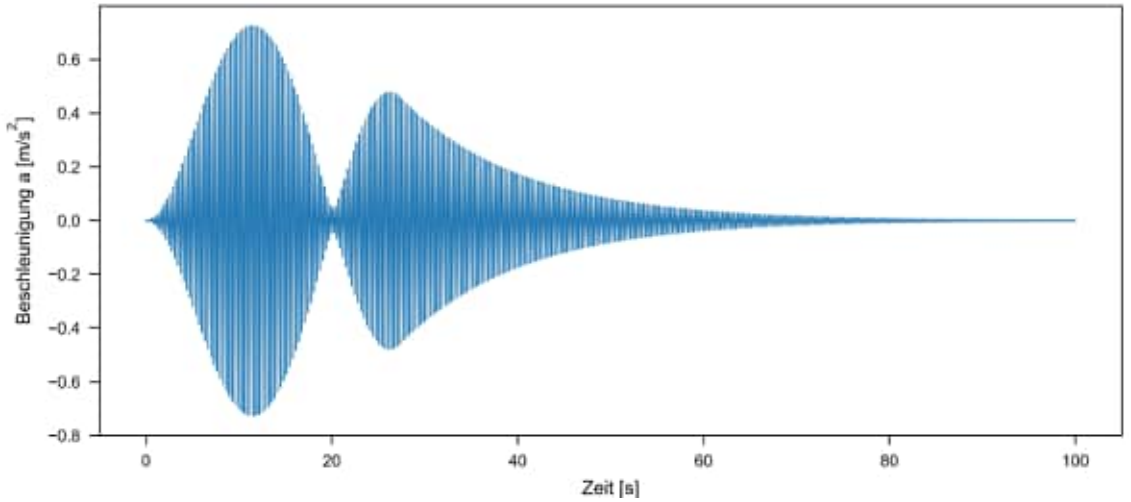
Die Maximalwerte betragen:

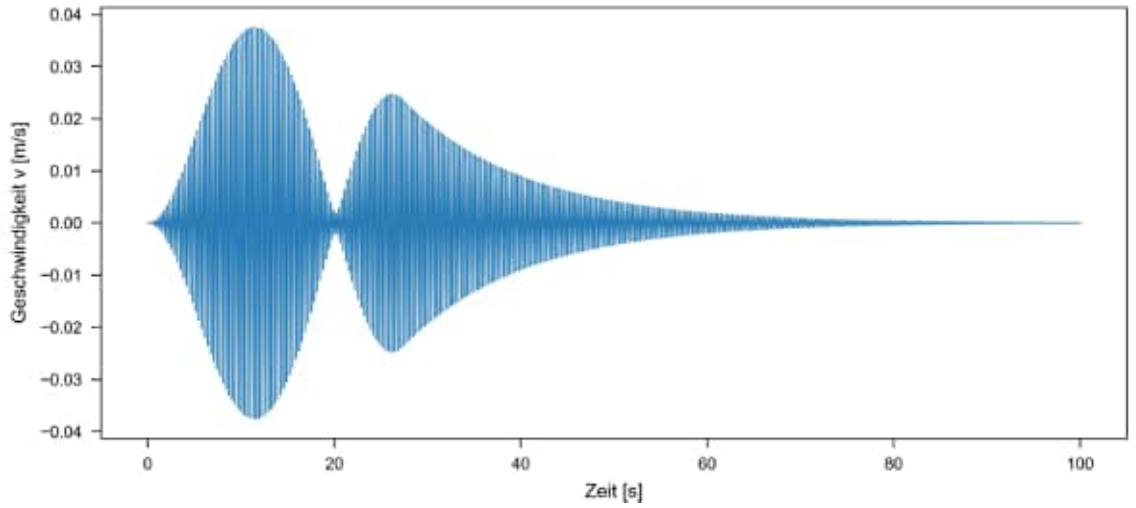
$a_{max} = 1.68 \frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 87 \frac{mm}{s}$, $u_{max} = 4.5\ mm$

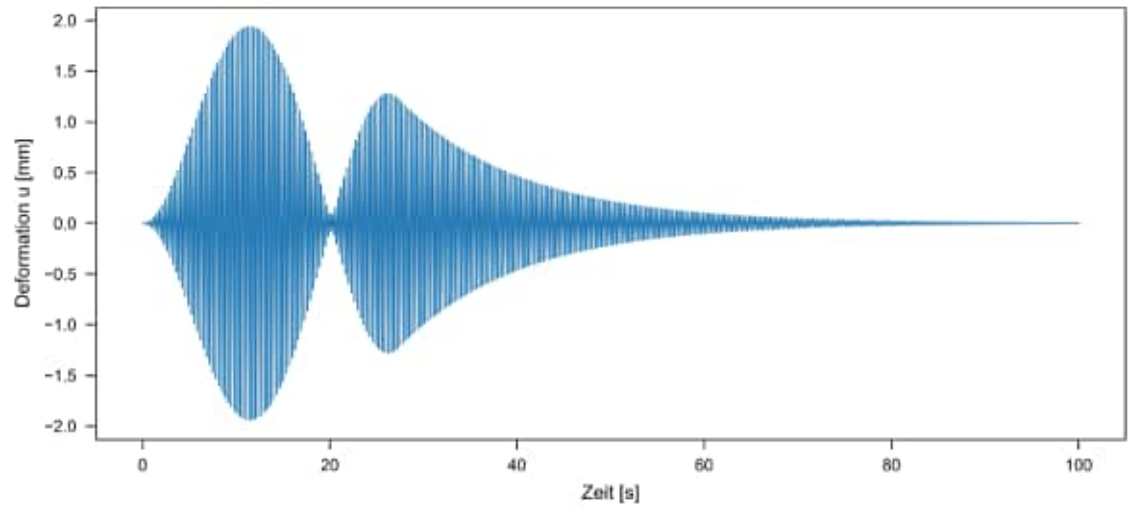
Das FD-Modell liefert identische Resultate wie die analytische Lösung am Einmassenschwinger. Dies war zu erwarten, weil in der analytischen Lösung die korrekte modale Masse gemäss Axis-Modell eingesetzt wurde und im FD-Modell der variable Querschnitt analog zum Axis-Modell abgebildet wird.

Es ist ersichtlich, dass der Maximalwert erst nach ca. 60-80 Sekunden erreicht wird, daher ist zu erwarten, dass in der nachfolgenden Analyse mit einer Wanderlast deutlich geringere Maximalwerte erreicht werden.

Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung Wanderlast







Die Maximalwerte betragen:

$a_{max} = 0.73\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 38\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 1.9\,mm$

Das geforderte Beschleunigungskriterium $a_{v,zul}$ = 1.0 m/s² kann somit eingehalten werden.

10.5 Bemessungssituation 4

Komfortkriterien CL 1: $a_{v,zul} = 0.5$ m/s^2

$a_{h,zul} = 0.1$ m/s^2

10.5.1 TC 2 (A) – Fussgängerfluss

Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	3.07	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	Dropdown
Schwingungsform pro Richtung	2	[-]	Dropdown
Bauweise	Stahl		Dropdown
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 2	[-]	Dropdown
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	A - Fussgängerfluss	[-]	Dropdown
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL3	[-]	Dropdown
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	0.80	[N/m^2] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	280	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	3.07	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	0.0180	[1/m^2]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m^2]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.16	[-]	
Generalisierte Masse m*	70731.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	72.98		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.129	[m/s^2]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	6.7	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	0.3	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.500	[m/s^2]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s^2]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Lock-In nicht relevant**		

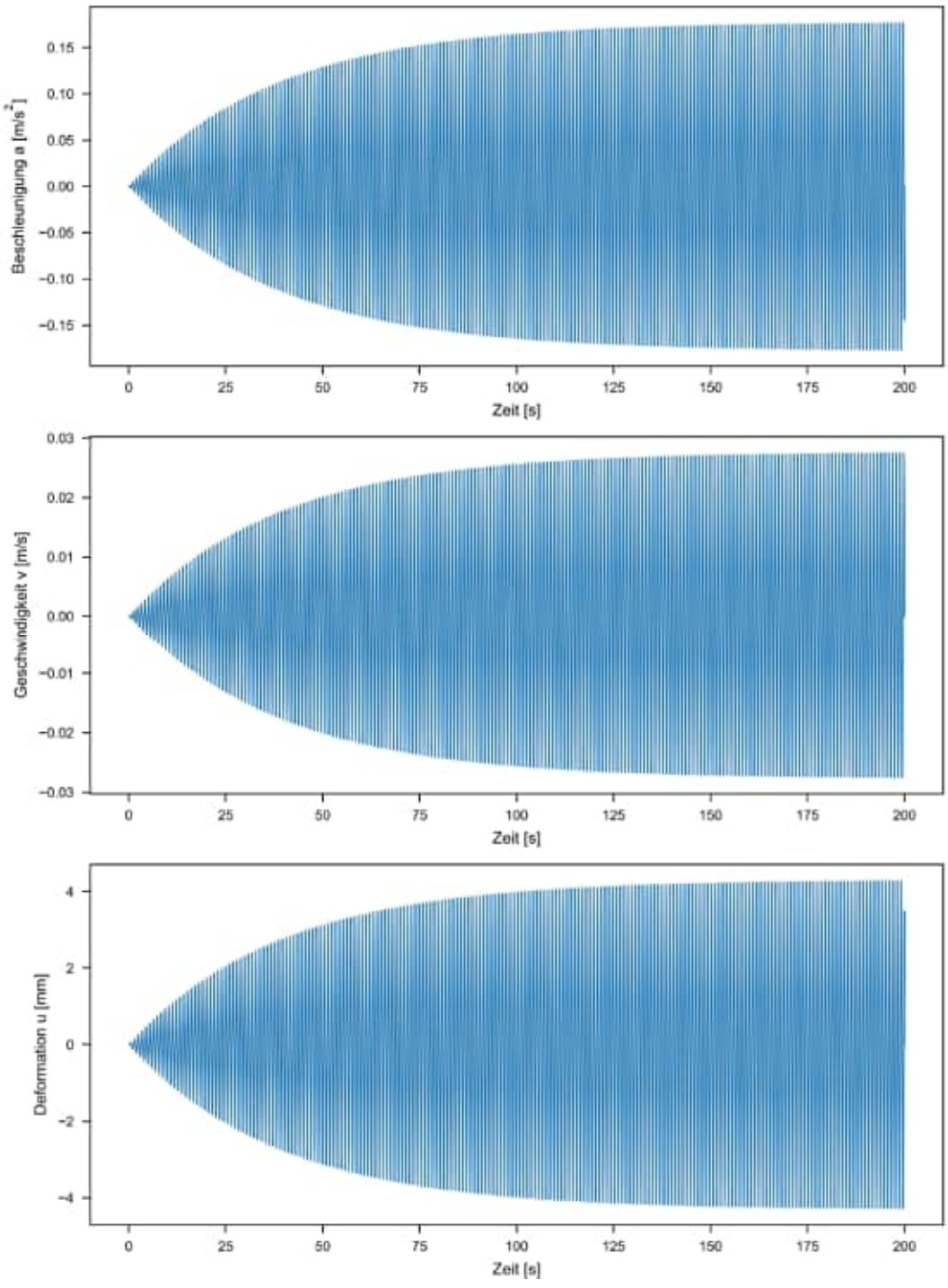
Komfortkriterium erfüllt – es erfolgen keine weiteren Untersuchungen.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	1.02	[Hz]	
Richtung	Horizontal-Quer	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	1	[-]	*Dropdown*
Bauweise	Stahl		*Dropdown*
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 2	[-]	*Dropdown*
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	A - Fussgängerfluss	[-]	*Dropdown*
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL3	[-]	*Dropdown*
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	0.57	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	35	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	1.02	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	0.0180	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.90	[-]	
Generalisierte Masse m*	73418.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	103.71		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.177	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	27.6	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	4.3	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.100	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG nicht erfüllt**		
$a_{Lock-In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Risiko von Lock-In**		

Komfortkriterium nicht erfüllt, theoretisches Lock-In-Risiko – es erfolgen weitere Untersuchungen.

Vergleich mit FD-Modell



Die Maximalwerte betragen:

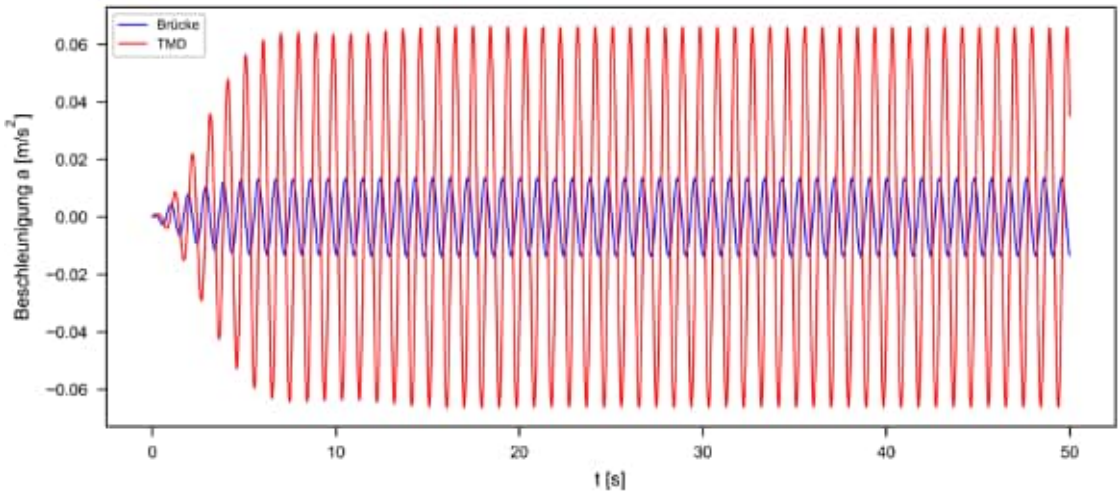
$a_{max} = 0.18 \frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 28 \frac{mm}{s}$, $u_{max} = 4.3\ mm$

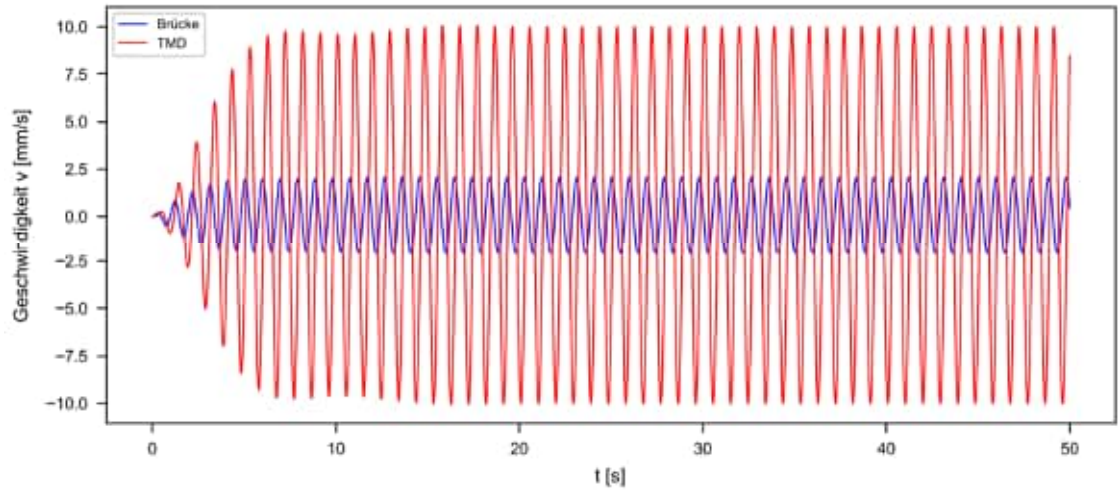
Das FD-Modell liefert identische Resultate wie die analytische Lösung am Einmassenschwinger. Dies war zu erwarten, weil in der analytischen Lösung die korrekte modale Masse gemäss Axis-Modell eingesetzt wurde und im FD-Modell der variable Querschnitt analog zum Axis-Modell abgebildet wird.

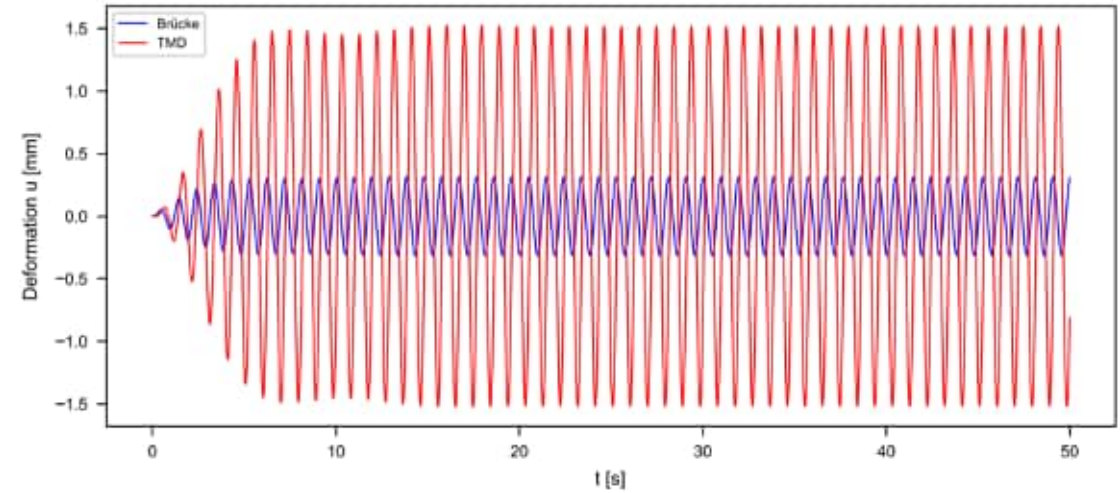
Es ist ersichtlich, dass die Anregung langsam verläuft und der Maximalwert erst nach ca. 160 Sekunden erreicht wird. Der Nachweis kann allerdings nicht erbracht werden, weshalb nachfolgend ein TMD vordimensioniert wird.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – mit Tilger, Einwirkung stationär

Die Eigenschaften des TMD werden analog zum Kapitel 10.2.1 übernommen.







Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 0.01\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 2\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 0.3\,mm$

Das geforderte Beschleunigungskriterium $a_{h,zul}$ = 0.1 m/s² kann somit eingehalten werden. Es ist zudem nicht mehr von einem Lock-In-Risiko auszugehen.

10.5.2 TC 4 (B) – Fussgängergruppe

Zweite vertikale Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	3.07	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	2	[-]	*Dropdown*
Bauweise	Stahl		*Dropdown*
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 4	[-]	*Dropdown*
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	B - Fussgängergruppe	[-]	*Dropdown*
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL3	[-]	*Dropdown*
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw)$ x n' x ψ	125.39	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	280	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	3.07	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	2.8284	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.16	[-]	
Generalisierte Masse m*	70731.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	125.39		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.222	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	11.5	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	0.6	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.500	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG erfüllt**		
$a_{Lock\text{-}In}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Lock-In nicht relevant**		

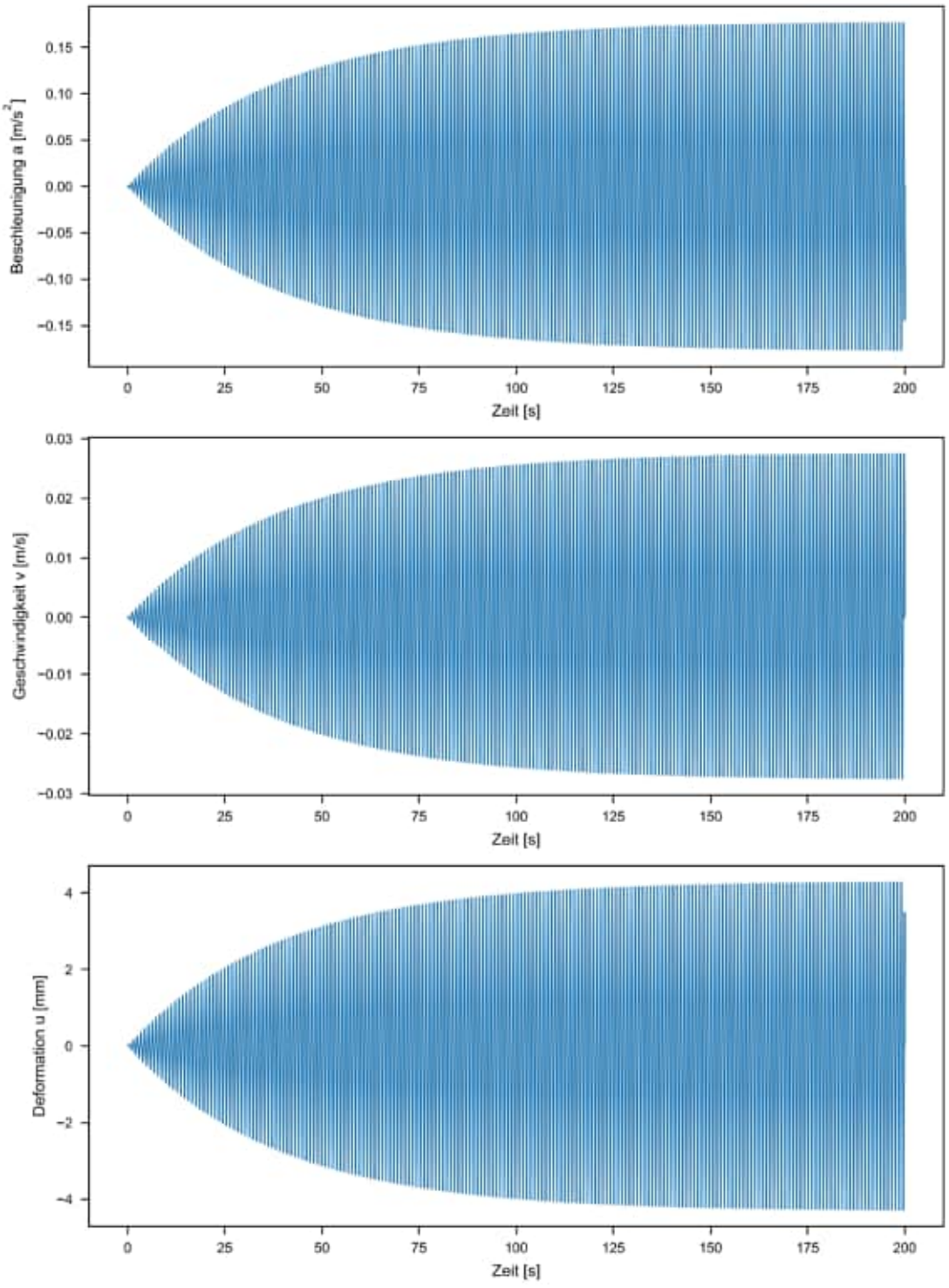
Komfortkriterium erfüllt – es erfolgen keine weiteren Untersuchungen.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	81.9	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1704	[kg/m]	
Eigenfrequenz	1.02	[Hz]	
Richtung	Horizontal-Quer	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	1	[-]	*Dropdown*
Bauweise	Stahl		*Dropdown*
Verkehrsklasse gem. prEN 1991-2:2020	TC 4	[-]	*Dropdown*
Lastmodell gem. prEN 1991-2:2020	B - Fussgängergruppe	[-]	*Dropdown*
Komfortklasse gem. prEN 1990:2023	CL3	[-]	*Dropdown*
Kennwerte für gewählte Eingangsparameter			
ζ - Lehr'sches Dämpfungsmass (Mittelwert)	0.004	[-]	
$p_w(t)$ bzw. $P_w(t,vw)$ bzw. $P_j(t,vw) \times n' \times \psi$	89.10	[N/m²] bzw. [N]	
P - Anteil der Last infolge eines Fussgängers, der mit der Schrittfrequenz f_s geht	35	[N]	
f_s - Schrittfrequenz (es gilt Annahme, dass diese der Brückeneigenfrequenz entspricht)	1.02	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	2.8284	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	286.65	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	0.90	[-]	
Generalisierte Masse m*	73418.00	[kg]	
Generalisierte Belastung p* - Fall Lastmodell A - Fussgängerfluss -- Streckenlast p(x) - Fall Lastmodell B - Fussgängergruppe -- Wanderlast P_{mov} - Fall Lastmodell C - Jogger -- Wanderlast P_{mov} (für den Fall von LM B und LM C wird die Wanderlast stationär am Ort der grössten Amplitude angenommen --> konservative	89.10		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	0.152	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	23.7	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	3.7	[mm]	
a_{limit} - Komfortkriterium	0.100	[m/s²]	
Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	**GZG nicht erfüllt**		
$a_{Lock\text{-}in}$ - Kriterium Lock-In	0.15	[m/s²]	
Kontrolle, ob Risiko von Lock-In-Effekt besteht	**Risiko von Lock-In**		

Komfortkriterium nicht erfüllt, theoretisches Lock-In-Risiko – es erfolgen weitere Untersuchungen.

Vergleich mit FD-Modell



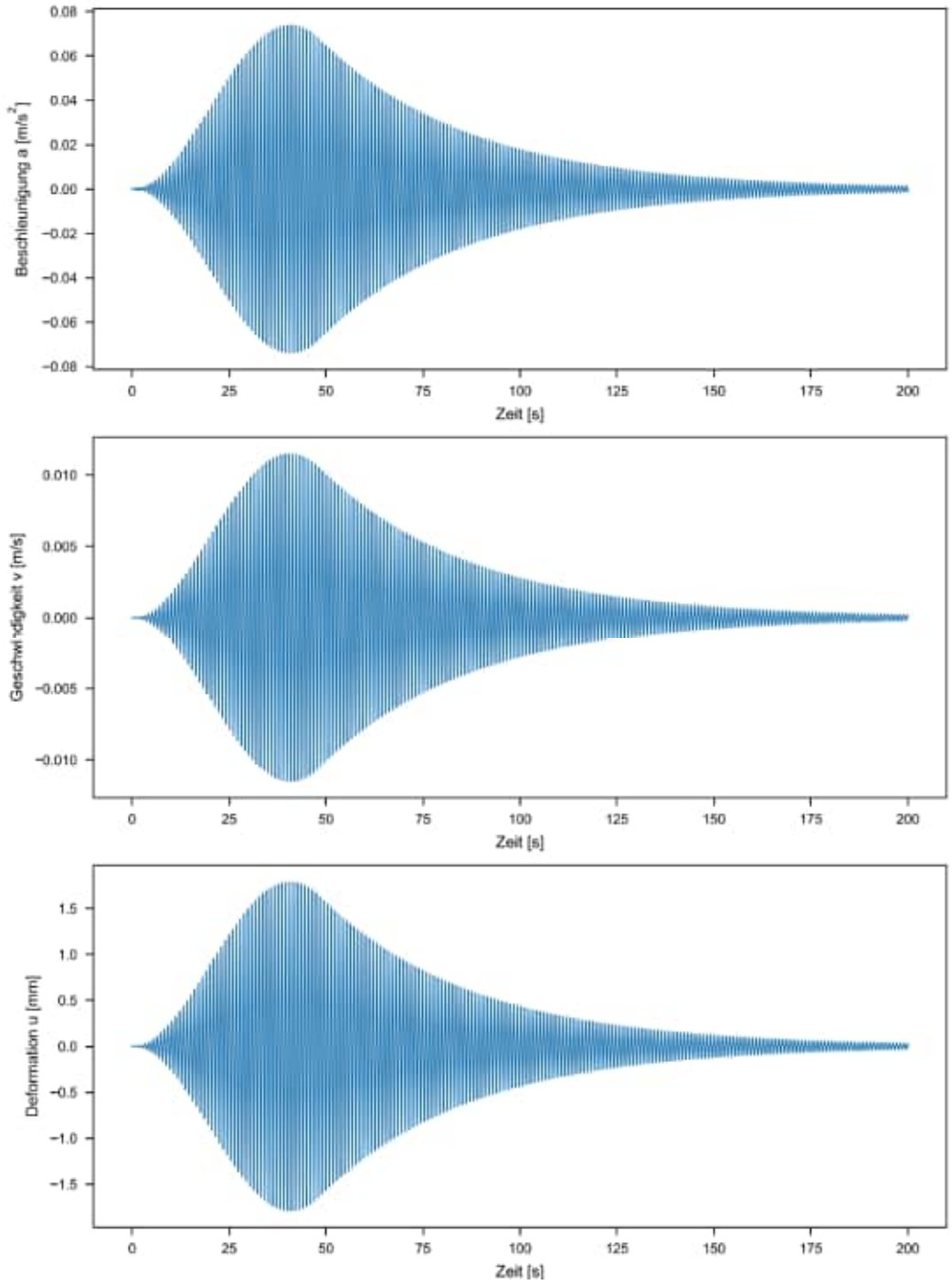
Die Maximalwerte betragen:

$a_{max} = 0.15\,\frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 24\,\frac{mm}{s}$, $u_{max} = 3.7\ mm$

Das FD-Modell liefert identische Resultate wie die analytische Lösung am Einmassenschwinger. Dies war zu erwarten, weil in der analytischen Lösung die korrekte modale Masse gemäss Axis-Modell eingesetzt wurde und im FD-Modell der variable Querschnitt analog zum Axis-Modell abgebildet wird.

Es ist ersichtlich, dass der Maximalwert erst nach ca. 160 Sekunden erreicht wird, daher ist zu erwarten, dass in der nachfolgenden Analyse mit einer Wanderlast deutlich geringere Maximalwerte erreicht werden.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – ohne Tilger, Einwirkung Wanderlast



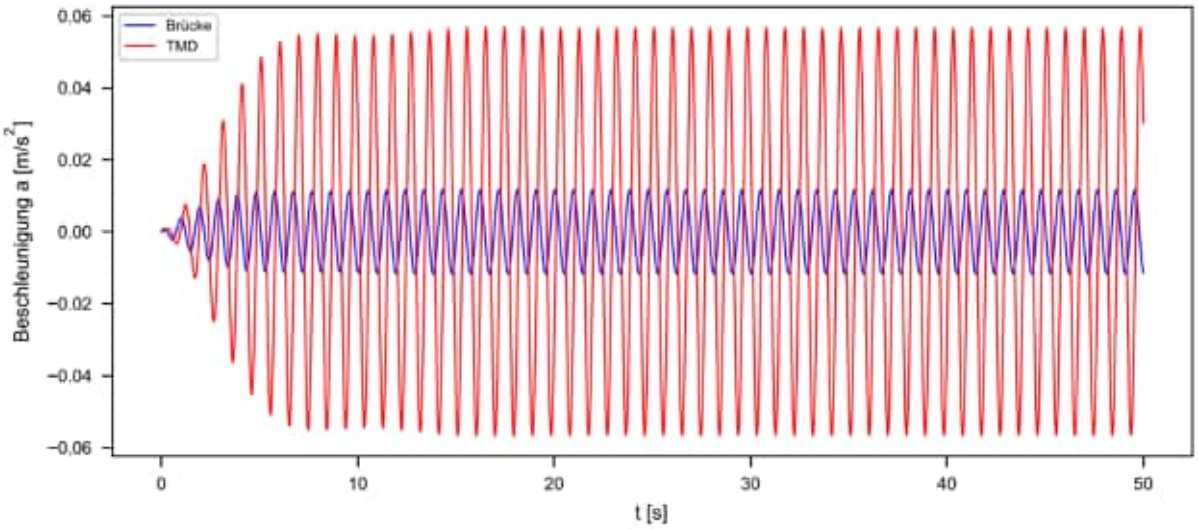
Die Maximalwerte betragen:

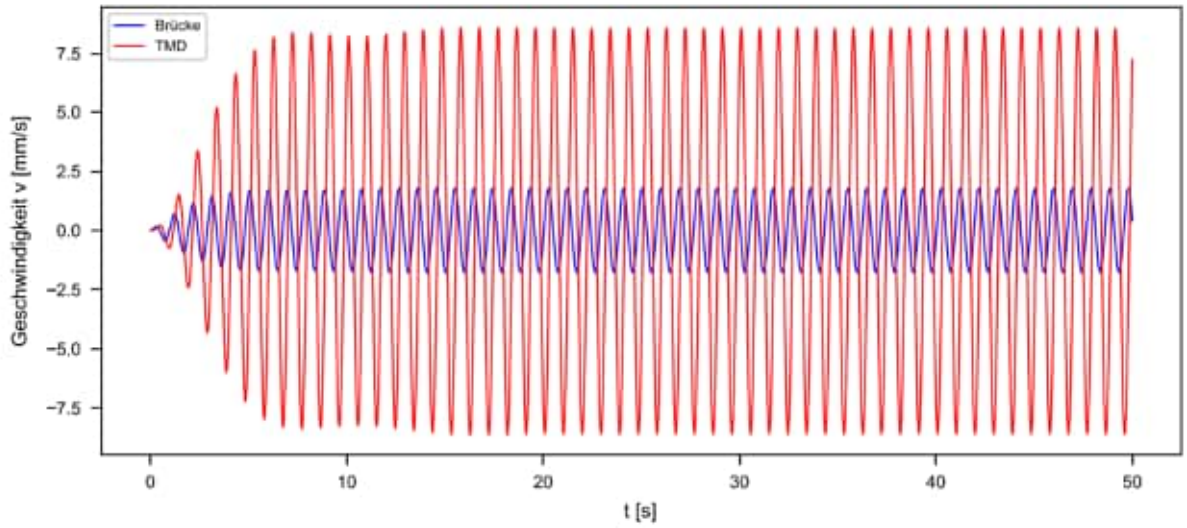
$a_{max} = 0.07 \frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 12 \frac{mm}{s}$, $u_{max} = 1.8\ mm$

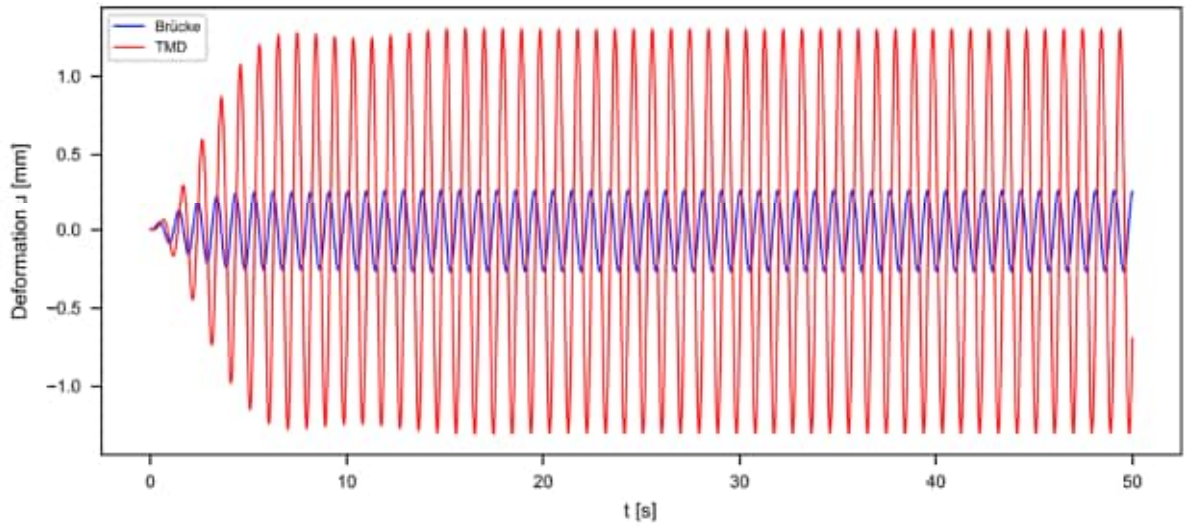
Das geforderte Beschleunigungskriterium $a_{h,zul}$ = 0.1 m/s² kann somit eingehalten werden. Es ist zudem nicht von einem Lock-In-Risiko auszugehen. Nachfolgend wird trotzdem der Effekt des vorgesehenen TMDs untersucht.

Erste horizontale (lateral) Eigenschwingung – mit Tilger, Einwirkung stationär

Die Eigenschaften des TMD werden analog zum Kapitel 10.2.1 übernommen.







Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 0.01 \frac{m}{s^2}$, $v_{max} = 2 \frac{mm}{s}$, $u_{max} = 0.3\, mm$

10.6 Absichtliche Anregung

Modellbildung und Berechnung

Die dynamischen Einwirkungen durch das Lastmodell «Absichtliche Anregung» sind in Kapitel 4.3.2 beschrieben. Dabei handelt es sich um eine Personengruppe von 5 Personen, welche an einer bestimmten Stelle stehend, versuchen die Brücke durch koordiniertes Hüpfen anzuregen. Da der Frequenzbereich der vertikalen Anregung 1.7 bis 3.0 Hz beträgt, könnte insbesondere die zweite vertikale Eigenschwingung angeregt werden. Die folgenden Untersuchungen widmen sich demnach der zweiten vertikalen Eigenschwingung.

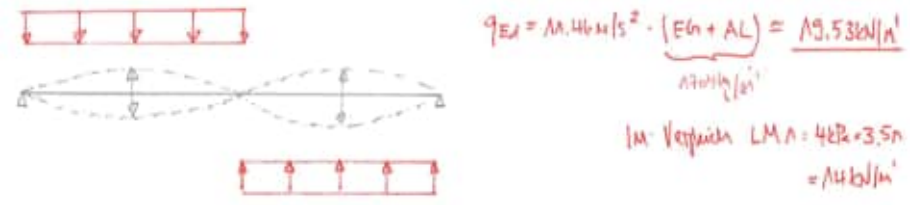
Die Spektralwerte der Verformungen und Beschleunigungen werden nach dem Lastmodell für eine oszillierende, stationäre Punktlast berechnet.

Es berechnen sich folgende Werte im Viertelspunkt der Brückenspannweite für die zweite vertikale Eigenschwingung:

a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	11.46	[m/s^2]
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	594.4	[mm/s]
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	30.8	[mm]

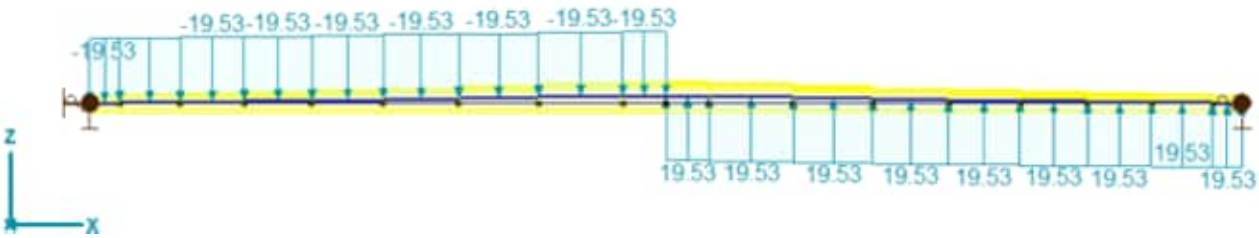
Die maximale zu erwartende Beschleunigung durch die absichtliche Anregung beträgt ca. 11.46 m/s^2.

Eine Abschätzung der Schnittgrössen infolge der absichtlichen Anregung lässt sich anhand der Multiplikation der maximalen Beschleunigung mit der Masse des Brückentragwerks durchführen.



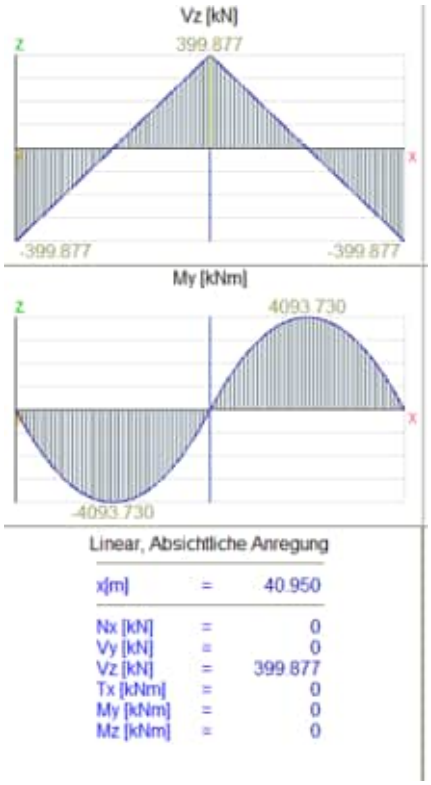
Da die dynamische Einwirkung grösser ist als die Nutzlast, wird der Lastfall «Absichtliche Anregung» im statischen Modell als aussergewöhnliche Bemessungssituation untersucht.

Die Last wird wie folgt definiert.



Auswirkungen

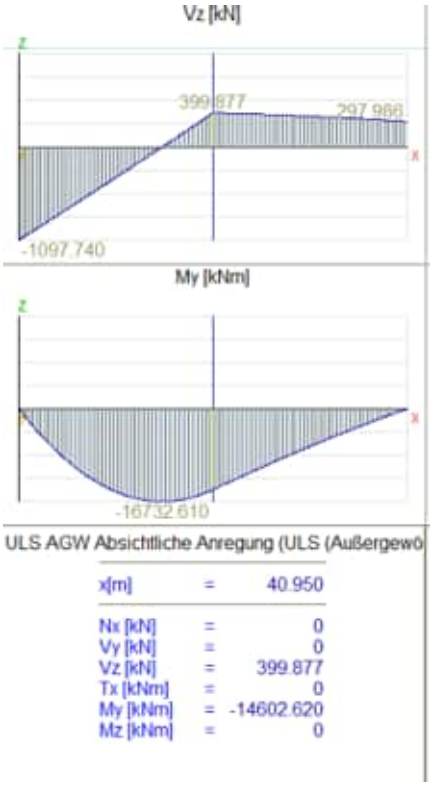
E_d = E{1.00 Absichtliche Anregung}



Linear, Absichtliche Anregung

x[m]	=	40.950
Nx [kN]	=	0
Vy [kN]	=	0
Vz [kN]	=	399.877
Tx [kNm]	=	0
My [kNm]	=	0
Mz [kNm]	=	0

E_d = E{1.00EG + 1.00 AL + 1.00 Absichtliche Anregung}



ULS AGW Absichtliche Anregung (ULS (Außergew

x[m]	=	40.950
Nx [kN]	=	0
Vy [kN]	=	0
Vz [kN]	=	399.877
Tx [kNm]	=	0
My [kNm]	=	-14602.620
Mz [kNm]	=	0

E_d = E{1.00EG + 1.00 AL + 1.00 Absichtliche Anregung}

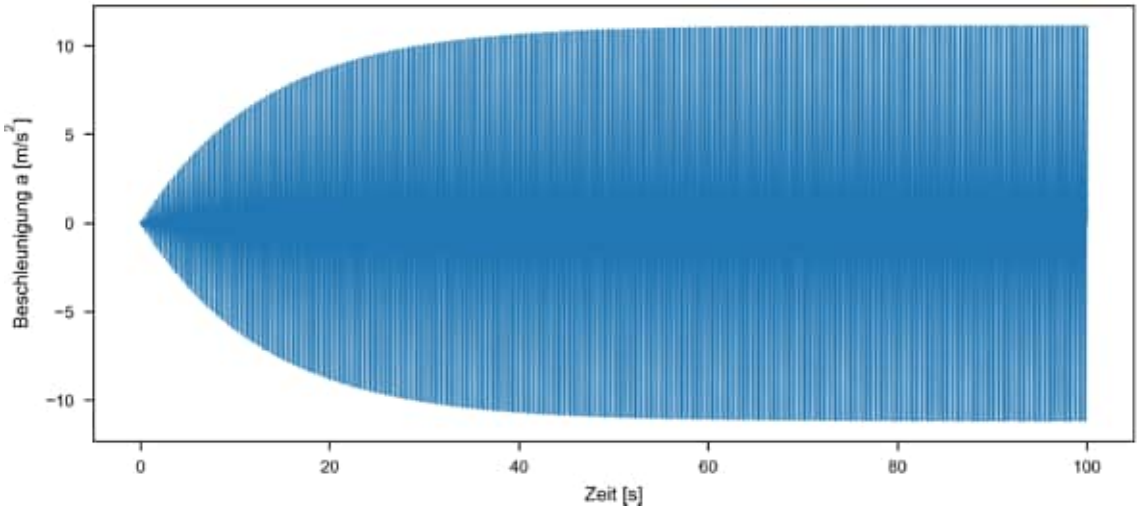
$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



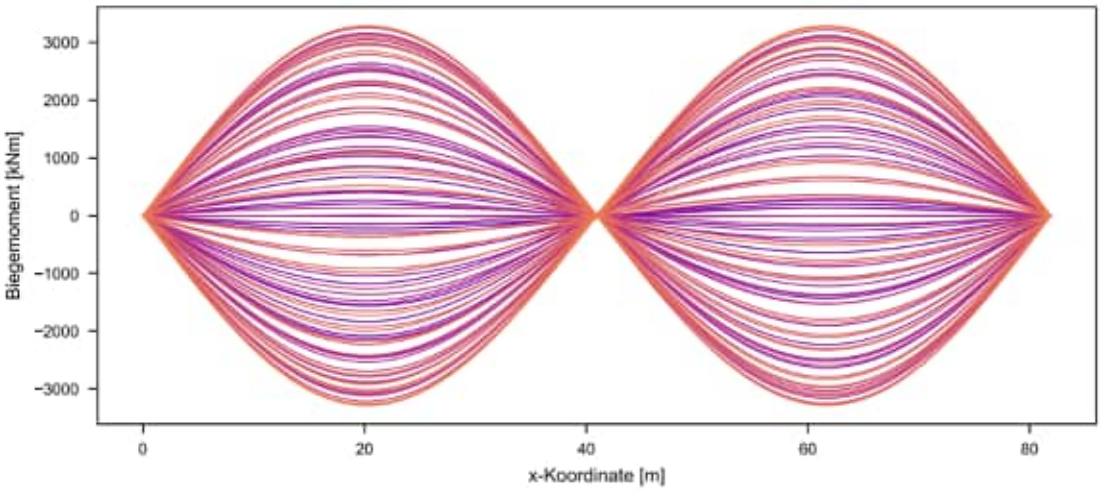
Die Auswirkungen bzw. die Spannungen infolge des aussergewöhnlichen Lastfalls «Absichtliche Anregung» sind deutlich geringer als infolge des Lastfalls «Nutzung Langsamverkehr». Entsprechend ist der aussergewöhnliche Lastfall nicht massgebend und die Tragsicherheit ist somit erfüllt.

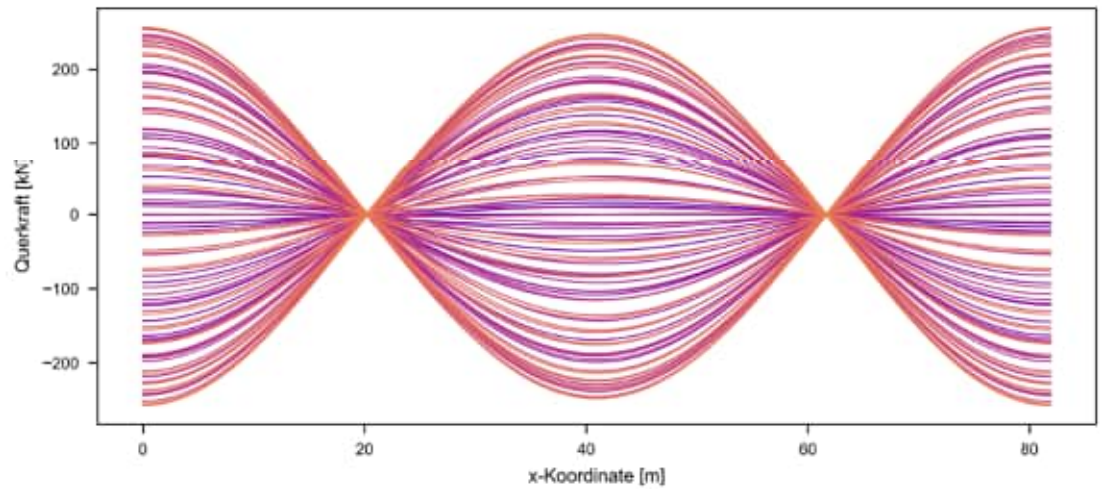
Dynamische Schnittkräfte am FD-Modell

Als Vergleich werden die dynamischen Schnittkräfte (ohne ständige Lasten) am FD-Modell ermittelt.



Im FD-Modell resultiert eine maximale Beschleunigung a_{max} = 11.4 m/s^2 und ist somit identisch mit der analytischen Lösung. Unten sind der Verlauf der Biegemoment und der Querkräfte zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt. Die maximalen Werte (nach ca. 80 Sekunden) betragen M_{max} = 3'308 kNm und Q_{max} = 257 kN. Die dynamischen Schnittkräfte sind folglich tiefer als der vorgängig angewandte Ansatz, der auf der sicheren Seite liegt (unter Berücksichtigung einer sinusförmigen Einwirkung resultieren nur marginale Differenzen zwischen dem vereinfachten Ansatz und der dynamischen Berechnung).





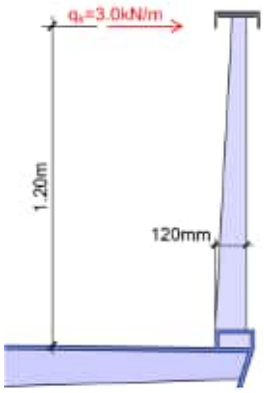
11 Brückengeländer

11.1 Geländerpfosten

Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgt für die horizontale Einwirkung gemäss Kapitel 3.2.5, welche auf einer maximalen Höhe von 1.20m ab OK Fahrbahn wirkt.

Der Abstand zwischen den Geländerpfosten beträgt rund 2.0m. Die Pfosten sind aus Chromstahl (Werkstoff Nr. 1.4404) und weisen eine Stärke von 15mm auf.

Skizze Geländerpfosten (Abbildung und Berechnung aus Statik für Querung Emmenweg)

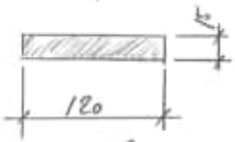


Abstand Pfosten a = 2.0m

$M_{Ed} = 1.50 \cdot 3.00\,kN/m^2 \cdot 1.20m \cdot 2.0m = 10.8\,kNm$

$V_{Ed} = 1.50 \cdot 3.00\,kN/m^2 \cdot 2.0m = 9.0\,kN$

QS Fussplatte



$W_{el} = \frac{H^2 \cdot t}{6} = 36'000mm^3$

$W_{pl} = \frac{H^2 \cdot t}{4} = 54'000mm^3$

$A_V = H \cdot t = 1800mm^2$

$f_{yd} = \frac{290}{1.05} = 210\,N/mm^2$

$\tau_{yd} = 121\,N/mm^2$

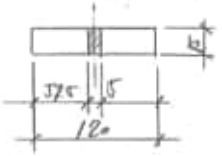
$M_{el,Rd} = 756\,kNm$

$M_{pl,Rd} = 1134\,kNm$

$V_{Rd} = 218\,kN$

Nachweis

QS - Anlet Bruchfall



$\rightarrow M_{pl,Rd(V)} = 375 \cdot 15 \cdot 210\,N/mm^2 \cdot 68.5mm \cdot 10^{-6} = 1132\,kNm$

$M_{Ed} = 10.8\,kNm < M_{pl,Rd(V)} = 1132\,kNm$

$V_{Ed} = 9\,kN < V_{Rd} = 907\,kN$

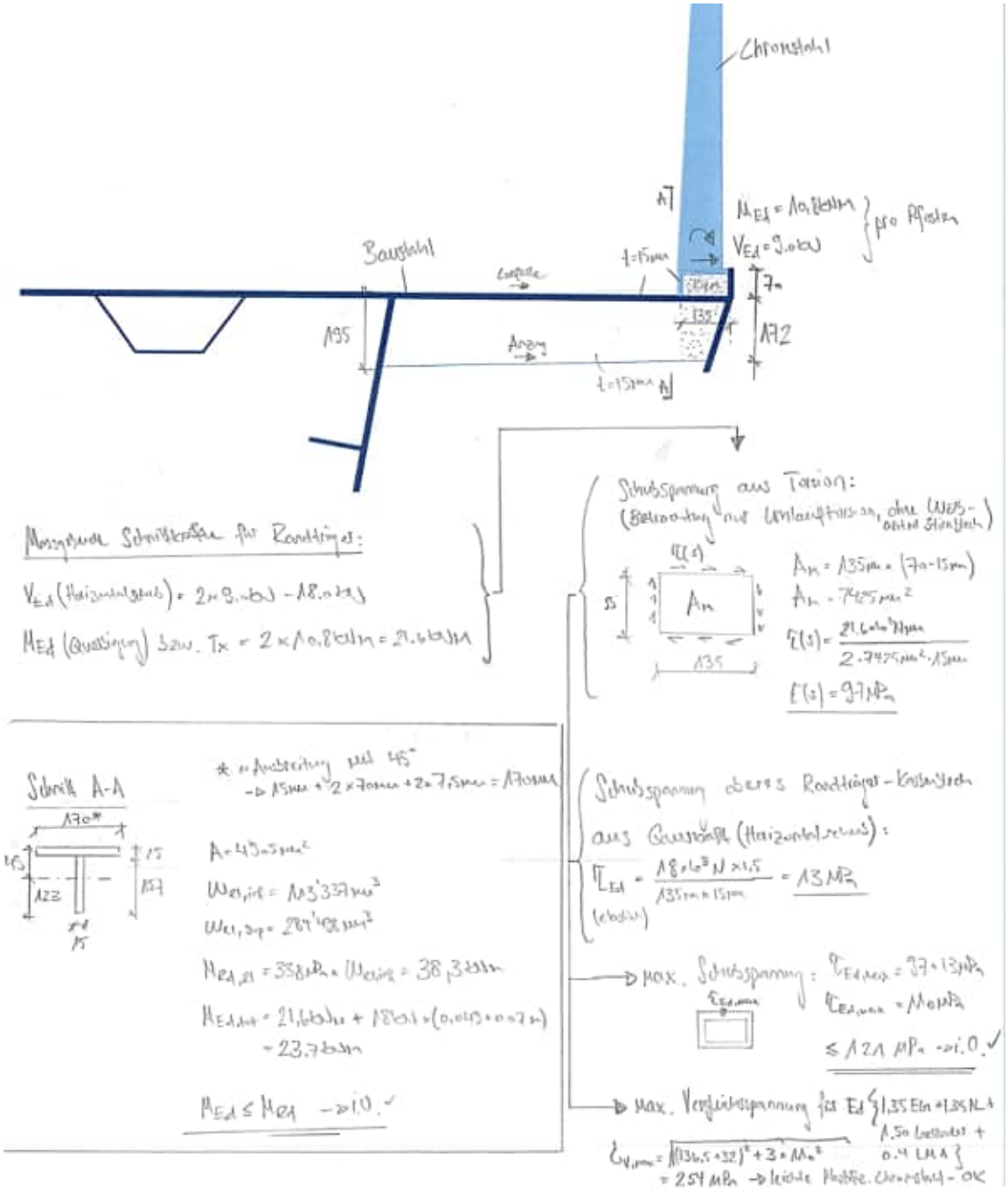
$\rightarrow$ Nachweis erfüllt für Horizontalkraft $q_{Ed} = 4.50\,kN/m^2$

Krafteinleitung in Randträger und Querrippe des Brückenträgers

Die Krafteinleitung vom Geländerpfosten in den Randträger des Brückenträgers erfolgt über eine in den Randträger eingeschweisste Rippe an der Stelle es Geländerpfostens. Da bei der Emmequerung das Sprungmass der Querrippen nicht dem Geländerpfosten-Abstand entspricht, erfolgt der weitere Kräftefluss über Umlauftorsion bis zur nächstgelegenen Querrippe des Brückenträgers. Auch bei sämtlichen Querrippen ist eine in den Randträger eingeschweisste Rippe vorhanden.

Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass die Beanspruchung (Querbiegung und Horizontalschub) von zwei Geländerpfosten mittels Umlauftorsion im Randträger bis zur nächstgelegenen Querrippe abgetragen werden muss.

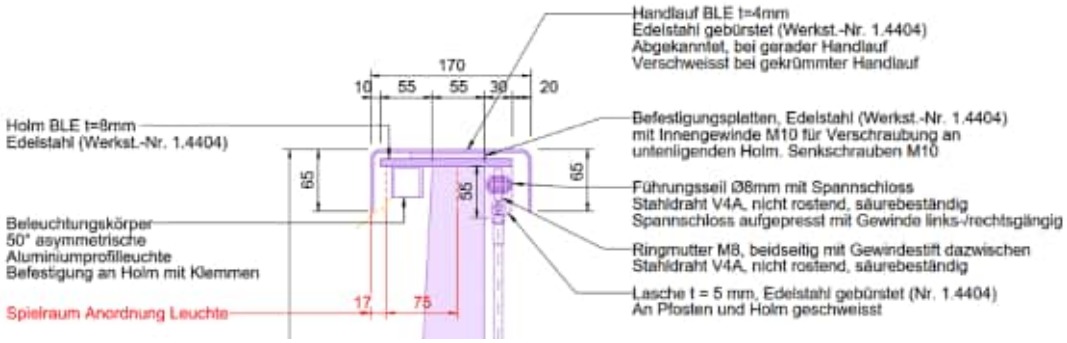
Die Schweissnähte werden grundsätzlich durchgeschweisst.

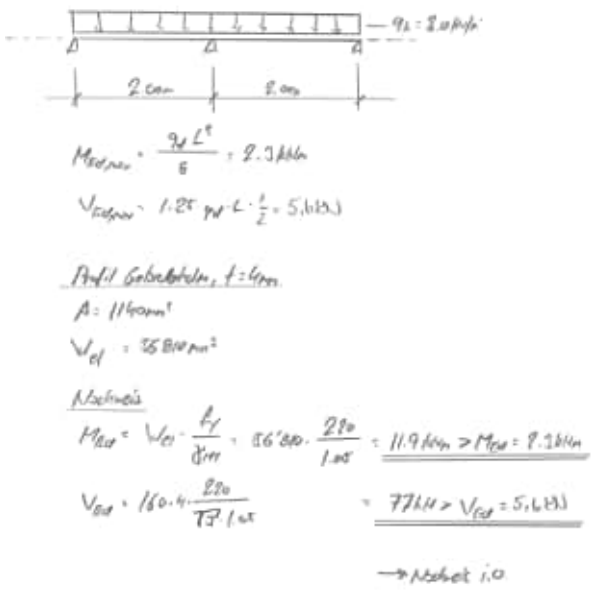


11.2 Geländerholm

Der Geländerholm resp. Handlauf besteht aus einem abgekanteten Chromstahl-Profil (Werkstoff Nr. 1.4404) mit einer Blechstärke von 4mm. Der Handlauf wird als durchlaufender Stab betrachtet, welcher im Abstand von 2m durch die Geländerpfosten gehalten ist.

Nachfolgend ist die Detailausbildung des Projekts der Passerelle Steigerhubel, Bern dargestellt. Die Ausbildung für das Projekt Emmenquerung soll in ähnlicher Art erfolgen.





12 Grundlagen

12.1 Normen, Bestimmungen und Richtlinien

[1] Eurocode prEN 1990:2019, Eurocode – Basis of structural design, Annex A2, Europäisches Komitee für Normung.
[2] Eurocode EN 1991-1-4:2005 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Europäisches Komitee für Normung.
[3] Eurocode prEN 1991-2:2020, Eurocode 1 – Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges and other civil engineering works, Europäisches Komitee für Normung.
[4] Eurocode EN 1993-1-4:2006: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-4: Allgemeine Bemessungsregeln – Ergänzende Regeln zur Anwendung von nichtrostender Stähle, Europäisches Komitee für Normung.
[5] Norm SIA 260, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken (2013).
[6] Norm SIA 261*, Einwirkungen auf Tragwerke (2020).
[7] Norm SIA 262*, Betonbau (2025).
[8] Norm SIA 263*, Stahlbau (2013).
[9] Norm SIA 267*, Geotechnik (2013).
[10] Norm SIA 491, Vermeidung unnötiger Lichtemissionen im Aussenraum (2013).
[11] Norm SIA 2042, „Vorbeugung von Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten“ (2022).
[12] Norm SN 640075, Fussgängerverkehr – Hindernisfreier Verkehrsraum inkl. Anhang (2014).
[13] Norm SN 640060 Leichter Zweiradverkehr – Grundlagen (1994).
[14] Norm VSS 40200A Geometrisches Normalprofil (2019).
[15] Norm VSS 40201 Geometrisches Normalprofil; Grundabmessungen und Lichtraumprofil der Verkehrsteilnehmer, inkl. Anhänge 1 und 2 (2019).
[16] Norm VSS 40247A Querungen für den Fussgänger- und leichten Zweiradverkehr - Überführungen (2019).
[17] Norm VSS 40568 Passive Sicherheit im Strassenraum - Geländer (2024).
[18] Projektierungshandbuch für Ingenieure PHI, Version 2.2 / Mai 2023.
[19] PAIngB (V3.2), Projektierungsassistent Ingenieurbau – Brücken (Teil A und B).
[20] Richtlinie „Strassen – Wege – Plätze“, Schweizerische Fachstelle für behindertengerechtes Bauen, 2003.
[21] Richtlinie R I-10007, Persönliche Schutzausrüstung.
[22] Richtlinie R I-50009, Überwachung der Bahntechnikanlagen bei gleisnahen Baustellen.
[23] Richtlinie R RTE 20100, Sicherheit bei Arbeiten im Gleisbereich.
[24] Richtlinie R RTE 20600, Sicherheit bei Arbeiten im Bereich von Bahnstromanlagen.
[25] Richtlinie D RTE 27900, Rückleitungs- und Erdungshandbuch.
[26] SBB Ausführungs- und Qualitätsvorschriften (AQV) und Kontrollpläne (KP).
[27] SBB Regelwerk, «Unterhalt der Grünflächen: Wald, Gehölze und Einzelbäume im Sicherheitsstreifen», Version 3.0, 10.05.2019.
[28] Vorschrift SBB, Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung (AB-EBV), Stand 01.07.2016.

* inkl. ergänzender Festlegungen und allfälliger Korrigenda

12.2 Projektspezifische Grundlagen

[29] Fachkarten aus dem Geoportal des Kantons Solothurn.
[30] FRIEDLIPARTNER AG, Bodenschutzkonzept inkl. Anhang aus Projekt «Hochwasserschutz und Revitalisierung Emme, Wehr Biberist bis Aare, Los 5», 15.05.2015 (Stand Auflageprojekt).
[31] Nutzungsvereinbarung nach SIA 260 (Version 6, definitive Version) aus Projekt «Hochwasserschutz und Revitalisierung Emme, Wehr Biberist bis Aare, Los 5», 16.01.2013.
[32] Kissling Zbinden AG, «Neubau Langsamverkehrsbrücke Emme, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Nr. 4/7 – Arbeitspapier Prüfingenieur Wasserbau», 26.09.2025.
[33] Kissling Zbinden AG, «Neubau Langsamverkehrsbrücke Emme, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Nr. 4/7 – Arbeitspapier Abflussverhältnisse Emme als Basis für Sicherheitskonzept», 10.03.2026.
[34] Planunterlagen aus Abschlussakten des Projekts «Hochwasserschutz und Revitalisierung Emme, Wehr Biberist bis Aare, Los 5».
[35] WAM Planer und Ingenieure AG, Velobrücke Zuchwil – Derendingen, Verkehrsplanerische Prüfung Einmündungen Langfeldstrasse Zuchwil und Bocciaweg Derendingen, 28.11.2024.
[36] Wanner AG Solothurn, Neubau Langsamverkehrsüberführung, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke (Derendingen / Luterbach nach Zuchwil) – Bericht geologische Grundlagenerarbeitung für das Vorprojekt, 27.09.2024.
[37] Wanner AG Solothurn, «Neubau Langsamverkehrsüberführung «Emmequerung», Bocciaweg – Langfeldstrasse, Luterbach / Zuchwil – Baugrunduntersuchungen», 17.10.2025.
[38] Wanner AG, Ergebnisse der nachträglichen Untersuchungen, Solothurn, 8. Oktober 2002.
[39] Wanner AG, Ingenieurgeologische Baugrunduntersuchung, Solothurn, 13. April 2000.
[40] Werkleitungspläne.

12.3 Dokumente des Projekts

[41] Neubau Langsamverkehrsüberführung, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke, Technischer Bericht (Stand Bauprojekt), Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, 31.07.2026.
[42] Neubau Langsamverkehrsüberführung, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Objekt Nr. 4/7, Velobrücke Emmenweg Objekt Nr. 10/64/4, Nutzungsvereinbarung (Stand Bauprojekt), Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, 31.07.2026.
[43] Neubau Langsamverkehrsüberführung, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Objekt Nr. 4/7, Velobrücke Emmenweg Objekt Nr. 10/64/4, Projektbasis (Stand Bauprojekt), Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, 31.07.2026.
[44] Neubau Langsamverkehrsüberführung, Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Objekt Nr. 4/7, Velobrücke Emmenweg Objekt Nr. 10/64/4, Plansatz Bauprojekt, Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, 31.07.2026.

12.4 Weitere Grundlagen

[45] Amt für Umwelt – Kanton Solothurn, «Kurzbericht zur Jurierung - Kunst an der Emme, Ideenwettbewerb auf Einladung», 09.2018.
[46] Fachkarten aus dem Geoportal des Kantons Solothurn, 12.2023.
[47] Swisstopo, «Zeitreise Luftbilder», 12.2023.
[48] Chopra, Anil K. – «Dynamics of Structures, theory and applications to earthquake engineering», Prentice Hall, 4th Edition, 2012.

[49] «Human induced Vibrations of Steel Structures – Leitfaden für die Bemessung von Fussgänger», Research Fund for Coal & Steel, 2008.

[50] «Human induced Vibrations of Steel Structures – Erläuterungen», Research Fund for Coal & Steel, 2008.