KANTON solothurn

Amt für Verkehr und Tiefbau

Gemeinde Luterbach / Zuchwil

Strasse **Bocciaweg / Langfeldstrasse**

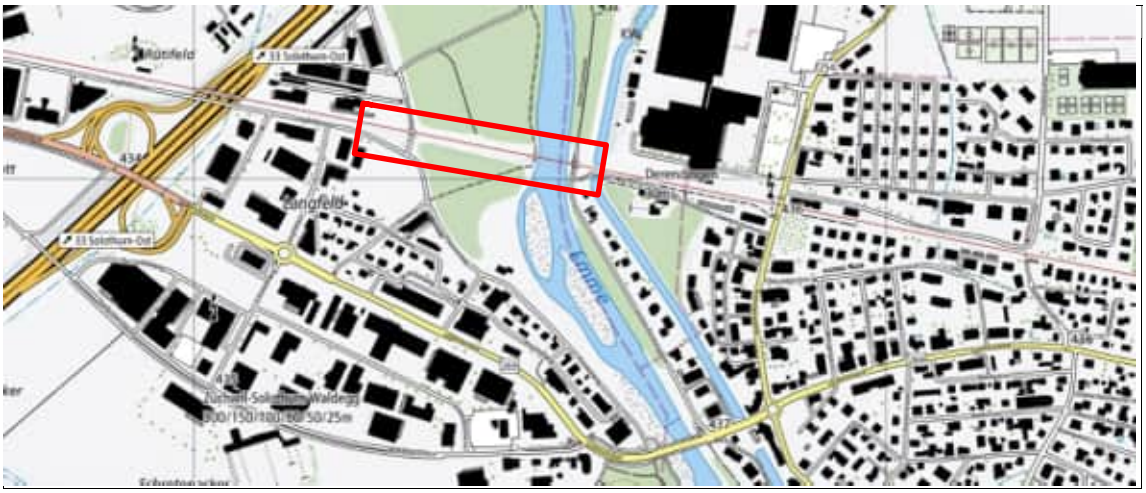
Objekt Emmequerung Bocciaweg neben SBB-Brücke Objekt Nr. 4/7
Velobrücke Emmenweg Objekt Nr. 10/64/4

Projekt **Neubau Langsamverkehrsüberführung**

Projektphase Bewilligungsverfahren / Auflageprojekt

Inhalt **Statische Berechnung Querung Emmenweg**

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-QE**
Format		A4
Projekt	Name	Datum
Erstellt	PM / 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 4
1.1 Material 4
1.1.1 Stahlbau 4
1.1.2 Stahlbeton 5
1.2 Geometrie 6
1.3 Lagerungskonzept 7
1.4 Baugrundverhältnisse 7
2 Modellbildung 9
2.1 Stabmodell 9
2.2 Schalenmodell 10
2.3 Modelle für dynamische Berechnungen 11
2.4 Modell zur Vordimensionierung der TMD 12
3 Einwirkungen Statisch 13
3.1 Eigenlasten und Auflasten 13
3.1.1 Eigengewicht 13
3.1.2 Auflasten 14
3.1.3 Schwingungstilger (TMD) 14
3.2 Veränderliche Einwirkungen 15
3.2.1 Verkehrslasten aus nichtmotorisiertem Verkehr 15
3.2.2 Wind – Statische Drücke und Kräfte 16
3.2.3 Temperatur 17
3.2.4 Schnee 17
3.2.5 Kräfte auf Abschrankungen 18
3.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen 19
3.3.1 Anprall durch Fahrzeugaufbauten und Ladungen 19
3.3.2 Erdbeben 19
4 Einwirkungen Dynamisch 20
4.1 Eigenfrequenzen des Brückenüberbaus 20
4.1.1 Vertikale Schwingungen 21
4.1.2 Horizontale Schwingungen quer zur Brückenrichtung 22
4.2 Dämpfung 22
4.3 Personeninduzierte Schwingungen 22
4.3.1 Gebrauchstauglichkeit 22
4.3.2 Tragsicherheit 25
5 Bemessungssituationen / Gefährdungsbilder 26
6 Auswirkungen – Schnittgrössen und Randspannungen 27
6.1 Endzustand 27
6.1.1 Ständige Lasten 27
6.1.2 Nachrüstung mit Schwingungstilger 27

6.1.3 Tragsicherheit GZT 2 28
6.2 Bauzustand 29
7 Tragsicherheit – Brückenüberbau 30
7.1 Fahrbahnplatte 30
7.1.1 Fahrbahnplatte Längsrichtung 32
7.1.2 Fahrbahnplatte und Querrippen in Querrichtung 33
7.1.3 Beanspruchung Fahrbahnplatte durch Einzellast LM2 36
7.2 Untere Kastenplatte 38
7.3 Stege des Kastenträgers 39
7.3.1 Maximale Längsspannungen in Feldmitte 39
7.3.2 Maximale Schubspannungen 40
7.3.3 Gefährdungsbild «Anprall aus Fahrzeugaufbauten und Ladungen» 42
7.4 Endquerträger 48
8 Tragsicherheit – Brückenunterbau 49
8.1 Widerlager und Fundationen 49
8.1.1 Lagerungskonzept 49
8.1.2 Lagerkräfte 49
8.1.3 Nachweise der Brückenlager 51
8.1.4 Nachweise der Widerlager und Fundationen 52
9 Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit 58
9.1 Funktionstüchtigkeit und Aussehen 58
9.2 Komfort 58
10 Dynamische Berechnungen – Brückenüberbau 59
10.1 Übersicht 59
10.2 Bemessungssituation 3 60
10.2.1 TC 4 (C) – Jogger 60
10.3 Absichtliche Anregung 65
11 Brückengeländer 69
11.1 Geländerpfosten 69
11.2 Geländerholm 71
12 Grundlagen 72
12.1 Normen, Bestimmungen und Richtlinien 72
12.2 Projektspezifische Grundlagen 73
12.3 Dokumente des Projekts 73
12.4 Weitere Grundlagen 73

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

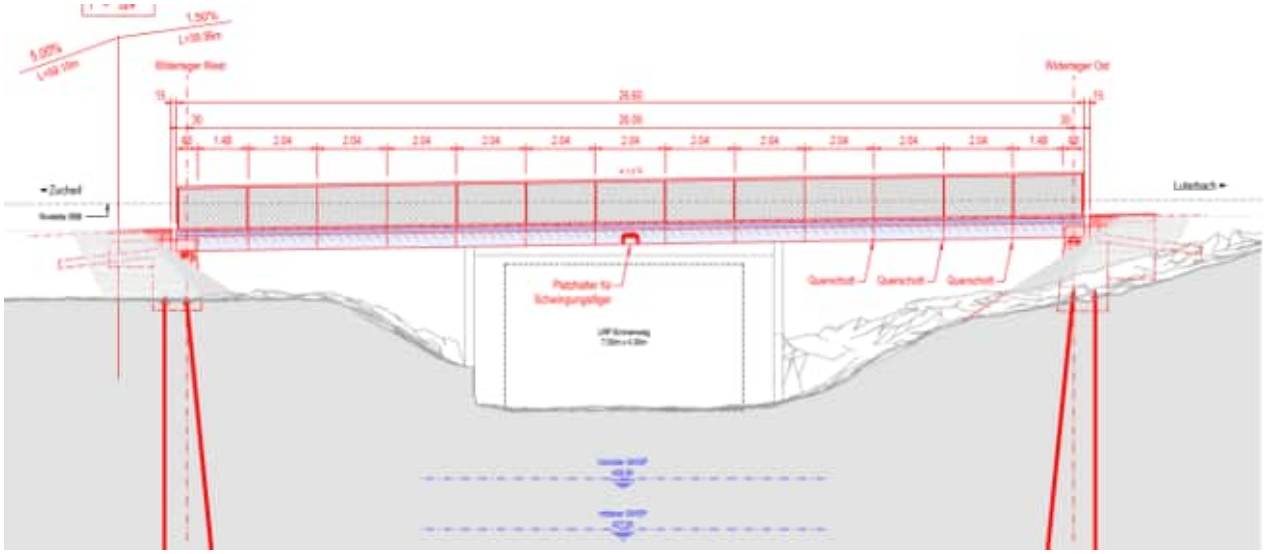
Baustoff Bezeichnung	Bauteil	Bemessungswerte	Charakteristische Werte
Beton			
C30/37 NPK F XC4(CH), XD3(CH), XF2(CH) D_{max} 32, Cl 0.10 Konsistenz C3 Ohne Luftporenzusatz AAR-beständig (P2)	Alle Stahlbetonbauteile	f_{cd} = 20 MPa τ_{cd} = 1.1 MPa E_{cd} = 33.6 GPa (1. Ordng) E_{cd} = 28.0 GPa (2. Ordng) 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

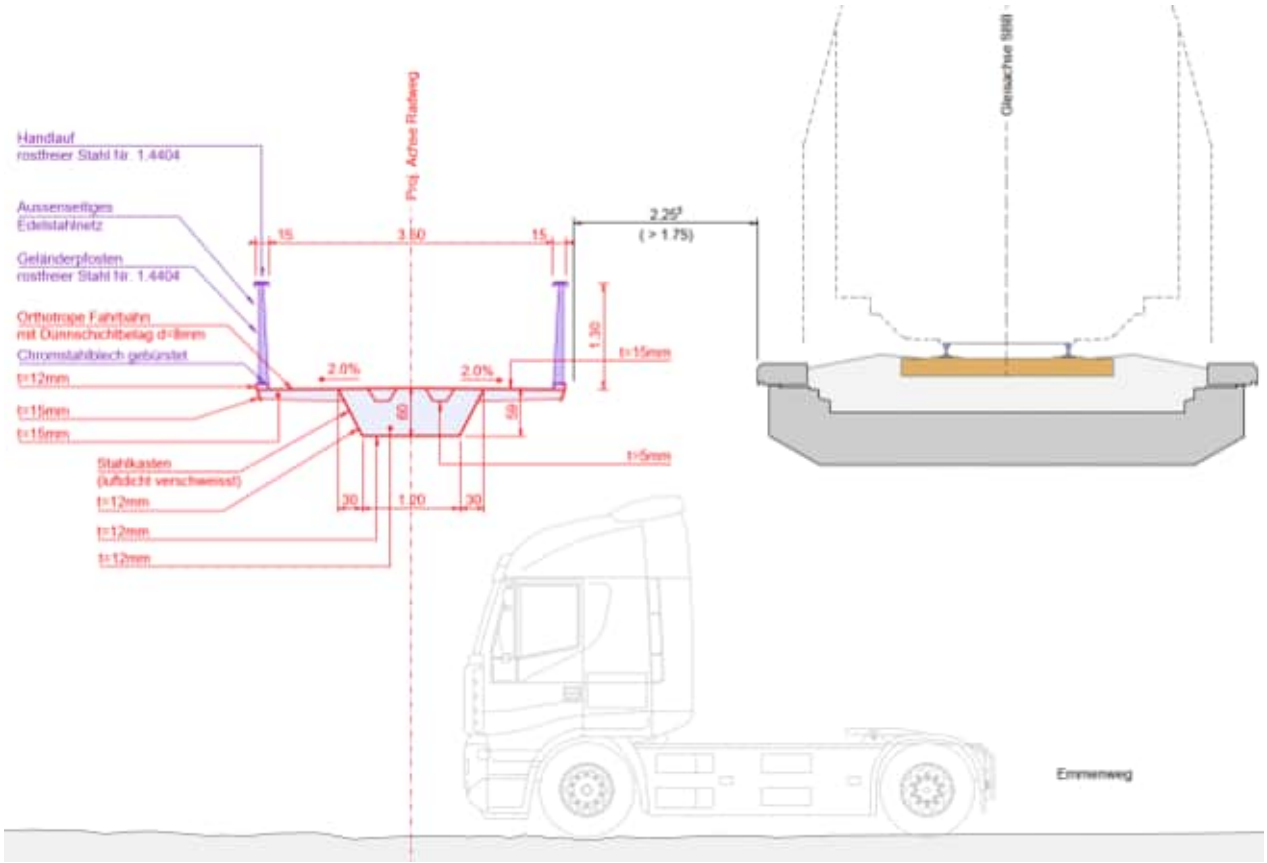
Die Geometrie der Emmequerung ist in folgenden Planunterlagen beschrieben:

- Brückenplan Querung Emmenweg, Dokumenten-Nr. EQZ-566-BP-007

Längsansicht:



Querschnitt:



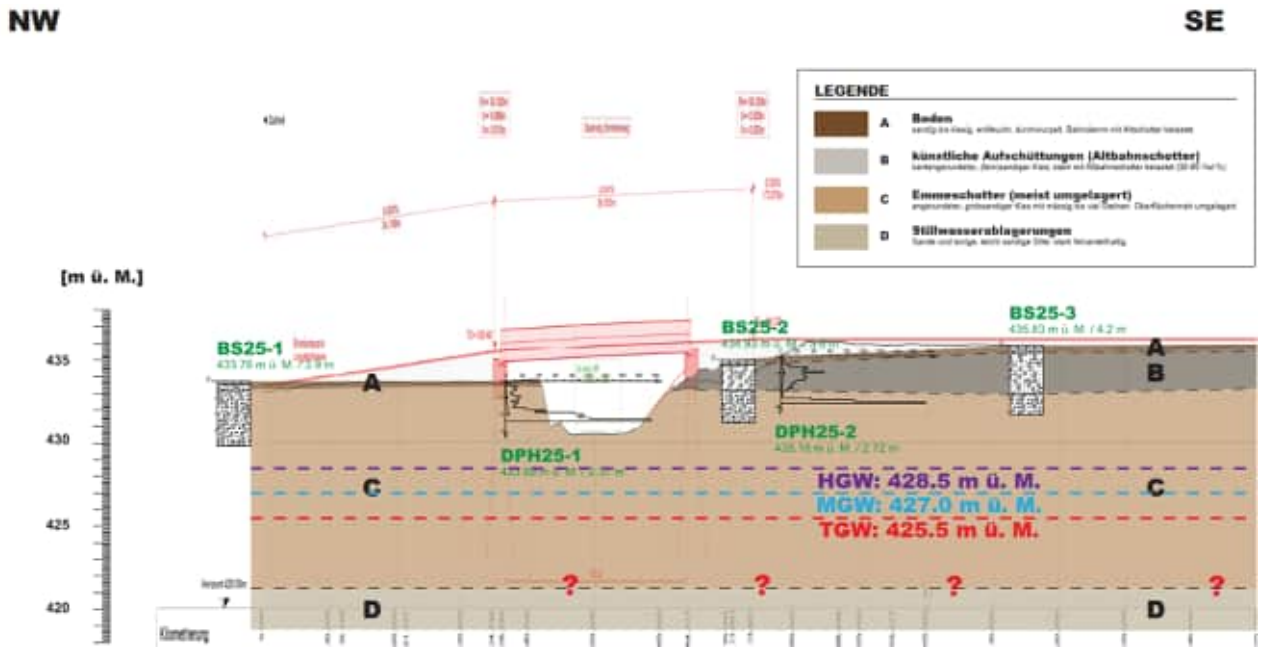
1.3 Lagerungskonzept

Der Brückenüberbau wird an den Enden mittels je zwei Elastomerblocklagern gelagert. Das Lager auf der Südseite ist jeweils in Brückenquerrichtung seitlich geführt. Die Elastomerblocklager sind so ausgelegt, dass die Längenänderung der Brücke infolge Temperatureinwirkung durch elastische Verformung 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.



Für die Ausführung von Kleinbohrpfählen (Mikropfähle) wird im Baugrundbericht [37] empfohlen, Belastungs- bzw. Zugversuche durchzuführen. Ohne Probebelastungen dürfen für die grobe Abschätzung die Grenzmantelreibungsbeiwerte (qs) nach Tabelle 3 der DIN 4128 verwendet werden. Dabei werden folgende 3 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, welches im nachfolgenden Unterabschnitt beschrieben ist.

Untersuchungen zum lokalen Tragverhalten (v.a. für das Lastmodell LM2 des nicht motorisierten Verkehrs sowie für den Fall eines Anpralls von Fahrzeugaufbauten / Ladungen) erfolgen an einem Schalenmodell in AxisVM X8.

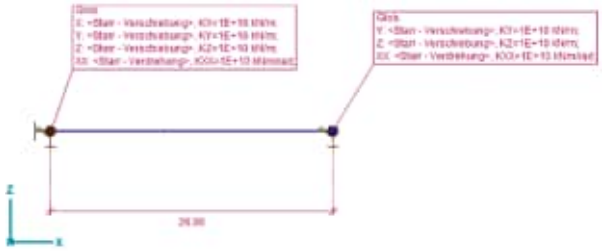
2.1 Stabmodell

Das Stabmodell des Brückenüberbaus in AxisVM X8 ist unten dargestellt, ebenso wie der leicht vereinfachte Brückenquerschnitt (exkl. Trapezrippen unter der Fahrbahnplatte). Die Querrippen und -schotte sowie die Trapezbleche werden am Stabmodell als Auflast aufgegeben, siehe Kapitel 3.1.2.

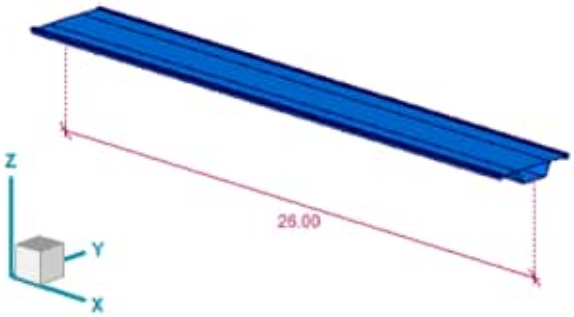
Die Lagerung des Stabs erfolgt grundsätzlich analog zum Lagerungskonzept, jedoch wird die Verschiebung in Längsrichtung beim Lager West blockiert und beim Lager Ost frei verschieblich angesetzt.

Die Blechstärken der Hauptbauteile werden aufgrund der konstruktiven Bedingung in Bezug auf die Herstellung und der Erfahrung aus anderen Projekten minimal mit t_{min} = 12mm gewählt.

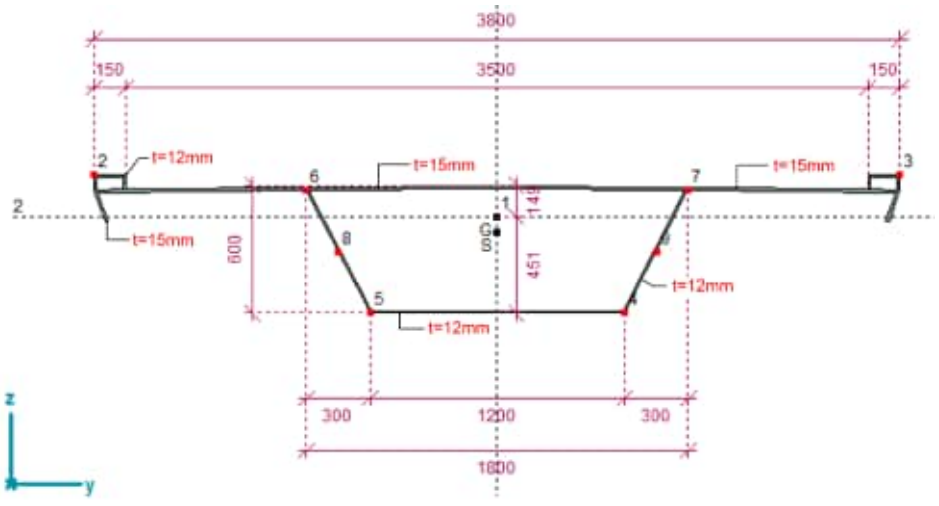
Ansicht Stabmodell



Stabmodell mit Darstellung Brückenquerschnitt



Querschnitt



Brücke

Ax[mm²] =	97698.50
Ay[mm²] =	70644.98
Az[mm²] =	8660.18
Ix[mm⁴] =	9.3541E+9
Iy[mm⁴] =	4.8654E+9
Iz[mm⁴] =	1.1567E+11
Iyz[mm⁴] =	0
Iω[mm⁶] =	6.0442E+14
y_0*[mm] =	0
z_0*[mm] =	0
y_s[mm] =	0
z_s[mm] =	-74
I_1[mm⁴] =	1.1567E+11
I_2[mm⁴] =	4.8654E+9
α[°] =	90.00
i_y[mm] =	223
i_z[mm] =	1088

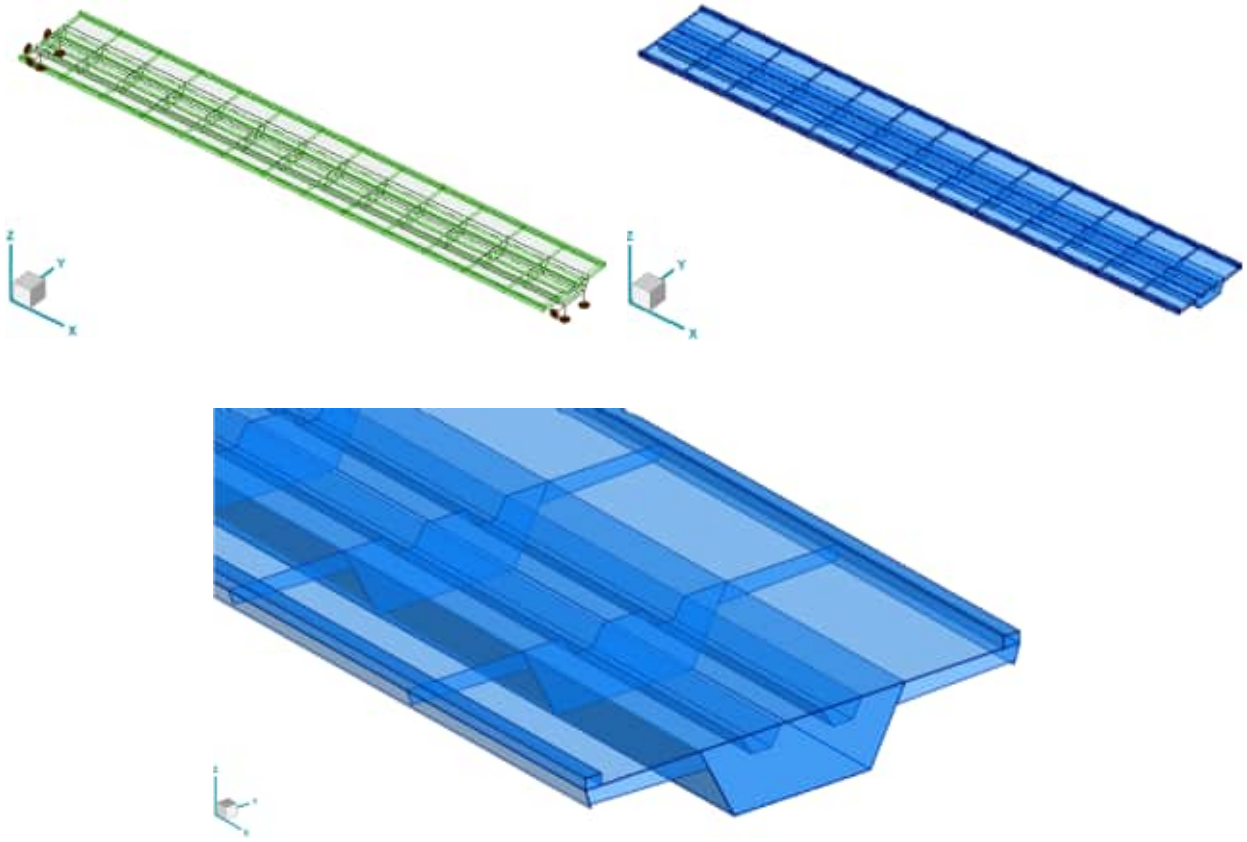
Wy,pl[mm³] =	1.3677E+7
Wz,pl[mm³] =	8.9942E+7
Wy,el,t[mm³] =	2.4487E+7
Wy,el,b[mm³] =	1.0776E+7
Wz,el,t[mm³] =	6.0879E+7
Wz,el,b[mm³] =	6.0879E+7

2.2 Schalenmodell

Zur Untersuchung des lokalen Tragverhaltens, insbesondere für das Lastmodell LM2 des nicht motorisierten Verkehrs sowie für den Fall eines Anpralls von Fahrzeugaufbauten / Ladungen, wird ergänzend ein Schalenmodell in AxisVM erstellt. Das Schalenmodell umfasst alle wesentlichen Elemente des Brückenüberbaus, insbesondere die Fahrbahnplatte, die Trapezrippen, die Querrippen und -schotte, die Randträger sowie die geneigten Stege und die untere Kastenplatte. Die Querschotte und Rippen weisen einen Abstand von rund 2.0m auf.

Die Lagerung des Modells erfolgt analog zum Lagerungskonzept gemäss Kap. 0 bzw. 8.1.1. Das Materialverhalten wird linear elastisch und isotrop angenommen. Die Dichte des Stahls wird für alle Bleche mit 7850 kg/m3 angesetzt.

Die Anordnung der Einwirkungen ist in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben.



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 = 1.5 Hz und f_2 = 3.0 Hz exakt $\zeta = 0.4\%$ beträgt:

$$a = \zeta \frac{4\,\pi f_1 f_2}{f_1 + f_2} = 0.05027$$

$$b = \zeta \frac{1}{\pi(f_1 + f_2)} = 0.00028$$

Dazwischen wird die Dämpfung leicht unterschätzt und entspricht somit einem konservativen Ansatz für die 1. vertikale Eigenform, welche bei 2.32 Hz liegt.

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.

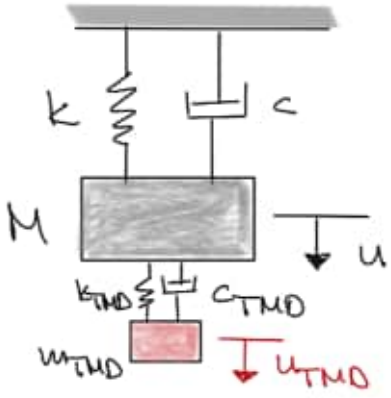
Es werden folgende Querschnittwerte eingesetzt:

$$EI = 1.02173 \cdot 10^{15}\ Nmm^2$$

$$m = 1023\ kg/m$$

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

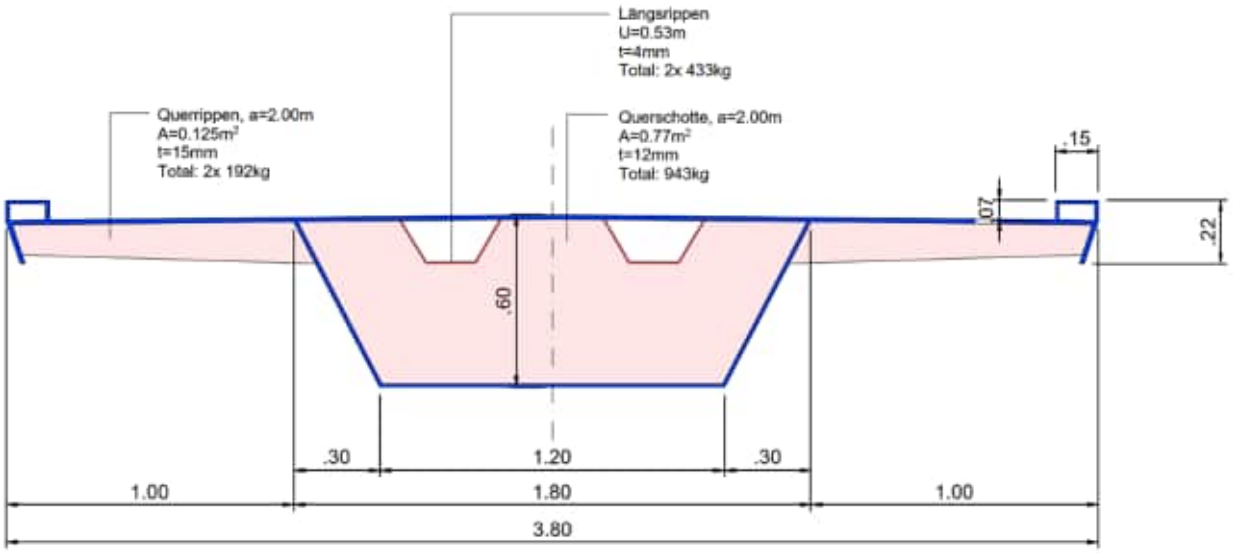
3.1 Eigenlasten und Auflasten

3.1.1 Eigengewicht

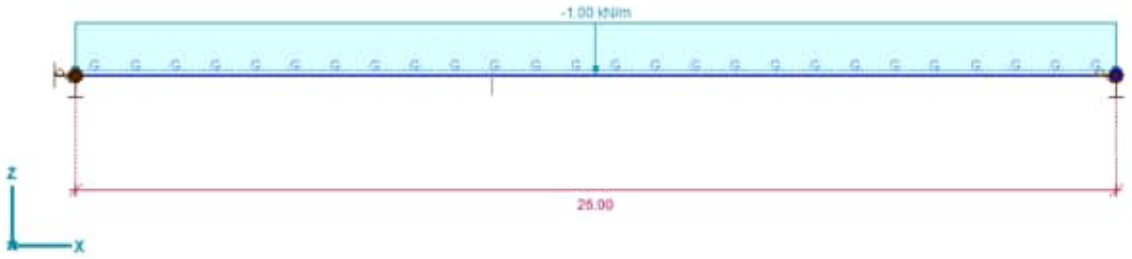
Stahl $\rho s = 7850\ kg/m^3 = 78.5\ kN/m^3$

Zuschlag für Querschotte, Querrippen und Trapezrippen welche nicht direkt im Querschnitt des Stabmodells abgebildet werden (rot markiert unten).

Querrippen:	384kg
Querschotte:	943kg
Längsrippen:	866kg
Total:	2192kg → 0.84kN/m → gewählt: **$g_{k,EG,zus}$=1.00kN/m**



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



3.1.2 Auflasten

Dünnschichtbelag

t=8mm

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

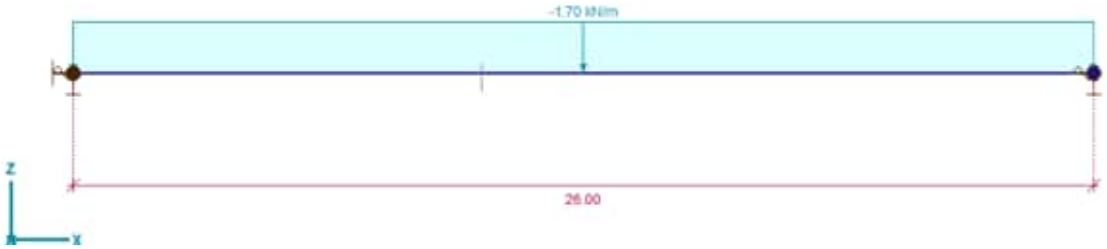
$g_{k,AL,Belag} = 0.20 kN/m^2$

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 AxisVM [kN/m]



3.1.3 Schwingungstilger (TMD)

Da die erste vertikale Eigenform des Brückenüberbaus (durch Joggergruppen) angeregt werden könnte, wird im Rahmen der Bemessung präventiv die Nachrüstung mit einem Schwingungstilger (TMD) berücksichtigt, siehe Kapitel 6.1.2. 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 Eigenform wird in der Mitte der Brücke angeordnet. Die erforderliche Masse des Schwingungstilgers beträgt ca. 5% der angeregten Brückenmasse bei der ersten Eigenform.

m_{Tilger} = 5% angeregte Masse der ersten Eigenform = 5% 17.1 t = **855kg**



3.2 Veränderliche Einwirkungen

3.2.1 Verkehrslasten aus nichtmotorisiertem Verkehr

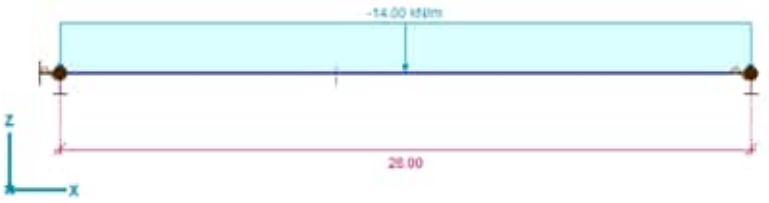
Lastmodell LM1 gemäss SIA 261

$q_{k,LM1}$ = 4kN/m²

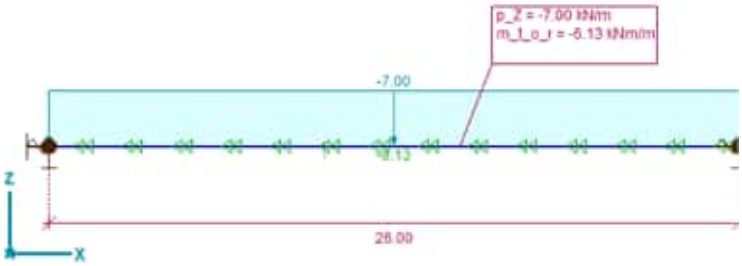
Stabmodell: $q_{k,LM1}$ = 4kN/m2 * 3.50m (Verkehrsfläche) = 14kN/m

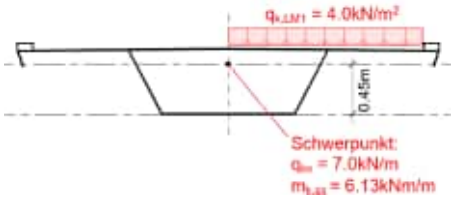
Lastdefinitionen im Modell Axis VM

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 NV [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 7.1.2 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 LM1.

Q_{hk} = 0.10* $q_{k,LM1}$*3.5m * 26m = 36.4kN

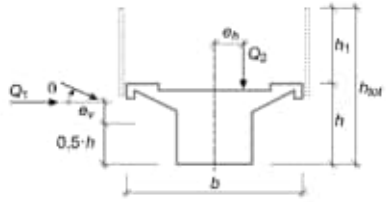
3.2.2 Wind – Statische Drücke und Kräfte

Referenzwert des Staudrucks gemäss SIA 261, Anhang E

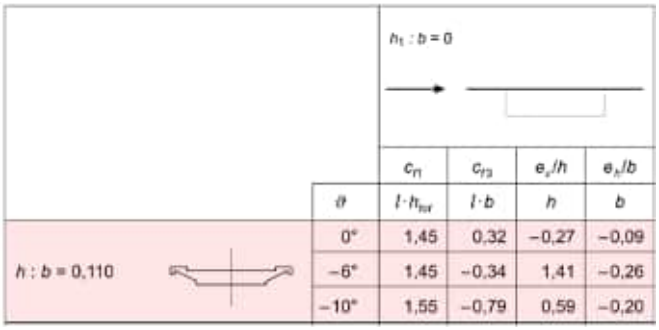
q_{p0} = 0.90kN/m²

Geländekategorie für Profilbeiwert:	III, Ortschaften, freies Feld
Höhe über Boden	z = 7m
Profilbeiwert:	c_h = 1.0 (gewählt)
Staudruck:	**$q_p = c_h\ q_{p0}$ = 0.90kN/m²**
Reduktionsfaktor:	c_{red} = 1.0 (Brücken)

Globale Windkräfte gemäss SIA 261, Tabelle 61



Kennwerte
h= 0.65m
b= 3.80m



Wind seitlich auf Querschnitt

υ = -8°

$q_1 = c_{f1} * q_p$ = 1.50*0.90 = **1.35kN/m²**

e_v/h = 1.00 → e_v = 0.65m

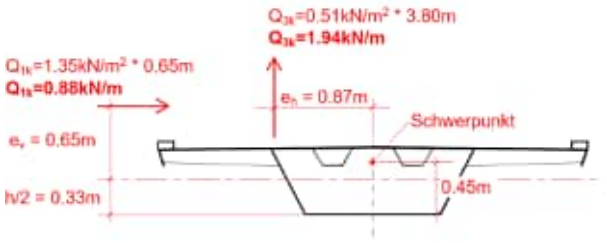
Wind vertikal auf Fahrbahn

υ = -8°

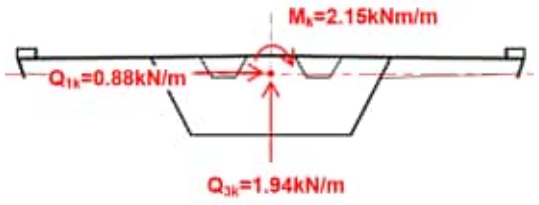
$q_3 = c_{f3} * q_p$ = -0.57*0.90 = **-0.51kN/m²**

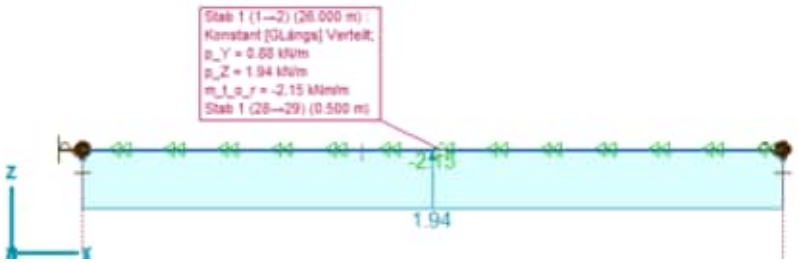
e_h/b = -0.23 → e_h = -0.87m

Windkräfte auf Querschnitt



Windkräfte bezogen auf Schwerpunkt

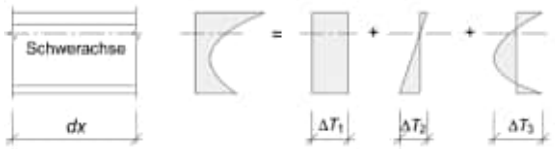




3.2.3 Temperatur

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

Figur 10 Aufteilung der Temperaturänderung über einen Querschnitt

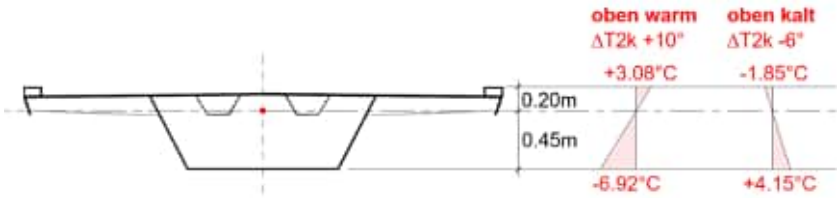


Gleichmässige Temperaturänderung ΔT_{1k}

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 $h \geq 3{,}0$ m	 + 12 + 8	 – 4 – 3
Verbundbrücken Fahrbahnplatte Stahlträger	 + 12 0	 – 4 0



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 $\mathbf{q_k = 3.0kN/m}$ (konservativ) 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 Fahrzeugaufbauten und Ladungen

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.

3.3.2 Erdbeben

Die Einwirkungen für die Bemessungssituation Erdbeben werden vereinfachend mit dem Plateau-Wert des Bemessungsspektrums nach SIA 261 angenommen. Dies ist die maximale 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} = 0.8m/s^2
Baugrundklasse	C	S = 1.45
Bauwerksklasse	BKW I	γ_f = 1.00
Verhaltensbeiwert	nicht duktil	q = 2.0 (nur Fahrbahnplatte QK4, nicht relevant für Erdbeben)

Bemessungsspektrum

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

S_d = 0.15

Globale horizontale Einwirkung Erdbeben.

$Q_{dh,Erdb}$ = 0.15 * 270kN = 40.5kN

4 Einwirkungen Dynamisch

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit des Brückenüberbaus werden dynamische Einwirkungen durch Personen 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 Eigenformen des Brückenüberbaus werden anhand des einfachen Stabmodells gemäss Kapitel 2.1 mit dem FE-Programm AxisVM untersucht. Die dynamische Berechnung erfolgen anschliessend an den Modellen gemäss Kapiteln 2.3 und 2.4.

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.

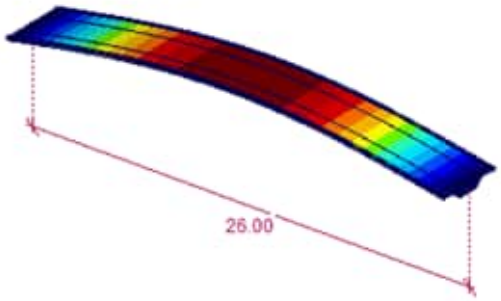
Tabelle 10: Richtwerte für Eigenfrequenzen von Fuss- und Radwegbrücken

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.	

4.1.1 Vertikale Schwingungen

Stabmodell AxisVM

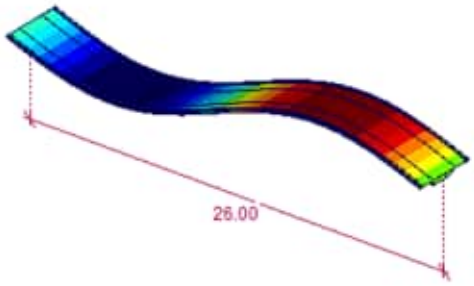
1.Eigenform vertikal: **f_{v1} = 2.30 Hz**



Schwingungsanalyse	
Norm	SIA 26x
Fall	: SLS quasi-ständig
Form	: 1 / 6
f	: 2.30 Hz
T	: 0.435 s
ω	: 14.46 rad/s
Eigenw.	: 208.98
Fehler	: 1.43E-11
Iterationen	: 6

Massenanteil	
ε_X	: 0
ε_Y	: 0
ε_Z	: 0.809
ε_{XX}	: 0
ε_{YY}	: 0
ε_{ZZ}	: 0
Status	: Aktive
$\Sigma_i \varepsilon_X$	: 0.810
$\Sigma_i \varepsilon_Y$	: 0.809
$\Sigma_i \varepsilon_Z$	: 0.897
$\Sigma_i \varepsilon_{XX}$	: 0
$\Sigma_i \varepsilon_{YY}$	: 0.746
$\Sigma_i \varepsilon_{ZZ}$	: 0

2.Eigenform vertikal: **f_{v2} = 9.20 Hz**



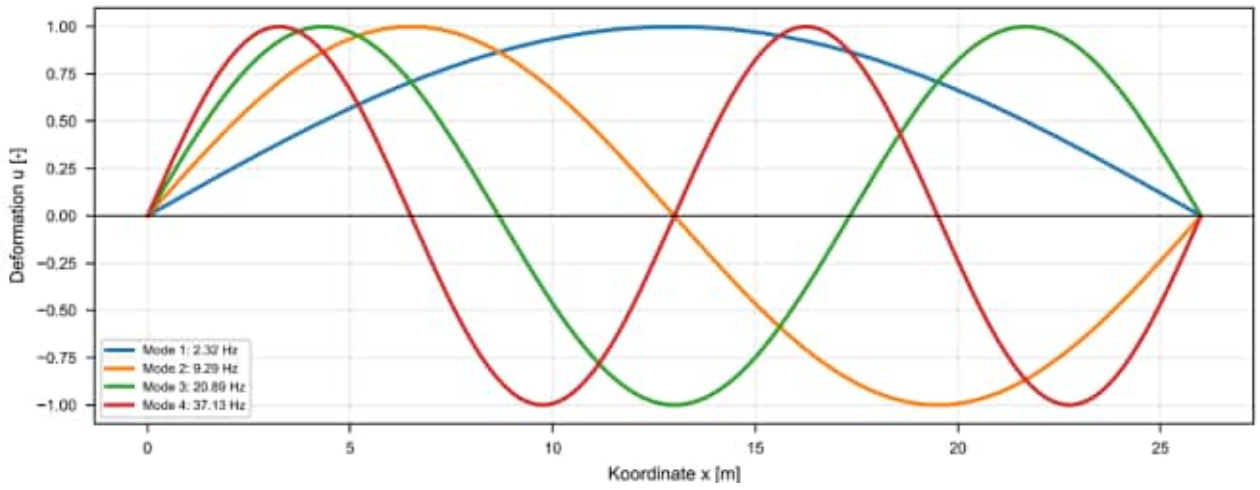
Schwingungsanalyse	
Norm	SIA 26x
Fall	: SLS quasi-ständig
Form	: 2 / 6
f	: 9.20 Hz
T	: 0.109 s
ω	: 57.82 rad/s
Eigenw.	: 3343.70
Fehler	: 1.50E-12
Iterationen	: 6

Massenanteil	
ε_X	: 0
ε_Y	: 0
ε_Z	: 0
ε_{XX}	: 0
ε_{YY}	: 0.600
ε_{ZZ}	: 0
Status	: Aktive
$\Sigma_i \varepsilon_X$	: 0.810
$\Sigma_i \varepsilon_Y$	: 0.809
$\Sigma_i \varepsilon_Z$	: 0.897
$\Sigma_i \varepsilon_{XX}$	: 0
$\Sigma_i \varepsilon_{YY}$	: 0.746
$\Sigma_i \varepsilon_{ZZ}$	: 0

Die erste vertikalen Eigenschwingung liegt innerhalb der Grenzfrequenz 1.6 Hz < f < 4.5 Hz gemäss Tabelle 10 der Norm SIA 260, siehe Kapitel 4.1. Deshalb ist davon auszugehen, dass diese Eigenform durch Personen angeregt werden kann. Genauere Berechnungen dazu sind in Kapitel 10 enthalten.

Die zweite vertikale Eigenschwingung liegt deutlich oberhalb der Grenzwerte der Norm SIA 260.

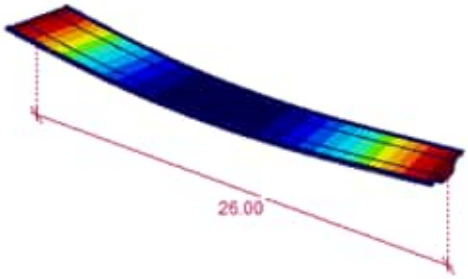
Eigenformen gemäss FD-Modell



4.1.2 Horizontale Schwingungen quer zur Brückenrichtung

Stabmodell AxisVM

1.Eigenform horizontal: **f_{h1} = 11.22 Hz**



Schwingungsanalyse	
Norm	SIA 26x
Fall	: SLS quasi-ständig
Form	: 3 / 6
f	: 11.22 Hz
T	: 0.089 s
ω	: 70.49 rad/s
Eigenw.	: 4968.30
Fehler	: 1.59E-11
Iterationen	: 6

Massenanteil	
ε_X	: 0
ε_Y	: 0.809
ε_Z	: 0
ε_{XX}	: 0
ε_{YY}	: 0
ε_{ZZ}	: 0
Status	: Aktive
$\Sigma_i \varepsilon_X$	: 0.810
$\Sigma_i \varepsilon_Y$	: 0.809
$\Sigma_i \varepsilon_Z$	: 0.897
$\Sigma_i \varepsilon_{XX}$	: 0
$\Sigma_i \varepsilon_{YY}$	: 0.746
$\Sigma_i \varepsilon_{ZZ}$	: 0

Die erste horizontale Eigenschwingung liegt deutlich oberhalb der Grenzwerte der Norm SIA 260 gemäss Kapitel 4.1. Auf weitere Untersuchungen bzgl. der horizontalen Anregung kann aufgrund des horizontal steifen Schwingungsverhaltens verzichtet werden.

4.2 Dämpfung

Die Norm prEN 1991-2 [3] empfiehlt für Stahlbrücken die Verwendung einer viskosen Dämpfung von z = 0.4%. Die viskose Dämpfung des Brückenüberbaus aus Stahl wird zu z = 0.4% angenommen. Ergänzende Details dazu sind Kapitel 2.3 zu entnehmen.

4.3 Personeninduzierte Schwingungen

Für die Beschreibung der dynamischen Einwirkungen durch Personen werden die Einwirkungsmodelle der Norm prEN 1991-2 [3] verwendet. Diese unterscheidet für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zwischen "Fussgängerfluss", "Fussgängergruppe" sowie "Jogging-Gruppe", während für die Nachweise der Tragsicherheit ein zusätzliches Einwirkungsmodell "Absichtliche Anregung".

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. Nach 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	-	-

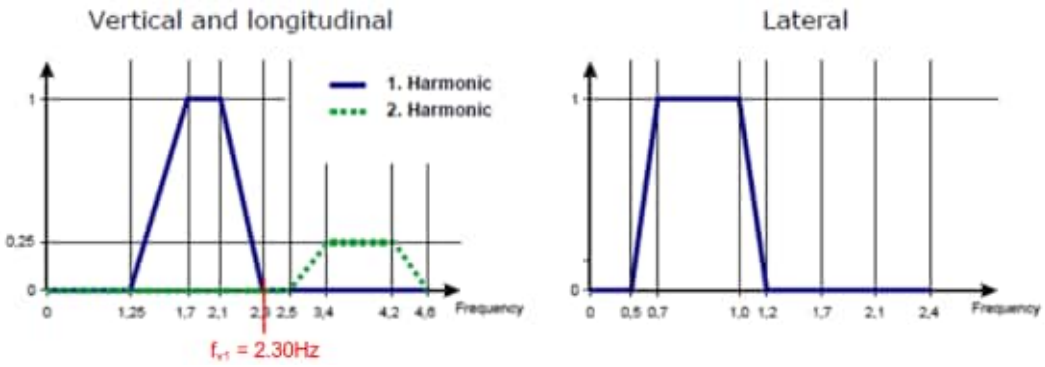
Bemessungssituationen

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/s² $a_{h,zul}$ = 0.8 m/s²
BS 2	Seltener dichter Personenverkehr	TC 3 (A) TC 5 (B)	Selten	CL 2 (Mittel)	$a_{v,zul}$ = 1.0 m/s² $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s²
BS 3	Gelegentliche Joggergruppe	TC 4 (C)	Wöchentlich	CL 2 (Mittel)	$a_{v,zul}$ = 1.0 m/s² $a_{h,zul}$ = 0.3 m/s²
BS 4	Täglicher schwacher Personenverkehr	TC 2 (A) TC 4 (B)	Täglich	CL 3 (Maximum)	$a_{v,zul}$ = 0.5 m/s² $a_{h,zul}$ = 0.1 m/s²

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.



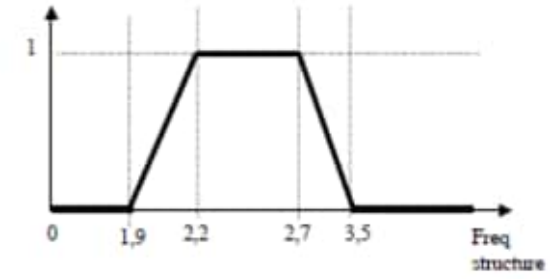
Da die Eigenfrequenzen des Brückenüberbaus ausserhalb des Frequenzbereichs von 1.25 Hz bis 2.30 Hz liegen (bzw. mit f_{v1} = 2.30 Hz an deren oberen Grenze), ist gemäss den Einwirkungsmodellen der Norm prEN 1991-2 [3] mit keiner dynamischen Anregung in vertikaler Richtung durch einen Personenfluss oder einer Personengruppe zu rechnen.

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 erste vertikale Eigenfrequenz beträgt ca. 2.3 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)	$p_v(t) = 54.3\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$p_h(t) = 6.8\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
BS 2	TC3 (A)	$p_v(t) = 14.2\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$p_h(t) = 1.8\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
	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)	$p_v(t) = 9.0\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$	$p_h(t) = 1.1\ N/m^2 \cdot \psi_w \cdot \cos(2\pi \cdot f \cdot t)$
	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 Einwirkung betrachtet.

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

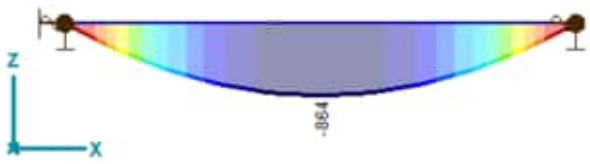
6 Auswirkungen – Schnittgrössen und Randspannungen

6.1 Endzustand

6.1.1 Ständige Lasten

E_d = E{1.00 EG + 1.00 AL}

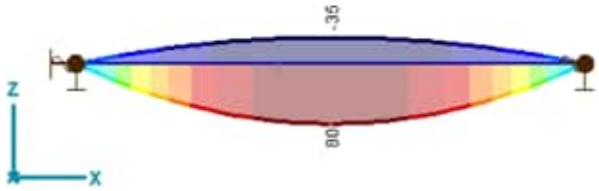
$M_{y,Ed}$ [kNm]

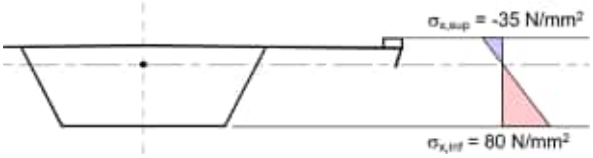


$V_{z,Ed}$ [kN]



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]





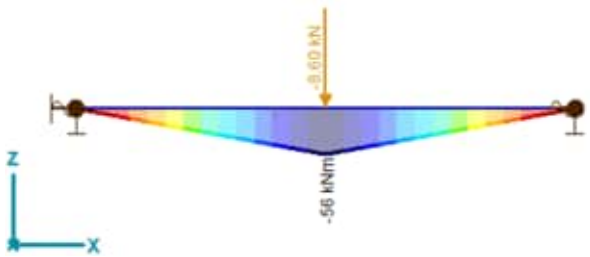
6.1.2 Nachrüstung mit Schwingungstilger

Die Nachrüstung mit Schwingungstilger erfolgt nur, wenn die Messungen am fertiggestellten Objekt zeigen, dass die Komfortgrenzen nicht eingehalten werden können, siehe dazu Kapitel 4 und Kapitel 10

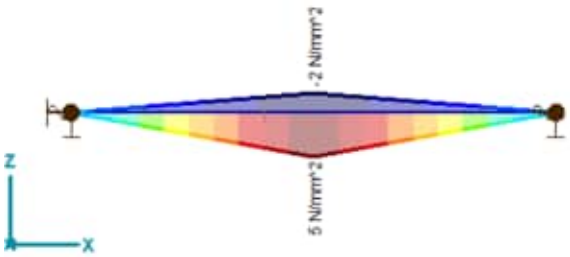
In der folgenden Abbildung sind die Einwirkungen aus der Masse der Schwingungstilger sowie die Auswirkungen (Biegemomente und Längsspannungen) dargestellt.

Die Längsspannungen sind infolge der kleinen Masse der Schwingungstilger sehr bescheiden und erreichen nur Werte von bis 5 N/mm². Für die Nachweise der Tragsicherheit wird die Masse der Schwingungstilger vernachlässigt.

$M_{y,Ed}$ [kNm]



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



6.1.3 Tragsicherheit GZT 2

Massgebendes Gefährdungsbild: Nicht motorisierter Verkehr, Lastmodell 1

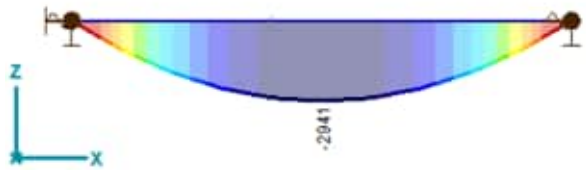
Maximale Biegung längs M_y

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

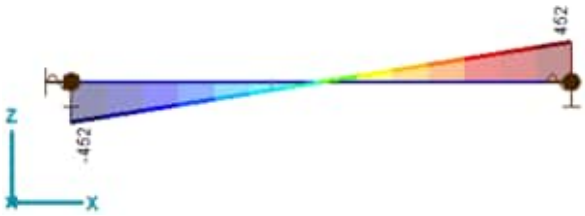
Bei dieser Bemessungssituation wird keine Begleiteinwirkung berücksichtigt – dies weil

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

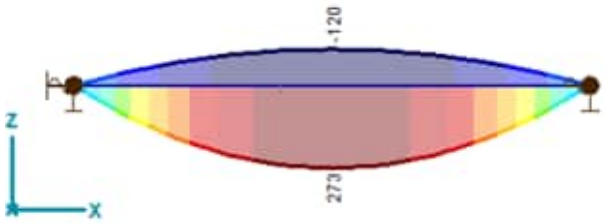
$M_{y,Ed}$ [kNm]

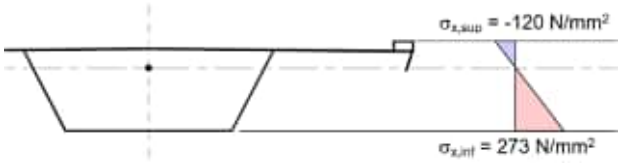


$V_{z,Ed}$ [kN]



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]

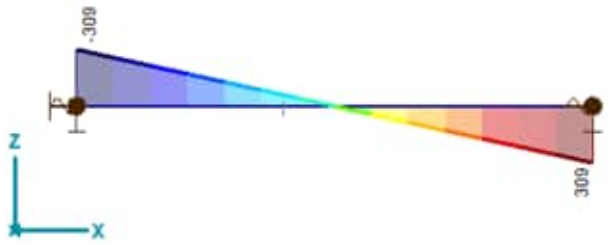




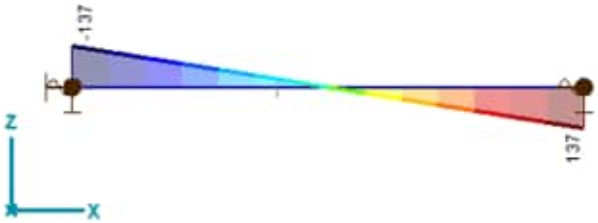
Maximale Torsion Tx

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

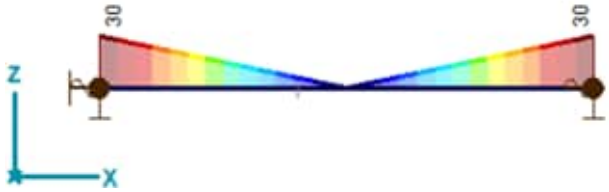
$V_{z,Ed}$ [kN]



$T_{x,Ed}$ [kNm]



$\tau_{xy,min/max}$ [N/mm²]



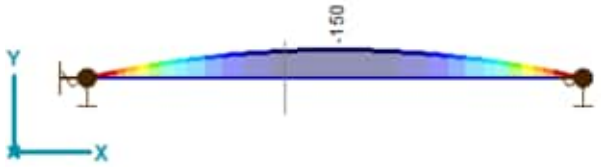
Maximale Biegung quer M_y

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

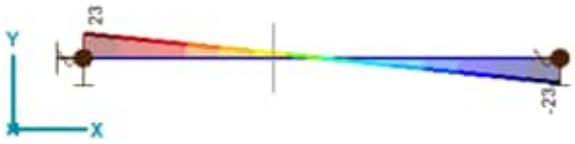
Die Auswirkungen infolge von Wind und Erdbeben sind sehr bescheiden und führen im 3.8m breiten Brückenträger zu kleinen Spannungen in Längsrichtung, wie die Abbildungen unten zeigen. Die Einwirkung aus Erdbeben ist gegenüber Wind massgebend

E_d = E{1.00 Erdbeben}

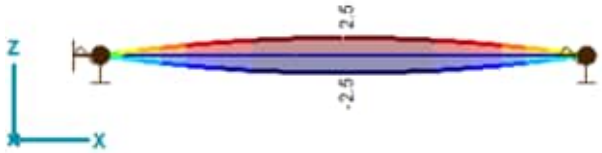
$M_{z,Ed}$ [kNm]

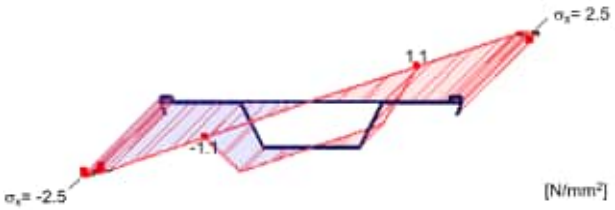


$V_{y,Ed}$ [kN]



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



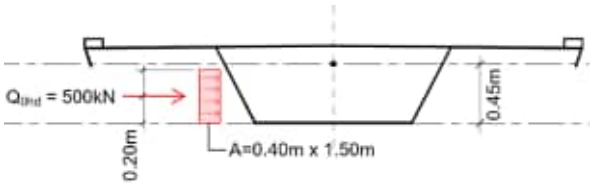


Anprall Strassenverkehr

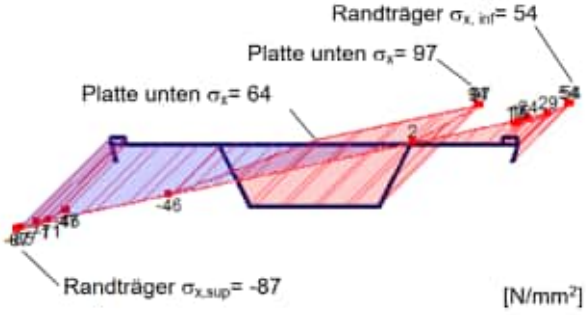
Infolge des Anpralls durch Strassenverkehrslasten ergeben gemäss der Lastanordnung unten nachfolgend dargestellte Längsspannungen für die aussergewöhnliche Bemessungssituation.

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

Anpralllast LS 1



$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



6.2 Bauzustand

Die Stahlbrücke wird im Werk vorfabriziert und an einem Stück auf die Baustelle geliefert.

Auf der Baustelle wird die Brücke mittels Kran versetzt – dies mit Hilfe von mindestens vier Befestigungspunkten. Der Bauzustand ist für die Bemessung des Tragwerks nicht massgebend.

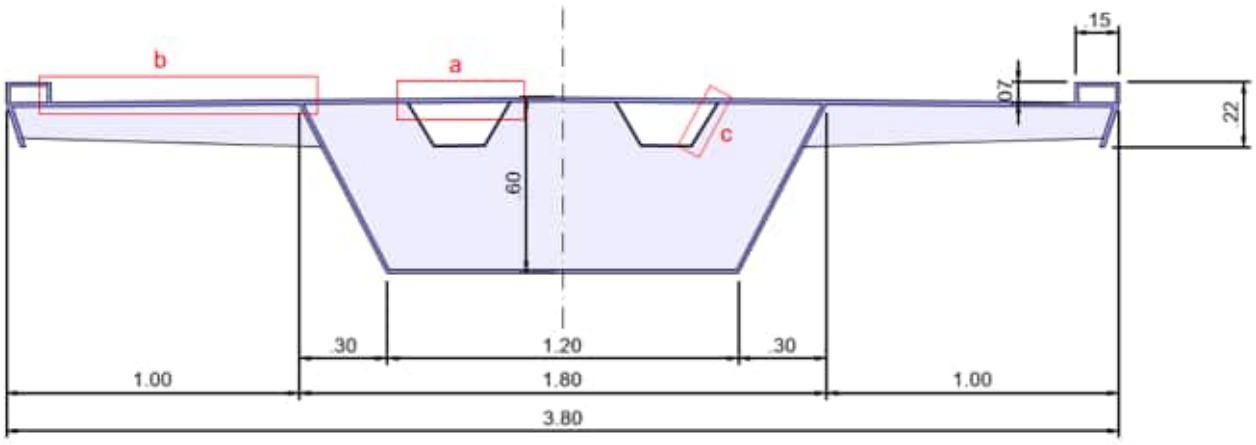
7 Tragsicherheit – Brückenüberbau

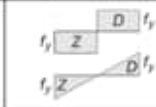
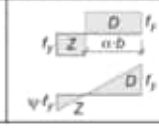
7.1 Fahrbahnplatte

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 350mm unterteilt wird. Die Schlankheitskriterien der Querschnittsklasse 3 nach Norm SIA 263 sind erfüllt.

Im Bereich der Konsolen wird aufgrund der gestalterischen Konzeption auf die Anordnung von Längsrippen zur Aussteifung verzichtet. Die Fahrbahnplatte ist bzgl. der Druckspannungen der Querschnittsklasse 4 zuzuordnen. Die mitwirkenden Breiten betragen $b_{eff}/2$ = 315mm.



Beanspruchung		Maximale *b/t*-Verhältnisse		
		Querschnittsklasse 1	Querschnittsklasse 2	Querschnittsklasse 3
Druck		$33\,\varepsilon$	$38\,\varepsilon$	$42\,\varepsilon$
reine Biegung		$72\,\varepsilon$	$83\,\varepsilon$	$124\,\varepsilon$
Druck mit Biegung $\psi > -1$ (Druck +)		$\frac{396\,\varepsilon}{13\,\alpha - 1}$ $\alpha \geq 0{,}5$	$\frac{456\,\varepsilon}{13\,\alpha - 1}$ $\alpha \geq 0{,}5$	$\frac{42\,\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\,\psi}$

S 235: ε = 1,0
S 275: ε = 0,924
S 355: ε = 0,814
S 460: ε = 0,715

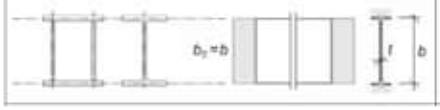
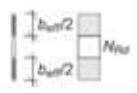
Bereich a
Druck -> b/t = 350/15 = 23.3
42ε = 34 -> **QK3 erfüllt**

Bereich b
Druck-> b/t = 850/15 = 57
42ε = 34 -> **QK4**

Bereich c
Druck mit Biegung -> b/t = 170/4 = 42.5
42ε/0.67 = 51 -> **QK3**

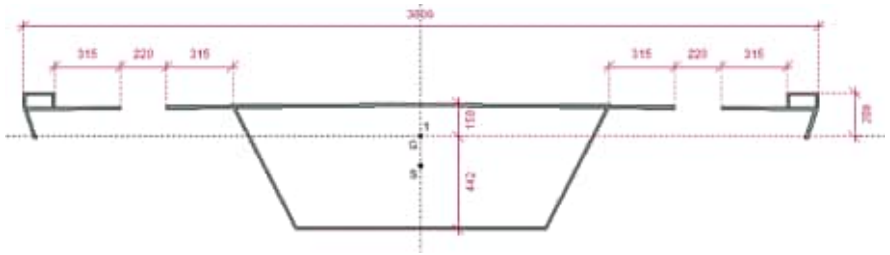
Berechnung der mitwirkenden Breiten b_{eff} nach SIA 263, Tabelle 10 für den Bereich b der Konsolen (konservative Betrachtung unter der Annahme von gelenkiger Lagerung)

Tabelle 10: Beispiele für mitwirkende Breiten b_{eff} (mit $\rho = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_p}$)

Beispiele	Lagerung und Beanspruchung	Reduzierter Scheiben-querschnitt	Beulwerte k gemäss Tabelle 9 Gedrückte Zone b_c Beanspru-chungs-beiwert ψ	Grenzschlankheiten b/t enstprechend der Stahlsorte mitwirkende Breite b_{eff} S 235	S 275	S 355	S 460
			$k = 0,426$ $b_c = b$ $\psi = 1$	17 17 t	15 15 t	14 14 t	12 12 t
			$k = 4,00$ $b_c = b$ $\psi = 1$	51 51 t	47 47 t	42 42 t	37 37 t

Mitwirkende Breiten für Bereich b
b_{eff} = 42t = 630mm

Daraus folgt der reduzierte Querschnitt mit den zugehörigen statischen Kennwerten.



Ax[mm²] =	91027.39
Ay[mm²] =	---
Az[mm²] =	---
Ix[mm⁴] =	9.3564E+9
Iy[mm⁴] =	4.7503E+9
Iz[mm⁴] =	1.0397E+11
Iyz[mm⁴] =	0
Iω[mm⁶] =	3.5101E+14

Wy,pl[mm³] =	1.3662E+7
Wz,pl[mm³] =	8.1116E+7
Wy,el,t[mm³] =	2.2779E+7
Wy,el,b[mm³] =	1.0743E+7
Wz,el,t[mm³] =	5.4723E+7
Wz,el,b[mm³] =	5.472E+7

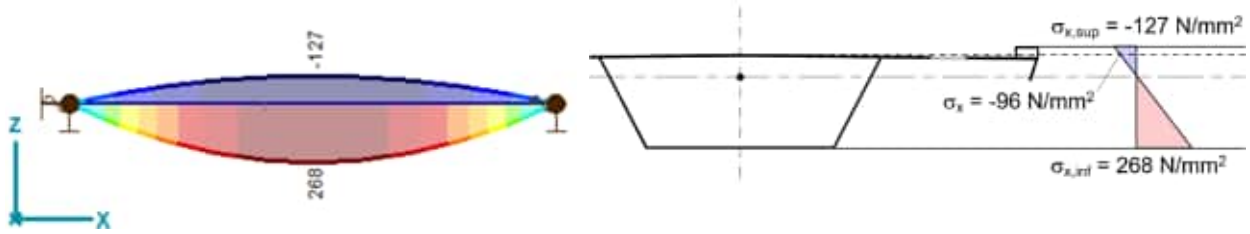
7.1.1 Fahrbahnplatte Längsrichtung

Spannungen am reduzierten Querschnitt in Brückenmitte
Schnittgrössen siehe Kap. 6.1.3

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

Die Ausnutzung bzgl. der Festigkeit Oberkante des Randträgers beträgt 38%, auf der Höhe OK Fahrbahnplatte noch 28%.

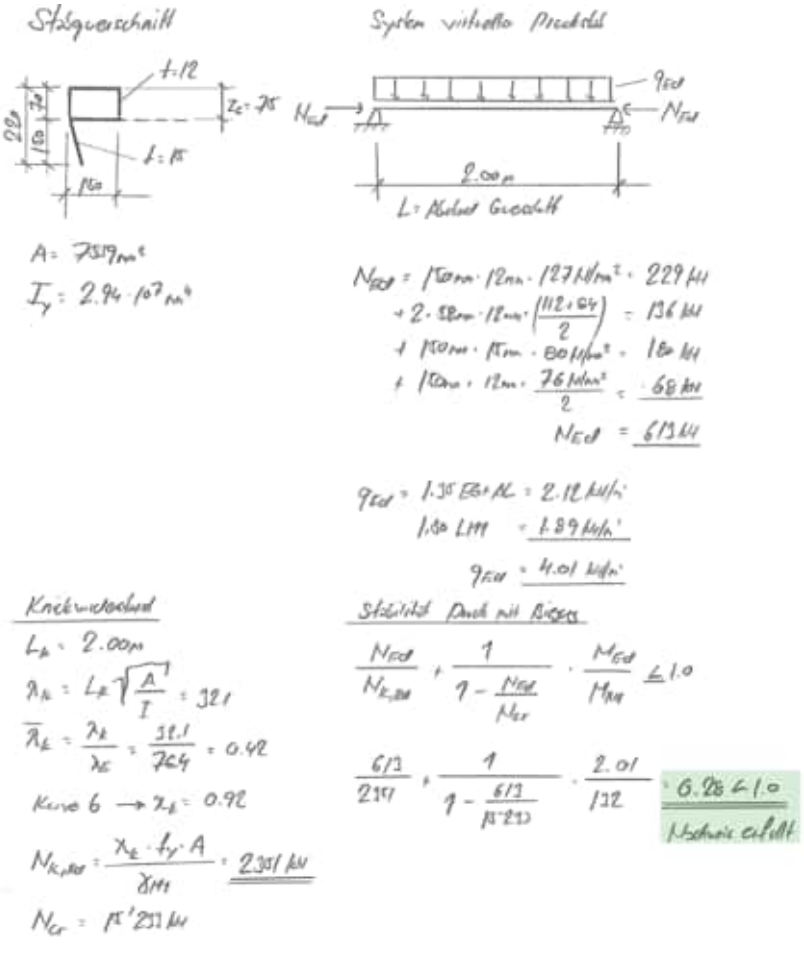
$\sigma_{x,min/max}$ [N/mm²]



Nachweis Stabilität

Bzgl. dem Nachweis der Stabilität wird ein Nachweis am virtuellen Druckstab des Randträgers geführt, für welchen die Stabilität für Druck und Biegung nachgewiesen wird. Die Knicklänge wird gleich dem Querrippenabstand angenommen.

Der Nachweis kann, wie aufgrund des Spannungsniveaus zu erwarten ist, mit grossen Reserven erbracht werden (**Ausnutzung 28%).** Es wird darauf verzichtet, den entsprechenden Nachweis für das Innenfeld mit den Trapezrippen zu führen.



7.1.2 Fahrbahnplatte und Querrippen in Querrichtung

Die auf die Konsolen wirkenden Nutzlasten werden über die Querrippen, die Fahrbahnplatte und die Querschotte abgetragen.

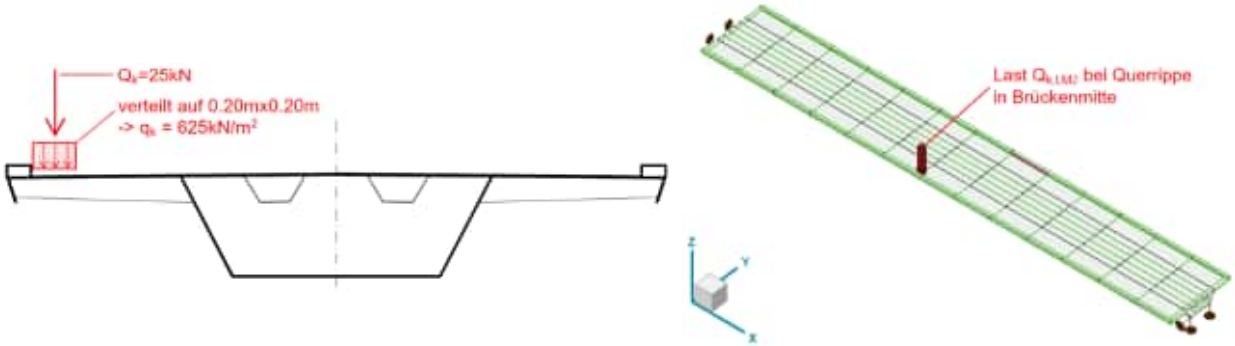
Lastmodell LM1

Infolge des Lastmodells 1 betragen die Querzugspannungen in der Fahrbahnplatte oben für den GZT 2 über den Stegblechen maximal $\sigma_{Ed,y,sup}$ = 16 N/mm² (elastische Betrachtung am Schalenmodell). Für dieses Lastmodell haben die Spannungen in Querrichtung somit keinen wesentlichen Einfluss auf die Bemessung.

Lastmodell LM2

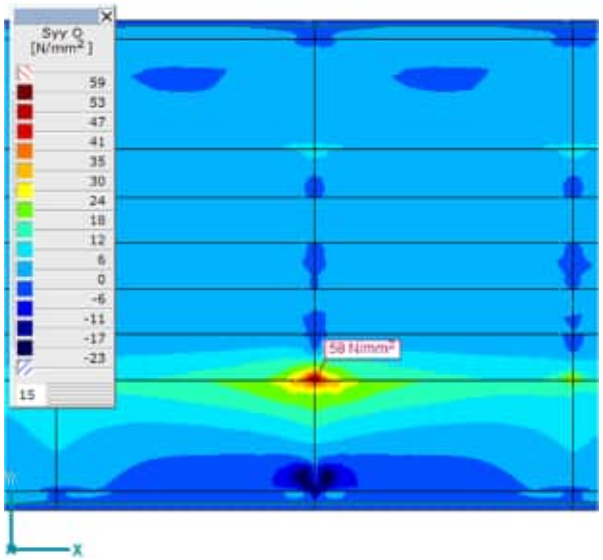
Die Tragsicherheit der Fahrbahnplatte und der Querrippen für die Beanspruchung durch Einzellasten des Lastmodels LM2 wird für nachfolgend dargestellte massgebende Laststellungen am Schalenmodell überprüft.

Laststellung LS1

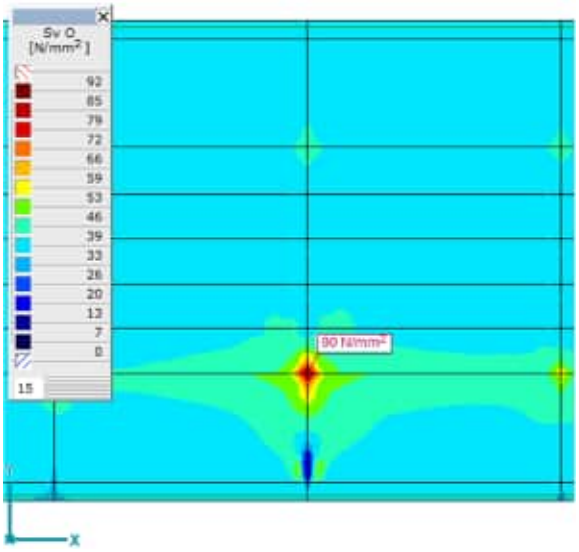


E_d = E{1.35EG + 1.35AL + 1.50LM2}

Querzug Fahrbahnpl. oben $\sigma_{y,sup}$ [N/mm²]

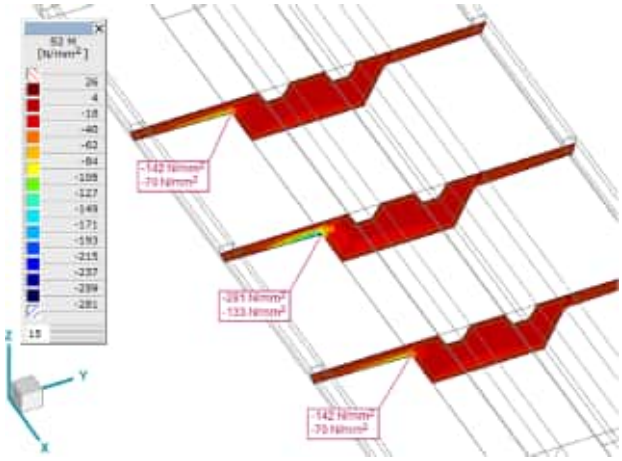


Vergleichssp. Fahrbahnpl. oben $\sigma_{vonMis,sup}$ [N/mm²]

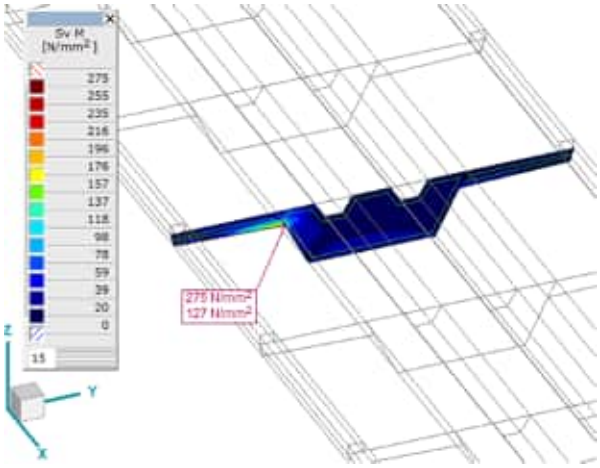


In den nachfolgenden Abbildungen sind die massgebenden Spannungen in den Querrippen dargestellt (Rippe auf der die Einzellast LM2 angeordnet ist, sowie die beiden angrenzenden Querrippen und -schotte).
Durch den Längsträger am Konsolkopf wird die Einzellast gut auf die dadurch mitwirkenden Querrippen verteilt.

Hauptspannung Querrippe mitte $\sigma_{2,mitte}$ [N/mm^2]



Vergleichssp. Querrippe mitte $\sigma_{vonMis,mitte}$ [N/mm^2]



Elastischer Spannungsnachweis nach SIA 263, Ziff. 4.3.5.4 mit den Vergleichsspannungen

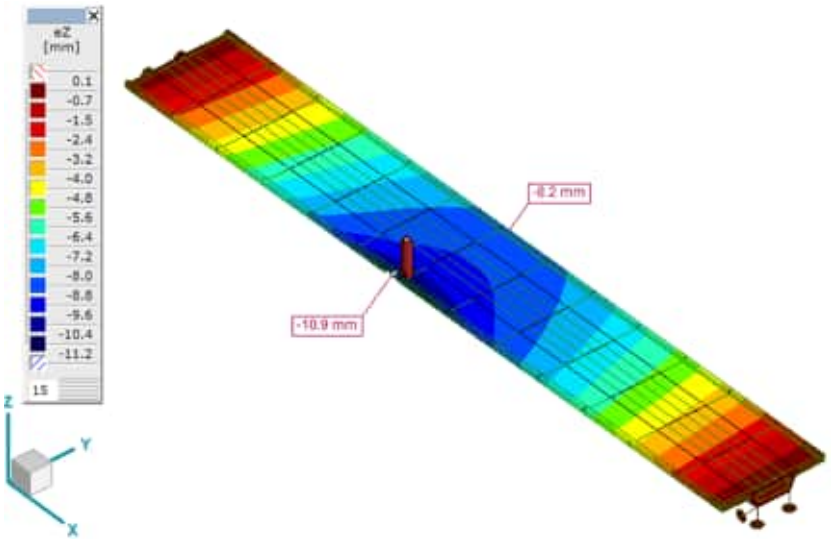
$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{y,Ed} + 3\tau_{xy,Ed}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Fahrbahnplatte $\sigma_{vonMis,Ed}$ **= 90 N/mm² < 338 N/mm²** → Nachweis erfüllt

Querrippe $\sigma_{vonMis,Ed}$ **= 275 N/mm² < 338 N/mm²** → Nachweis erfüllt

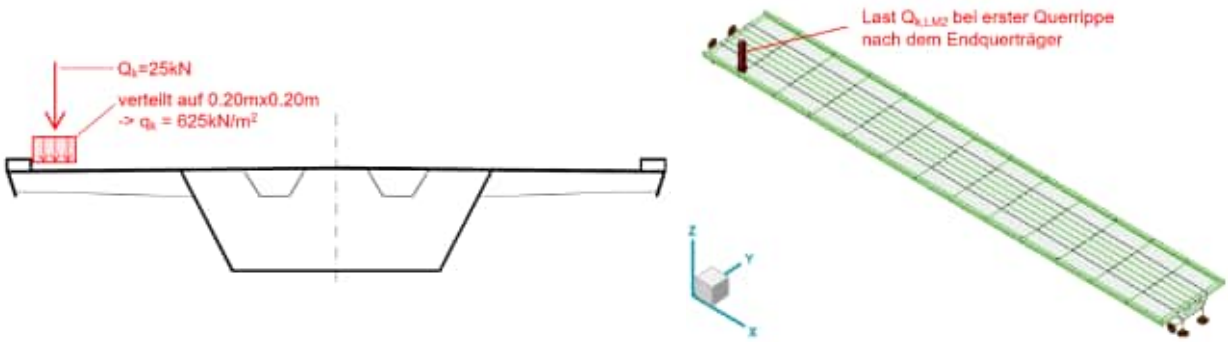
Für die Laststellung 1 ergibt sich die Verdrehung des Querschnitts aufgrund der Berechnung am Schalenmodell gemäss nachfolgender Abbildung. Die Verdrehung ist klein und der Oberbau weist eine grosse Torsionssteifigkeit auf. Die Verformungen haben daher keinen wesentlichen Einfluss auf die Schnittgrössen des Tragwerks (keine Nachweise nach Theorie 2. Ordnung für die Längsrichtung erforderlich gemäss SIA 263, Ziff. 4.2.2.2).

Vertikale Verformungen e_z [mm]
E_d = E{1.00 LM2}



Laststellung LS2

Die untersuchte Laststellung ist unten dargestellt.
Die resultierenden Querzugspannungen in der Fahrbahnplatte weisen eine vergleichbare Grössenordnung auf wie für die Laststellung LS1. Sie werden deshalb an dieser Stelle nicht explizit dargestellt. Dasselbe gilt für das Spannungsniveau in den Querrippen

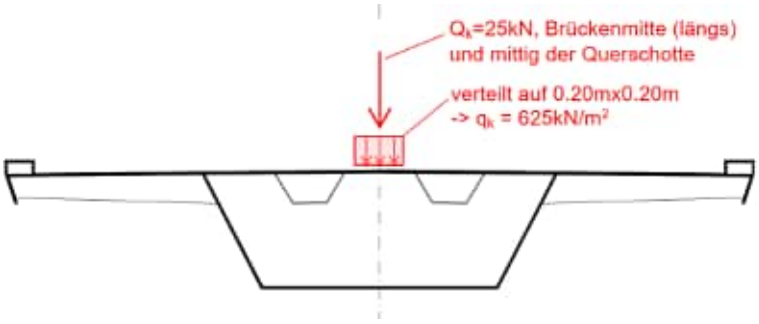


7.1.3 Beanspruchung Fahrbahnplatte durch Einzellast LM2

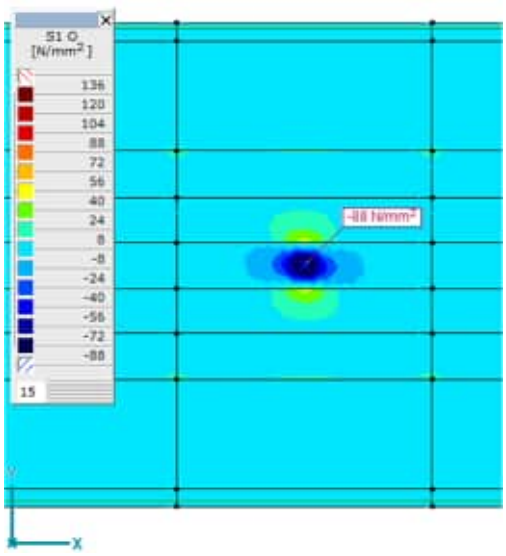
Die lokale Tragsicherheit der Fahrbahnplatte für die Beanspruchung durch Einzellasten des Lastmodells LM2 wird für nachfolgend dargestellte massgebende Laststellungen am Schalenmodell überprüft.

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

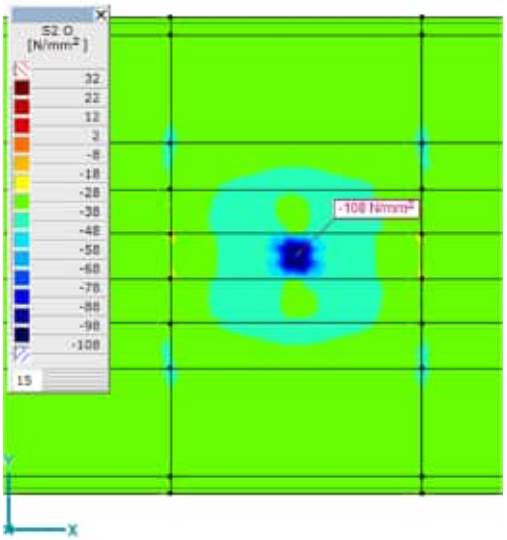
Laststellung LS3



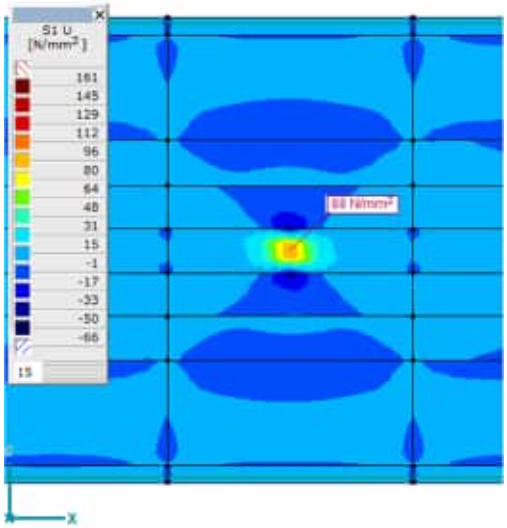
Hauptspannung 1 oben $\sigma_{1,sup}$ [N/mm²]



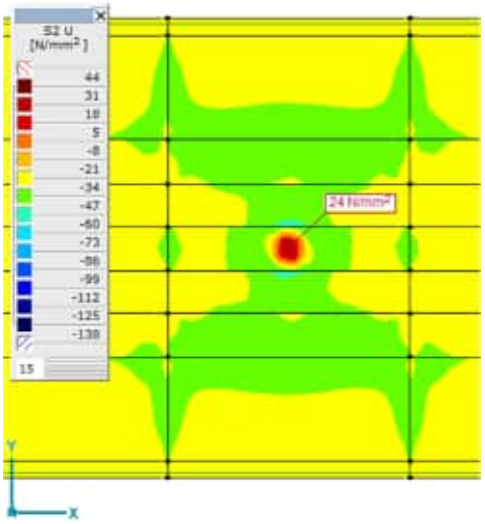
Hauptspannung 2 oben $\sigma_{2,sup}$ [N/mm²]



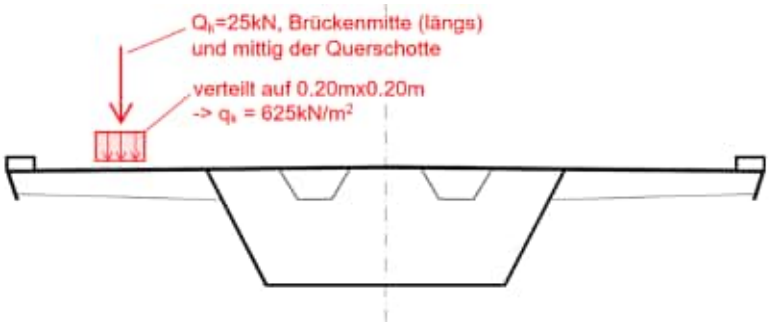
Hauptspannung 1 unten $\sigma_{1,inf}$ [N/mm²]



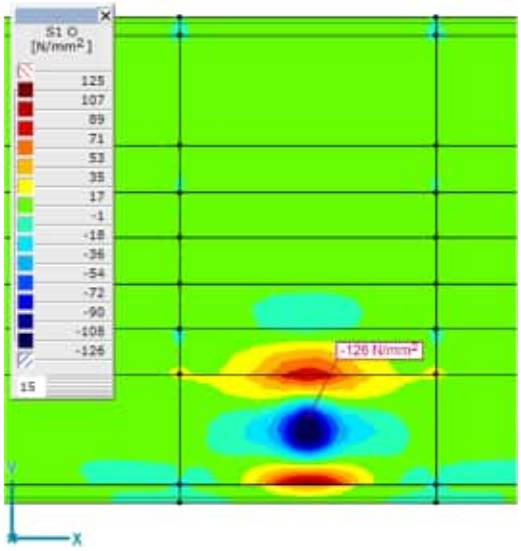
Hauptspannung 2 unten $\sigma_{2,inf}$ [N/mm²]



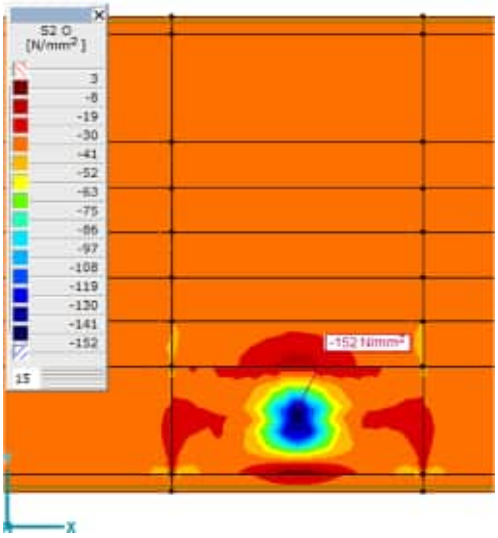
Laststellung LS4



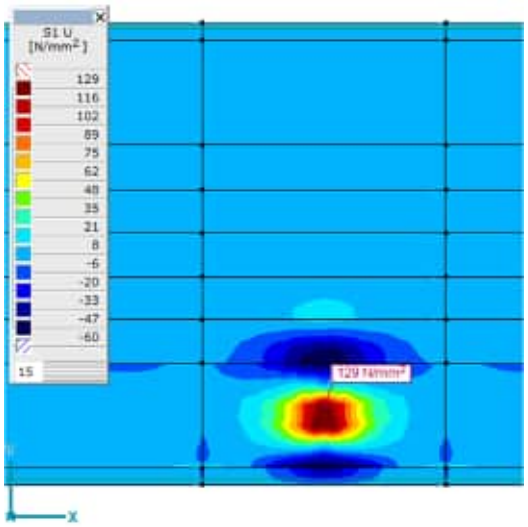
Hauptspannung 1 oben $\sigma_{1,sup}$ [N/mm²]



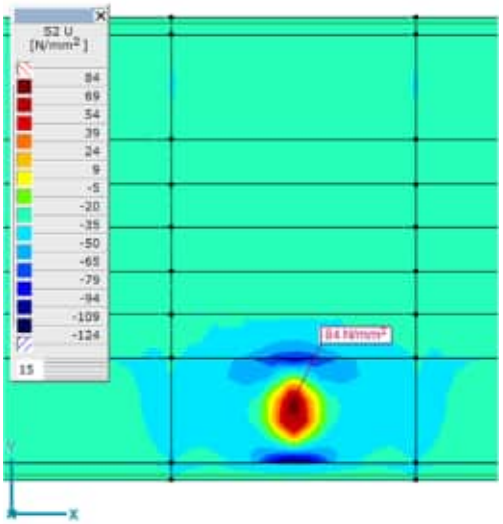
Hauptspannung 2 oben $\sigma_{2,sup}$ [N/mm²]



Hauptspannung 1 unten $\sigma_{1,inf}$ [N/mm²]



Hauptspannung 2 unten $\sigma_{2,inf}$ [N/mm²]



Fazit

Die Fahrbahnplatte erfüllt die Anforderungen der Tragsicherheit für die lokalen Beanspruchungen infolge der Verkehrslasten LM2 aus nicht motorisiertem Verkehr und der konservativen Betrachtung des elastischen Spannungszustandes. Für die LS4 folgt eine maximale elastische Vergleichsspannung von

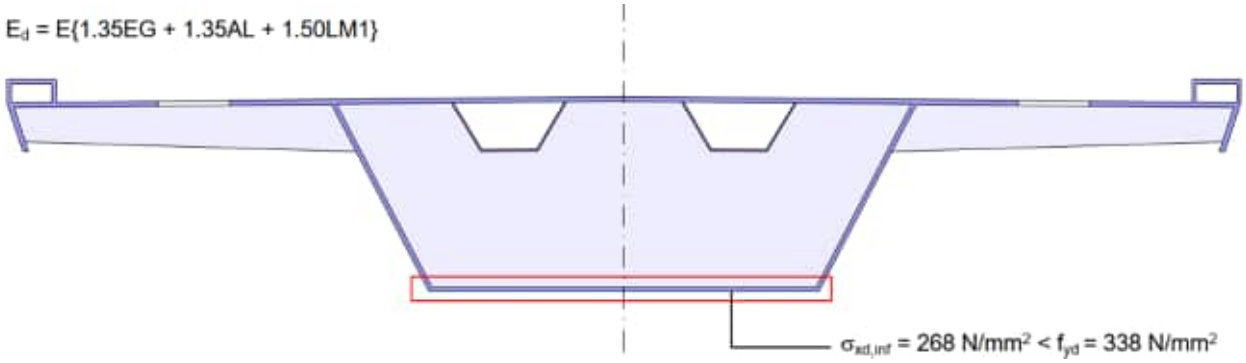
σ_{Ed} = 142 N/mm² < f_{yd} = 338 N/mm² (Ausnutzung 42%).

7.2 Untere Kastenplatte

Die Stärke der unteren Kastenplatte beträgt 12mm. Die maximale Längszugspannung in Feldmitte für das Gefährdungsbild «Nicht motorisierter Verkehr» beträgt am unteren Plattenrand 273 N/mm^2 (siehe Kap. 6.1.3).

Unter Berücksichtigung des reduzierten Querschnitts gemäss Kap. 7.1.1 mit den effektiven Breiten der Fahrbahnplatte verschiebt sich der Schwerpunkt des Querschnitts um 9mm leicht nach unten. Hierfür folgt eine maximale Randspannung von 268 N/mm^2

Somit ergibt sich eine Ausnutzung von maximal 81% bzgl. der gewählten Stahlsorte S355.



7.3 Stege des Kastenträgers

Die Stege des Kastenträgers sind nach aussen geneigt angeordnet (Neigung 27.5° zur Vertikalen).

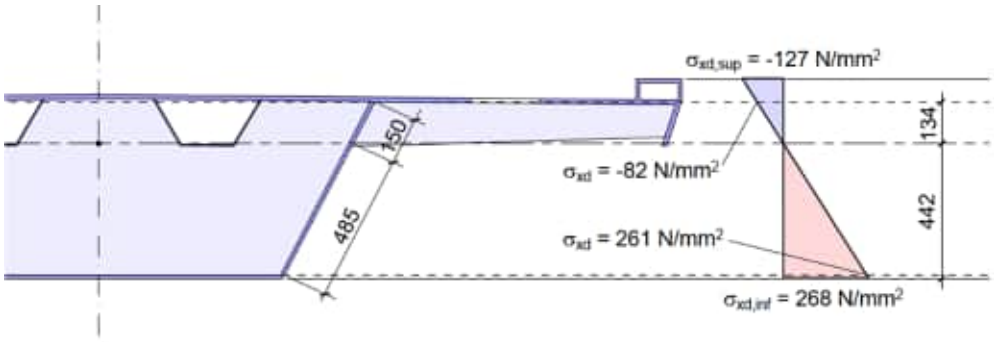
Die Stege werden in der Brückenmitte durch Längszugspannungen infolge der Biegung des Brückenträgers beansprucht. Im Auflagerbereich werden sie primär durch Schubspannungen infolge der Quer- und Torsionskräfte beansprucht.

7.3.1 Maximale Längsspannungen in Feldmitte

In der Brückenmitte werden die Stege stark auf Biegung beansprucht.

In der unteren Abbildung ist die Längsspannung in den Stegen gemäss Kap.6.1.3 dargestellt. Die Stege erfüllen an dieser Stelle die Anforderungen der Querschnittsklasse QK3 nach Norm SIA 263 und beulen somit nicht aus im Bereich der gedrückten Zone.

Die maximale Ausnutzung der Längszugspannungen in der Zugzone beträgt 77%.



Beanspruchung	Maximale *b/t*-Verhältnisse		
	Querschnittsklasse 1	Querschnittsklasse 2	Querschnittsklasse 3
Zug mit Biegung $\psi \le -1$ (Druck +)	$\frac{36\varepsilon}{\alpha}$ $\alpha \le 0{,}5$	$\frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$ $\alpha \le 0{,}5$	$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$

S 235: $\varepsilon = 1{,}0$
S 275: $\varepsilon = 0{,}924$
S 355: $\varepsilon = 0{,}814$
S 460: $\varepsilon = 0{,}715$

= 35.9
mit $\psi = 0.30$

gedrückter Steg
b/t = 150/12 = 12.5 < 35.9
QK3 erfüllt

7.3.2 Maximale Schubspannungen

Die Schubbeanspruchungen bei den Widerlagern werden mit den massgebenden Bemessungssituationen bzw. Laststellungen gemäss Kap. 6.1.3 ermittelt.

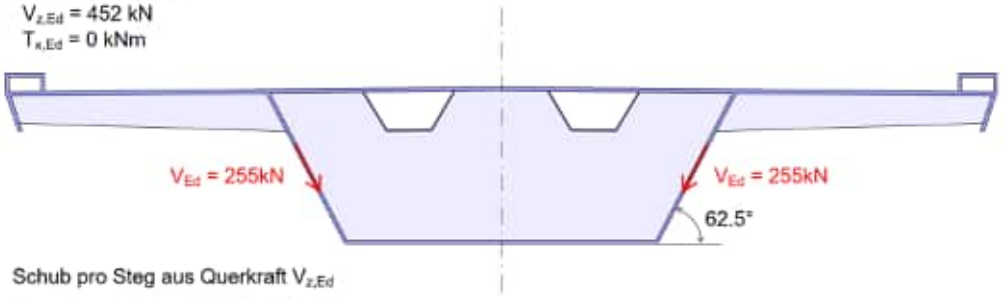
Aufgrund der Neigung der Stege ergeben sich nachfolgend dargestellte Querkräfte in den Stegen. Die Querkraft wird vollständigen den geneigten Stegen zugeordnet. Der Anteil der Schubkraftabtragung über die Randträger wird vernachlässigt (konservative Betrachtung für die Stege des Kastenträgers).

Gemäss den Abbildungen unten ist für die Ermittlung der maximale Schubbeanspruchung die Bemessungssituation «Maximale Querkraft» massgebend. Daraus folgt eine maximale elastische Schubspannung im Steg von $\tau_{xy,Ed}$ **= 49 N/mm²** < τ_{yd} = 195 N/mm².

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

Maximale Querkraft

$V_{z,Ed}$ = 452 kN
$T_{x,Ed}$ = 0 kNm

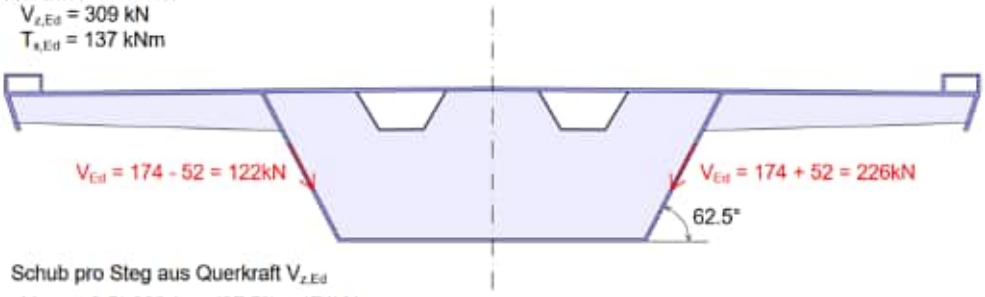


Schub pro Steg aus Querkraft $V_{z,Ed}$

V_{Ed} = 0.5* 452 / cos(27.5°) = 255kN

Maximale Torsion

$V_{z,Ed}$ = 309 kN
$T_{x,Ed}$ = 137 kNm

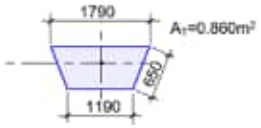


Schub pro Steg aus Querkraft $V_{z,Ed}$

$V_{Ed,Q}$ = 0.5* 309 / cos(27.5°) = 174kN

Schub pro Steg aus Torsion $T_{x,Ed}$

$V_{Ed,T} = T_{x,Ed} / (2*A_T) * L_{Steg}$ = 52kN



Schubwiderstand

Der Schubwiderstand wird mit dem Modell von Basler ermittelt. Die kritische Verzweigungslast beträgt V_{cr} = 2946 kN (pro Steg). Der Schubwiderstand ohne Verankerung der Zugfelder beträgt V_{Rd} = 1499 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 12mm gewählt wurde.

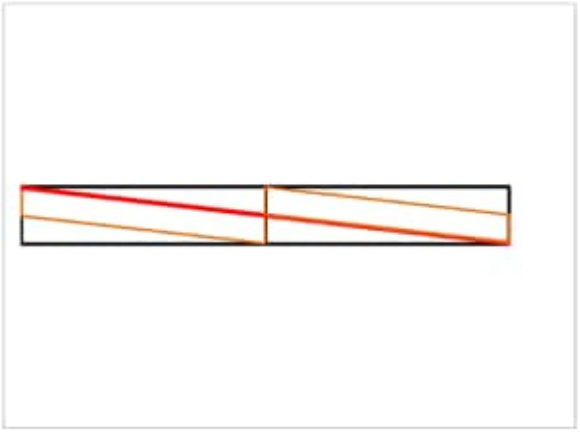
Schubwiderstand (Modell von Basler)

Geometrie			
h_f	640	mm	Höhe des Schubfeldes
a	2000	mm	Länge des Schubfeldes
t_w	12	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}	2946	kN	Verzweigungslast
$V_{Rd,1}$	1499	kN	Maximale Querkraft, ohne Verankerung der Zugfelder
$V_{Rd,2}$	1747	kN	Maximale Querkraft, falls Zugfeld verankert werden kann
F_c	-48	kN	Maximale Druckkraft auf Mittelsteife
V_{Ed}	255	kN	Einwirkende Querkraft
F_c	0	kN	Druckkraft auf Mittelsteife infolge einwirkende Querkraft

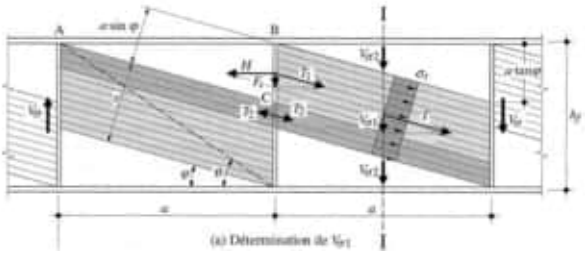


Verzweigungsspannung

α	3.13	-	Seitenverhältnis
k_τ	5.75	-	Schubbeulwert
τ_{cr}	383.7	N/mm²	Kritische Schubspannung
V_{cr}	**2946**	**kN**	Verzweigungslast

Überkritischen Bereich, ohne Verankerung der Zugfelder

$V_{Rd,pl}$	1499	kN	Plastischer Widerstand
V_{Rd}	**1499**	**kN**	Maximale Querkraft, ohne Verankerung der Zugfelder



7.3.3 Gefährdungsbild «Anprall aus Fahrzeugaufbauten und Ladungen»

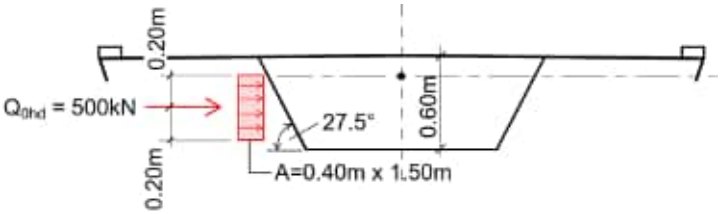
Nachfolgend wird der frontale Anprall von Fahrzeugaufbauten und Ladungen an den Steg der Kastenplatte des Brückenüberbaus gemäss den aussergewöhnlichen Einwirkungen in Kap. 3.3.1 überprüft.

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 wird angenommen, dass die Anprallkraft ungünstig mittig in einem Feld zwischen den Querschotten wirkt.

Aus der Neigung des Stegs ergeben sich folgende Gesamtkräfte die orthogonal zur Stegplatte wirken

$Q_{0,Nd}$ = 500kN * cos(27.5°) = 443kN

$Q_{0,Vd}$ = 500kN * sin(27.5°) = 231kN

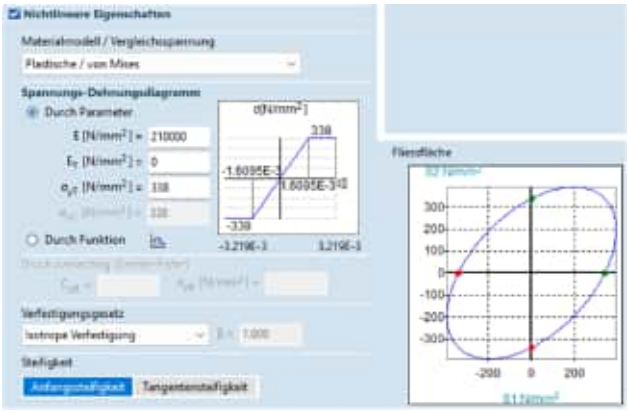


Auswirkungen am Schalenmodell

Durch die hohe Anprallkraft wird das Stegblech stark auf Biegung beansprucht. Ein elastischer Nachweis kann nicht mehr erbracht werden. In einem ersten Schritt zur Untersuchung der Auswirkungen wird die Kraft auf das Schalenmodell aufgebracht. Die Materialeigenschaften werden elastisch-ideal plastisch angenommen gemäss nachfolgend dargestelltem, in AxisVM hinterlegtem Stoffgesetz.

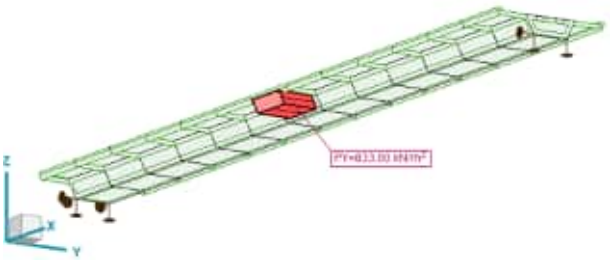
Die Berechnung erfolgt nicht-linear in Bezug auf die definierten Materialeigenschaften und der geometrischen Nichtlinearität der Schalenelemente. Die Berechnung erfolgt zuerst ohne die Berücksichtigung einer Vorverformung des Stegbleches.

Materialmodell in AxisVM, elastisch – ideal plastisch



Lastdefinition im Axis-Schalenmodell auf die Fläche von 1.50m * 0.40m.

In einem ersten Schritt wird die Kraft der Mitte der Brücke und in der Mitte des Stegfeldes angesetzt.

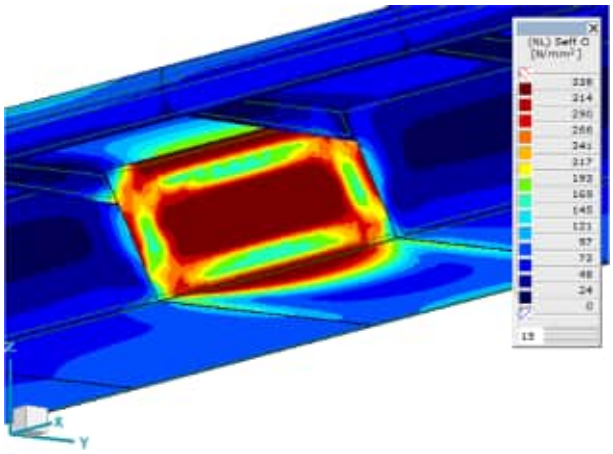


Aussergewöhnliche Bemessungssituation
E_d = E{1.00EG + 1.00AL + 1.00Anprall}

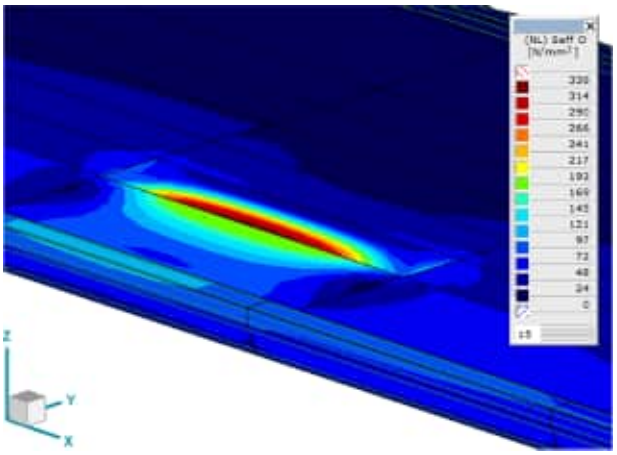
Durch die nichtlineare Berechnung kann eine Lösung für die Gesamtlast der Bemessungssituation gefunden werden. Gemäss der Abbildung unten findet ein Plastifizierung an den eingespannten Rändern der Stegplatte (durchgeschweisste Nähte Verbindung mit der oberen und unteren Kastenplatte) und in der Mitte des Blechs statt.

Plastische Zonen mit Darstellung des Betrags der effektiven Spannungen [N/mm^2]

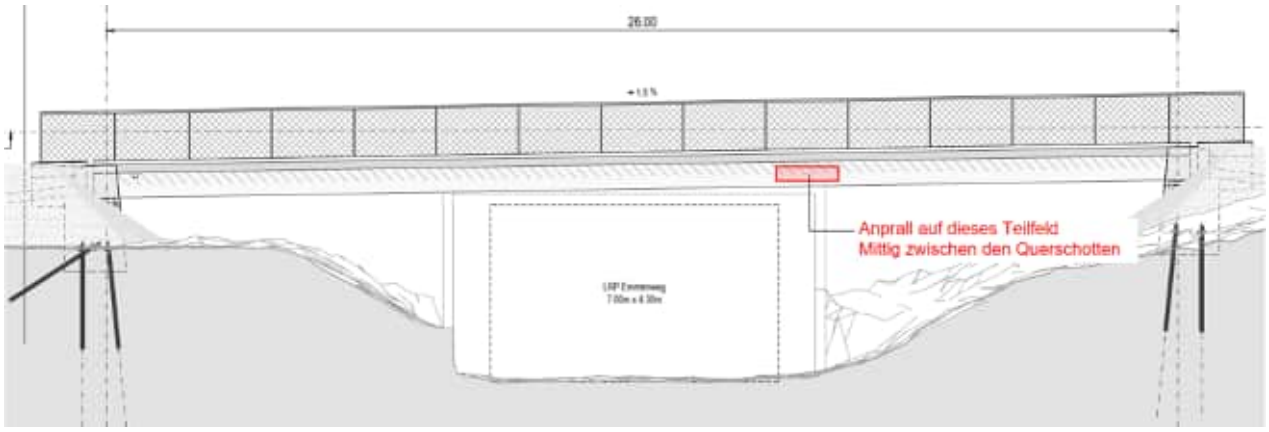
Ansicht von unten an den Steg



Ansicht von oben auf die Fahrbahnplatte



In einem nächsten Schritt wird die Last auf das Stegfeld gemäss Abbildung unten ausgebracht, welche noch im Bereich des Einflussbereichs der Strasse liegt und diesbezüglich die maximale Schubbeanspruchung bzgl. der Längsschubkraft im Einflussbereich des Emmenwegs aufweist.



Bei dieser nächsten Berechnung wird auch das Ausbeulen des Stegblechs mitberücksichtigt, bzw. nachgewiesen. Dies erfolgt durch das Aufbringen einer geometrischen Imperfektion für die entsprechende erste Beulform unter der Anpralllast. Diese wird in AxisVM mit dem Modul Knicken/Beulen ermittelt und ist unten dargestellt. Als geometrischer Imperfektionswert wird gewählt:

e_{0w} = H/150 = 660mm/150 = 4.4mm

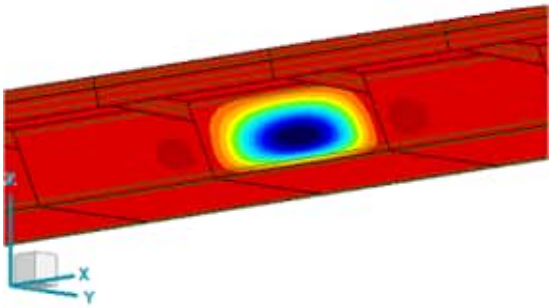
In der Norm EN 1993-1-5 wird in Ziff. C.5 der Wert mit e_{0w}/200 definiert. In der SIA 263-1 wird als Toleranzvorschrift in der Tabelle 6 für die Ebenheit des Steges Δ=h/150 definiert.

Auszug aus SIA 261-1, Tabelle 5

Tabelle 6 Toleranzvorschriften für Stege und Steifen

Teil	Kriterium	Toleranzwerte
a) Ebenheit des Stegs	Messlänge L = Steghöhe h_1	$\Delta \leq \frac{h_1}{150}$

Beulform in AxisVM mit Definition $e_{0w;res}$ = 4.4mm

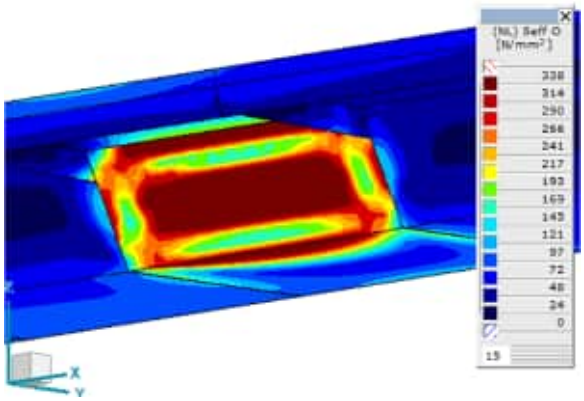


Die nicht-lineare Berechnung liefert eine Lösung für die Gesamtkraft der Bemessungssituation. Die plastischen Zonen sehen erwartungsgemäss ähnlich aus wie für die erste untersuchte Laststellung in Brückenmitte. Die relative Auslenkung aus der Ebene des Stegs beträgt ca. 22.5mm

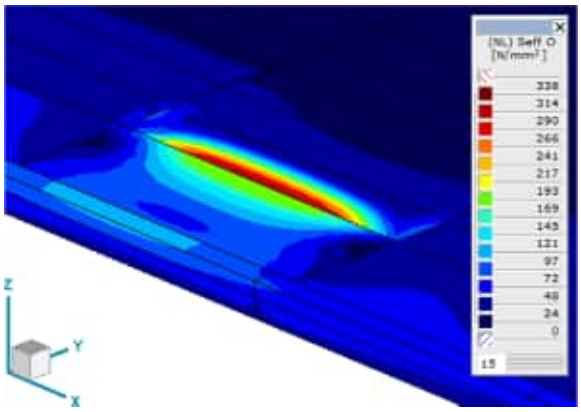
E_d = E{1.00EG + 1.00AL + 1.00Anprall}

Plastische Zonen mit Darstellung des Betrags der effektiven Spannungen [N/mm²]

Ansicht von unten an den Steg

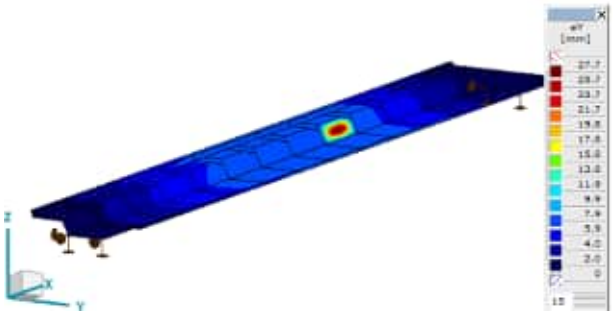


Ansicht von oben auf die Fahrbahnplatte

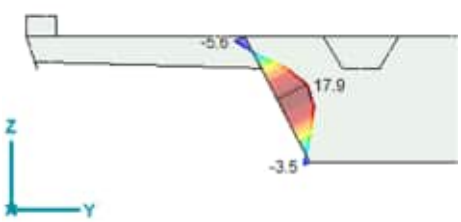


Verformungen [mm]

Globale Betrachtung in y-Richtung, e_y [mm]



Relativverformungen Stegmitte (Schnitt) = 22.5mm
(Vergleich elastisch ohne Imperfektion = 12.5mm)

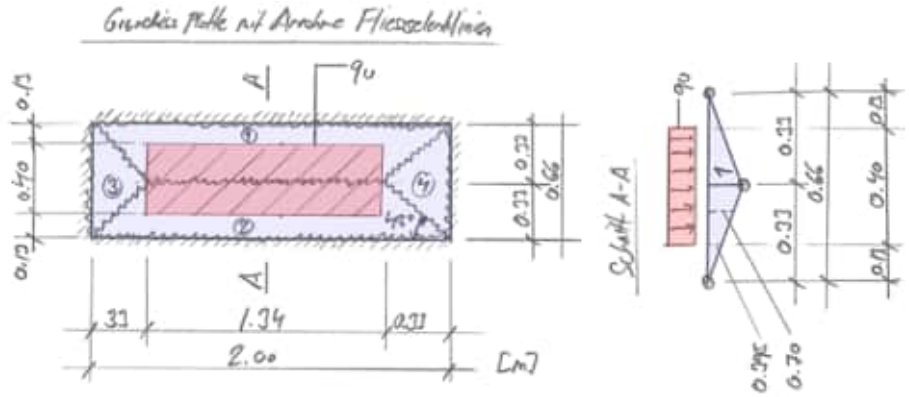


Die Anpralllast kann bis zu einer Gesamtkraft von **Q_{0h,x_U} = 605kN** gesteigert werden, bis mit der nicht-linearen Berechnung keine Lösung / Gleichgewichtzustand gefunden werden kann.

Traglastberechnung mit Methode der Fliessgelenklinien (oberer Grenzwert)

Zur Kontrolle und Plausibilisierung der Ergebnisse am Axis-Schalenmodell wird ein oberer Grenzwert der Traglast mit der Fliessgelenklinienmethode berechnet. Daraus folgt ein (möglicher) **oberer Grenzwert** der Traglast von **Q_{0h,x_U} = 633kN** für die angenommene Figur der Fliessgelenklinien.

Gemäss SN EN 1993-1-7, Ziff. 5.2.1 ist die Anwendung dieser Methode aufgrund der Querschubbeanspruchung zulässig (siehe Auszug auf nachfolgender Seite).



Plastisches Biegemoment

$m_{pl} = \frac{t^2 \cdot f}{4} \cdot f_{yd} = \frac{12^2 \cdot 1000}{4} \cdot 338\,N/mm^2 = 12.168\,kNm/m$

Äussere Arbeit

Platte 1:	$q_u \cdot 1.34m \cdot 0.80m \cdot 0.70 =$	$0.1876\,q_u$
Platte 2:	dito Platte 1	$= 0.1876\,q_u$
Platte 3+4:	keine Belastung durch q_u	$= 0$
Total		$0.3752\,q_u$

Innere Arbeit (Dissipation)

Platte 1:	$2 \cdot m_{pl} \cdot 2.00m \cdot \frac{1}{0.33}$	$= 12.12\,m_{pl}$
Platte 2:	dito Platte 1	$= 12.12\,m_{pl}$
Platte 3:	$2 \cdot m_{pl} \cdot 0.66m \cdot \frac{1}{0.33}$	$= 4.00\,m_{pl}$
Platte 4:	dito Platte 3	$= 4.00\,m_{pl}$
Total		$32.24\,m_{pl}$

→ Innere Arbeit = Äussere Arbeit

Gewählte Kft: $q_u = 1046\,kN/m^2$ → $Q_u = 1046 \cdot 1.34m \cdot 0.40m = 561\,kN$

mit $m_{pl} = 12.168\,kNm/m$

$Q_{Ed} = 500\,kN \cdot \cos(37.5°) = 449\,kN$

→ Nachweis dieser Grenzwert i.O

n = 1.27 mit Anzahl der Fliessgelenklinien

→ $Q_{0h,x_U} = \frac{561\,kN}{\cos(37.5°)} = 633\,kN$

Schub entlang den langen Rand

Berechnung mit q_u

$V_{Ed} = 1046\ kN/m^2 \cdot 1.00m \cdot 0.20m = 209\ kN/m$

$V_{Rd,pl} = 1000mm \cdot 12mm \cdot \frac{355\ N/mm^2}{1.05\sqrt{3}} = 2342$

$V_{Ed} = 0.089\ V_{Rd,pl}$

→ SN EN 1993-1-7, Ziff 5.2.1
Schubbeanspruchung < 10% der Schubtragfähigkeit q_{uo}
Fliessgelenklinienmethode darf in Grenzzustand der Tragfähigkeit benutzt werden
mit $m_{Rd} = \frac{f_y \cdot t^2}{4 \cdot \gamma_{M1}}$

Auszug aus SN EN 1993-1-7, Ziff. 5.2.1

(5) Die Fließlinienmethode darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit benutzt werden, wenn die Druck- oder Schubbeanspruchungen in der Plattenebene kleiner als 10 % der entsprechenden Tragfähigkeit sind. Die Momententragfähigkeit der Platte darf mit

$$m_{Rd} = \frac{0{,}25 \times f_y \times t^2}{\gamma_{M0}}$$

angesetzt werden.

Weitere Kontrolle und Plausibilisierung mit FE-Programm Optum G3

Aufgrund von Erfahrungswerten, wird die Traglast mit dem einfachen Fliessgelenklinienansatz in der Grössenordnung von ca. 10-20% überschätzt. Eine weitere Kontrolle und Plausibilisierung der Ergebnisse erfolgt daher mit dem FE-Programm Optum G3 auf der nachfolgenden Seite sind die zugehörigen Auszüge aus der Berechnung dargestellt.

In Optum G3 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. Es folgt

$q_u = 791 kN/m^2 \rightarrow Q_u = 475kN$

Die ermittelte Traglast ist somit ca. 15% tiefer als die Traglast, die mit der Fliessgelenklinienmethode ermittelt wurde. Die Einwirkung orthogonal zur Platte beträgt Q_{Ed} = 500kN * cos(27.5°) = 443kN. Der Nachweis kann somit auch über diese Berechnung erbracht werden (*n*= 1.07).

Aufgrund der Betrachtung der resultierenden Momente und der ermittelten Dissipation zeigt sich, dass die Platte entlang der kurzen Ränder nicht ganz die Fliessspannung erreicht.

Zugehörige OptumG3 – Auszüge:

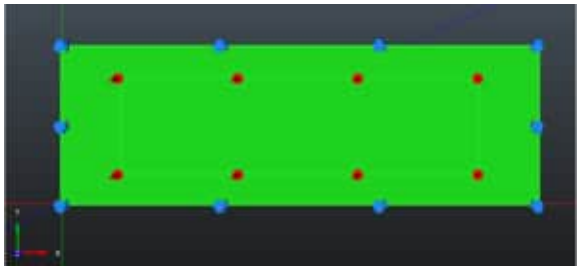
Material	
Name	Stahl S355 - Querung_Emmenweg
Material Model	Shell
Color	click to change
Reducible Strength	Yes

Model Parameters	
Model	Elastoplastic
Young's Modulus, E (MPa	2.1E+05
Poisson's Ratio, v	0.3
Moment of Inertia, I (m4/	1.44E-07
Yield Condition	Mises
Yield Moment, m_p (kNm/	12.17
Yield Strength, σ_0 (MPa)	338
Sectional Area, A (m^2/m)	0.012
Density, ρ (kg/m^3)	7850

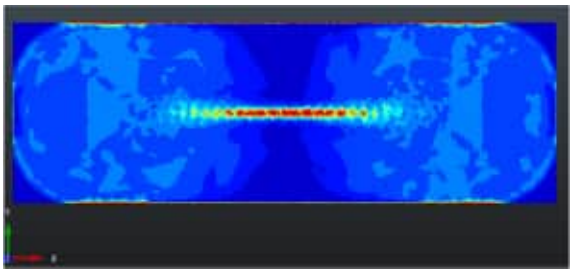
Multiplier Distributed Load	
Coordinate System	Global
Option	Multiplier
X (kN/m^2)	0
Y (kN/m^2)	0
Z (kN/m^2)	-1

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

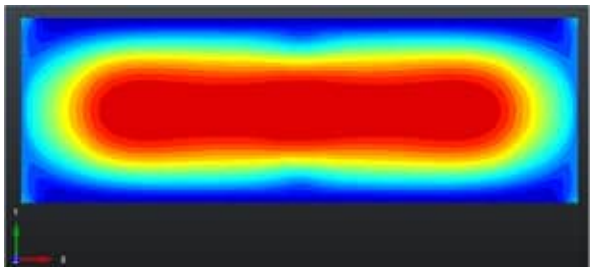
Plattenmodell allseitig eingespannt entlang der Ränder und Flächenlast auf Teilfläche 1.50x0.40m



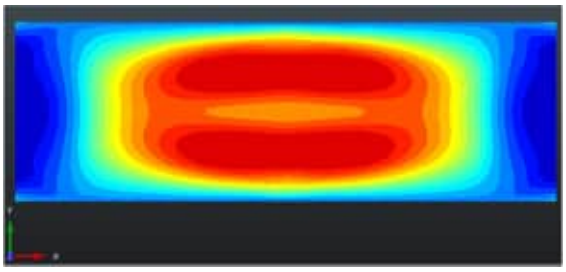
Dissipation



Exemplarische Darstellung von myy



Exemplarische Darstellung von mxx



Für die definierte Einheitslast von q=1kN/m^2 folgt mit der Traglastberechnung ein «Load-Multiplier» Faktor von 791. D.h. die ermittelte Traglast liegt bei q_u = 791kN/m^2.

Fazit

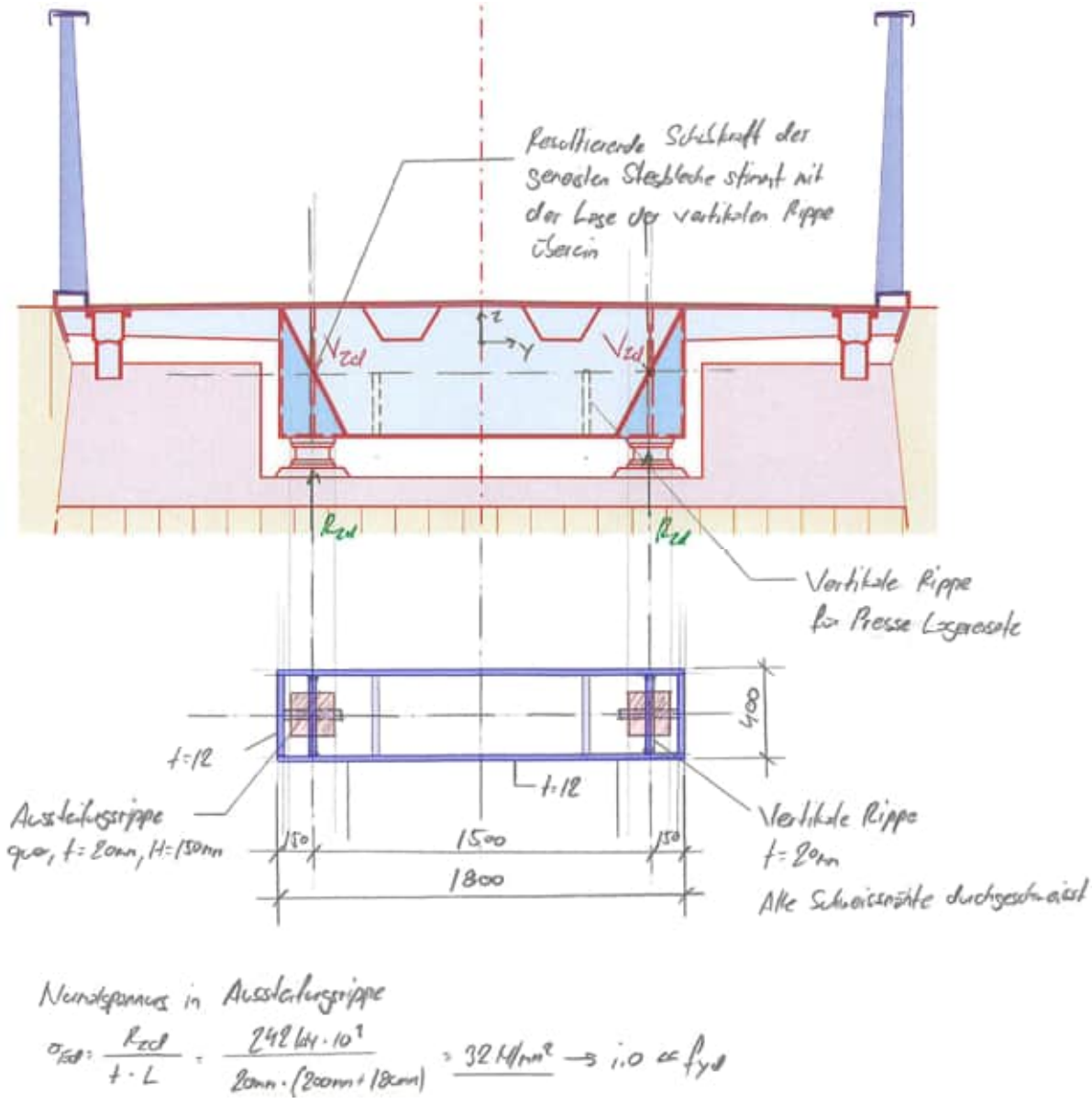
Der Nachweis für die aussergewöhnliche Bemessungssituation des frontalen Anpralls von «Fahrzeugaufbauten und Ladungen» an den Steg der Kastenplatte kann aufgrund der durchgeführten Analysen ohne den Einbau von zusätzlichen Aussteifungsrippen erbracht werden. Die Tragsicherheit des Brückenüberbaus für dieses Gefährdungsbild kann nachgewiesen werden.

7.4 Endquerträger

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

Die Querkräfte aus dem Brückenüberbau werden über die beiden geneigten Stege in den Endquerträger eingeleitet (durchgeschweisste Naht). Die maximalen elastischen Schubspannungen in den geneigten Stegen betragen gem. Kapitel 7.3.2 $\tau_{xy,Ed}$ = 49 N/mm^2. Die Resultierende der Schubkraft greift im Kreuzungspunkt der Lagerachse an. Es entsteht somit in Querrichtung keine Exzentrizität aus der Krafteinleitung vom Lager in den Steg. 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.

Die Krafteinleitung wird im Rahmen des Ausführungsprojekts noch detaillierter untersucht und bemessen (Krafteinleitung von Stegscheiben über vordere Querscheibe des Endquerträgers und vertikale Aussteifungsrippe in die Lager). Aufgrund des bescheidenen Spannungsniveaus sollten diese Nachweise ohne Probleme geführt werden können.



Normalspannung in Aussteifungsrippe

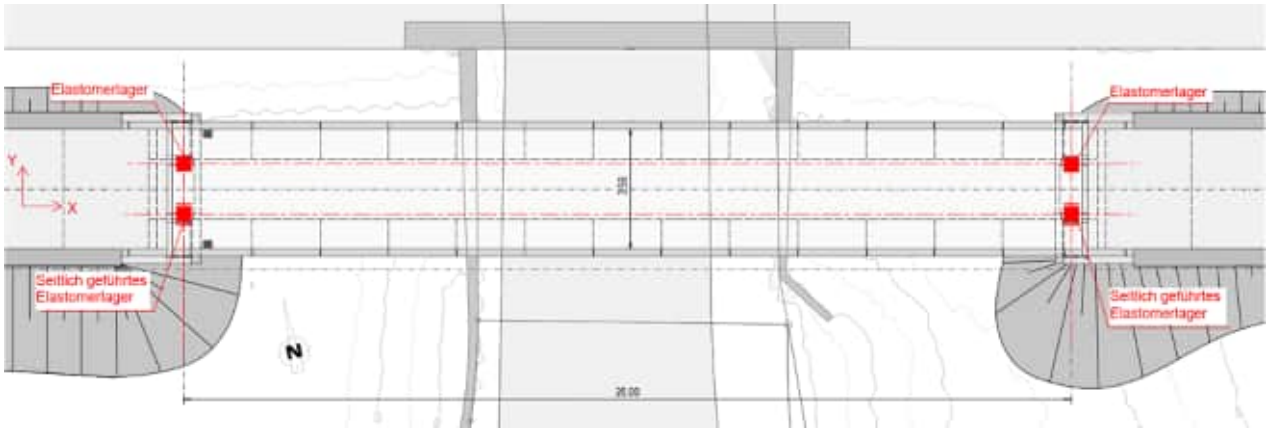
$$\sigma_{Ed} = \frac{R_{zd}}{t \cdot L} = \frac{2426{,}4 \cdot 10^3}{20mm \cdot (200mm + 18mm)} = 32\ N/mm^2 \rightarrow \approx 1{,}0 \cdot f_{yd}$$

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 und das Lagerungskonzept mit den Elastomerlager ist analog der Brücke über der Emme vorgesehen. Die Verformungen infolge Temperatur sind somit in Längsrichtung symmetrisch verteilt.
In Brückenquerrichtung ist der Überbau mittels einer Seitenführung je Widerlager bei den südlichen Lagern gehalten.



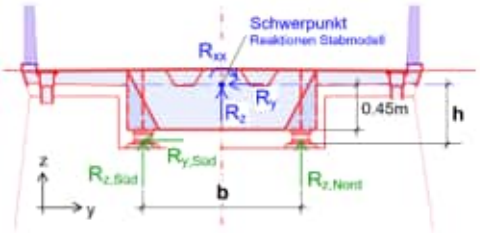
8.1.2 Lagerkräfte

In der nachfolgenden Tabelle sind die Lagerkräfte des Stabmodells für die einzelnen Lastfälle aufgeführt, welche im Schwerpunkt des Brückenquerschnitts wirken. Diese werden anschliessend umgerechnet auf das Niveau UK Elastomerlager. Anschliessend werden die massgebenden Kombinationen zur Auslegung und Bemessung der Lager gebildet.

Auflagerreaktionen und Verdrehungen Stabmodell

Lastfall (charakteristisch)	Stabmodell, Lager West				Verdrehung
	$R_{z,k}$ [kN]	$R_{x,k}$ [kN]	$R_{y,k}$ [kN]	$R_{xx,k}$ [kNm]	α_y [mrad]
Eigengewicht EG	111	0	0	0	6.11
Auflast AL	22	0	0	0	1.22
Schwingunstilger	5	0	0	0	0.36
Nicht mot. Verkehr LM1, vollflächig	182	18	0	3	10.04
Nicht mot. Verkehr LM1, halbseitig	91	9	0	81	5.02
Nicht mot. Verkehr LM2, mittig, Seite West	25	8	0	2	0.00
Nicht mot. Verkehr LM2, Randträger Seite West	25	8	0	41	0.00
Wind Richtung Nord (Y-Richtung)	-25	0	11	28	-1.39
Temperatur ΔT_2 "oben warm"	0	0	0	0	-2.00
Temperatur ΔT_2 "oben kalt"	0	0	0	0	1.20
Erdbeben Ersatzkraft quer (Y-Richtung)	0	0	21	0	0.00
Erdbeben Ersatzkraft längs (X-Richtung)	0	21	0	0	0.00
Anprall Strassenverkehr quer (Y-Richtung)	0	0	250	-62	0.00
Anprall Strassenverkehr längs (X-Richtung)	0	25	0	0	0.00

Auflagerreaktionen charakteristisch auf Höhe Lager



h	0.58	m
b	1.50	m

Lastfall (charakteristisch)	West - Lager Süd			West - Lager Nord		Verdrehung
	$R_{z,k,Süd}$ [kN]	$R_{x,k,Süd}$ [kN]	$R_{y,k,Süd}$ [kN]	$R_{z,k,Nord}$ [kN]	$R_{x,k,Nord}$ [kN]	α_y [mrad]
Eigengewicht EG	56	0	0	56	0	6.11
Auflast AL	11	0	0	11	0	1.22
Schwingunstilger	3	0	0	3	0	0.36
Nicht mot. Verkehr LM1, vollflächig	89	9	0	93	9	10.04
Nicht mot. Verkehr LM1, halbseitig	-9	5	0	100	5	5.02
Nicht mot. Verkehr LM2, mittig, Seite West	11	4	0	14	4	0.00
Nicht mot. Verkehr LM2, Randträger Seite West	-15	4	0	40	4	0.00
Wind Richtung Nord (Y-Richtung)	-35	0	11	10	0	-1.39
Temperatur ΔT_2 "oben warm"	0	0	0	0	0	-2.00
Temperatur ΔT_2 "oben kalt"	0	0	0	0	0	1.20
Erdbeben Ersatzkraft quer (Y-Richtung)	-8	0	21	8	0	0.00
Erdbeben Ersatzkraft längs (X-Richtung)	0	11	0	0	11	0.00
Anprall Strassenverkehr quer (Y-Richtung)	-55	0	250	55	0	0.00
Anprall Strassenverkehr längs (X-Richtung)	0	13	0	0	13	0.00
Massgebende Lastkombinationen Lagerbemessung						
Ständige Lasten						
1.00EG + 1.00 AL + 1.00 Tilger	69	0	0	69	0	8
Vertikalkräfte (min/max), ULS						
$R_{z,Süd,min}$ 0.90 EG + 0.90 AL + 1.50 LM2(Rand) + 0.60 Wind	16	6	7	119	6	5
$R_{z,Süd,max}$ 1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1(voll)	227	14	0	233	14	25
$R_{z,Nord,max}$ 1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1(halb)	80	7	0	242	7	18
Horizontalkräfte (max), ULS						
$R_{x,k,max}$ 0.80 EG + 0.80 AL + 1.50 LM1(voll)	187	14	0	193	14	21
$R_{y,k,max}$ 0.80 EG + 0.80 AL + 1.50 LM1(voll) + 0.60 Wind	165	14	7	199	14	20
Horizontalkräfte (max), ULS aussergewöhnlich						
$R_{x,k,max}$ 1.00 EG + 1.00 AL + 1.00 Anprall längs	67	13	0	67	13	7
$R_{x,k,max}$ 1.00 EG + 1.00 AL + 1.00 Anprall quer	11	0	250	122	0	7
Verdrehung (max)						
$R_{z,Süd,max}$ 1.35 EG + 1.35 AL + 1.50 LM1(voll) + 0.60 Temp "oben kalt"	227	14	0	233	14	26

8.1.3 Nachweise der Brückenlager

Für die massgebenden Lastkombinationen gemäss dem vorderen Abschnitt 0 wird nach Abklärungen mit der HEBAG AG folgender Typ der Elastomerlager gewählt.

- Elastomerlager Typ C
- Abmessungen 150mm x 150mm x 56mm



Die Lager, welche in Querrichtung unverschieblich konzipiert sind, werden mit einer Seitenführung in Stahl ausgebildet.

Die Berechnung der Auflagerreaktionen zeigen, dass im Grenzzustand der Tragsicherheit keine abhebenden Kräfte entstehen. Die Auslegung des Endquerträgers mit dem Lagerabstand von 1.50m ist somit in Ordnung.

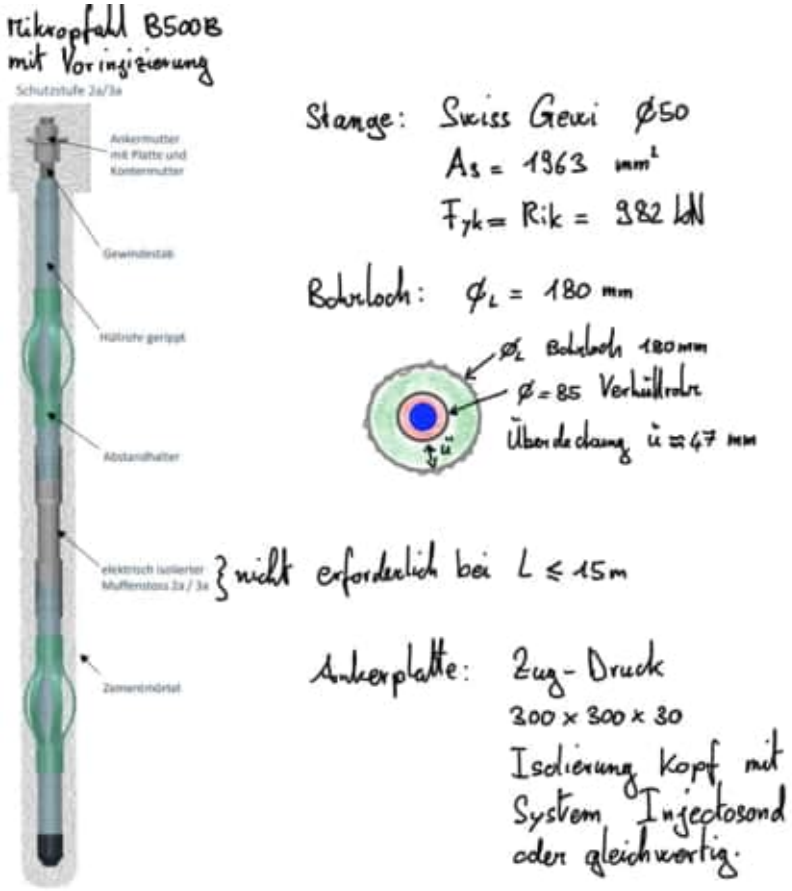
Im Rahmen des Ausführungsprojekts werden die Lager detailliert bemessen und festgelegt. Insbesondere für die Lager, welche in Querrichtung unverschieblich ausgebildet werden, ist die Krafteinleitung in das Widerlager für das Gefährdungsbild «Anprall aus Fahrzeugaufbauten und Ladungen» im Detail zu bemessen. Hierbei ist zu beachten, dass in der Tabelle der Lagerkräfte vereinfacht angenommen wurde, dass der Anprall in Brückenmitte stattfindet. Die Lage der Anprallkraft ist gemäss Kap. 7.3.3 noch in ungünstiger Stellung bzgl. dem Strassenraum anzunehmen.

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. 10m kurz ist, können sie ohne Kupplungen ausgeführt werden. Die Pfahlköpfe sind elektrisch isoliert auszuführen.



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

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

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

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

Die äussere axiale Tragfähigkeit wird aufgrund der Angaben des geologischen Berichts (siehe Kap. 1.4) und als Vergleich mit den Grenzlasten gemäss Grundbau-Taschenbuch Teil 2 berechnet [51].

Aufgrund der Angaben des geologischen Berichts folgt.

Äussere axiale Tragfähigkeit

$R_{zd} = \frac{\eta_2 \cdot R_{zk}}{\gamma_{m2}}$ mit $\eta_2 = 0.70$; $\gamma_{m2} = 1.30$ (Druck) bzw. 1.60 (Zug)

Druckpfähle

Grund: Molassefels gem. geol. Bericht

$\tau_k = 800\,kN/m^2$

$A = 0.15\pi \cdot 1^2 = 0.15m^2$

$r_{ak} = 0.15m^2 \cdot 800kN/m^2 = 112\,kN/m'$

Erforderliche Länge der Krafteinleitung für $R_{zd} = R_{i,d}$

$\rightarrow R_{zd} = 683\,kN = \frac{0.70 \cdot 112kN/m \cdot L}{1.30}$

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

Mit den Grenzlasten gemäss Grundbau-Taschenbuch Teil 2 [51] folgt.

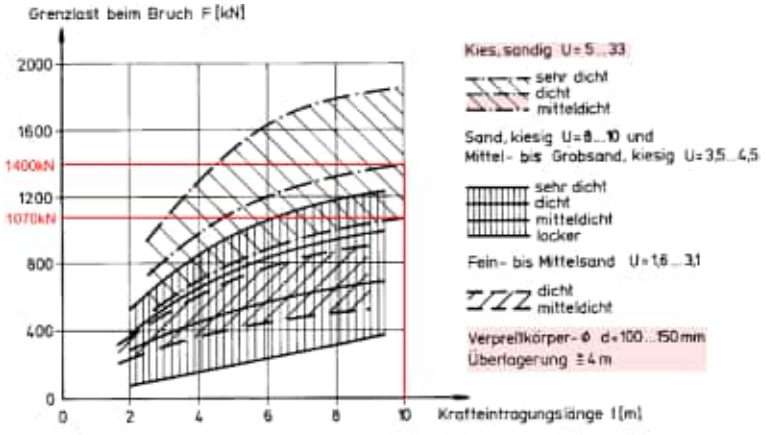


Bild 34. Grenzlast von Ankern in nichtbindigen Böden (nach *Ostermayer* [16])

Krafteinleitungslänge $L = 10m$

Untere Grenze mitteldicht gelagerte Böden $F_{ck} = 1070\,kN = R_{ak} \rightarrow r_{ak} = 107\,kN/m'$

Vergleichbar mit Angabe Geologe für Druckpfähle

Äussere axiale Tragfähigkeit

$R_{zd} = \frac{\eta_2 \cdot R_{zk}}{\gamma_{m2}}$ mit $\eta_2 = 0.70$

Druckpfähle: $\gamma_{m2} = 1.30 \rightarrow R_{zd} = \frac{0.70 \cdot 1070}{1.30} = 576\,kN$

Zugpfähle: $\gamma_{m2} = 1.60 \rightarrow R_{zd} = \frac{0.70 \cdot 107_0}{1.60} = 468\,kN$

Kräfte auf Mikropfähle

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

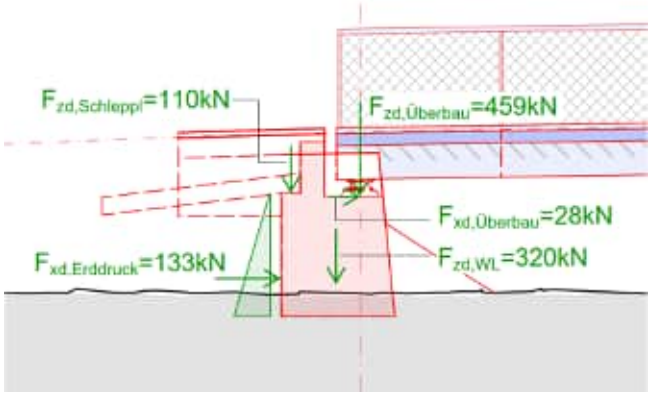
- GB «Nicht motorisierter Verkehr LM1»
- GB «Anprall aus Fahrzeugaufbauten und Ladungen» (aussergewöhnlich)

Es wird vereinfach angenommen, dass sämtliche Kräfte über die Mikropfähle in den Baugrund eingeleitet werden, inkl. dem Eigengewicht des Widerlagers. Der Anteil der Lastabtragung über die Bettung der Fundamentsohle wird vernachlässigt.

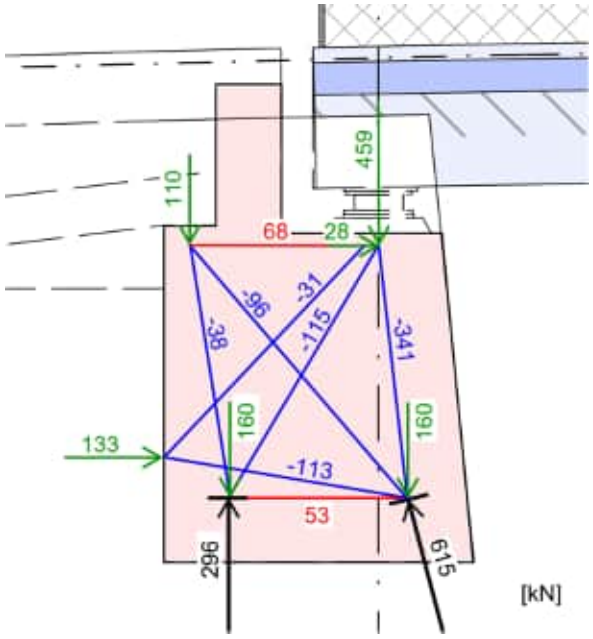
Die detaillierte Bemessung inkl. der übrigen GB erfolgt im Ausführungsprojekt. Dies gilt auch für die Bemessung der Bewehrung des Widerlagers.

Skizze Hauptkräfte gesamtes Widerlager Seite West.
Die Lagerkräfte aus dem Überbau können der Tabellen in Abschnitt 8.1.2 entnommen werden. Das Eigengewicht aus den Flügelmauern wird vernachlässigt, ebenso der vertikale Anteil des Erddrucks und der Anteil des Erddrucks aus der Seite der Strasse.

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



Berechnung der Kräfte auf die Mikropfähle mit Fachwerkmodell (siehe auch nachfolgende Seite mit Modell in AxisVM zur Ermittlung der Stabkräfte)



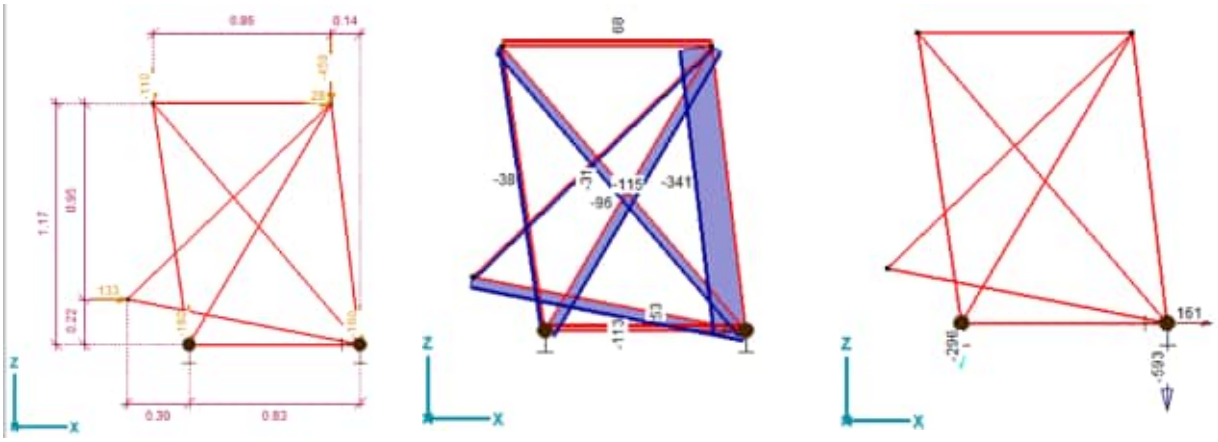
Gemäss dem Modell ergibt sich eine maximale Kraft für den höchstbelasteten Mikropfahl auf der Seite der Strasse von ca. $F_{Ed} \approx 615/2 \approx 310$kN.

Mit einer Krafteinleitungslänge von 11.3 m ergibt sich gemäss der vorangegangenen Berechnung ein Widerstand des Mikropfahls von $R_{id} = R_{ad} =$ 683kN.

Die Länge der Mikropfähle wird mit L=8.0m gewählt. Daraus folgt gemäss den Angaben des geologischen Bereichs eine äussere Tragfähigkeit von **R_{ad} = 483kN > E_d = 310kN**.

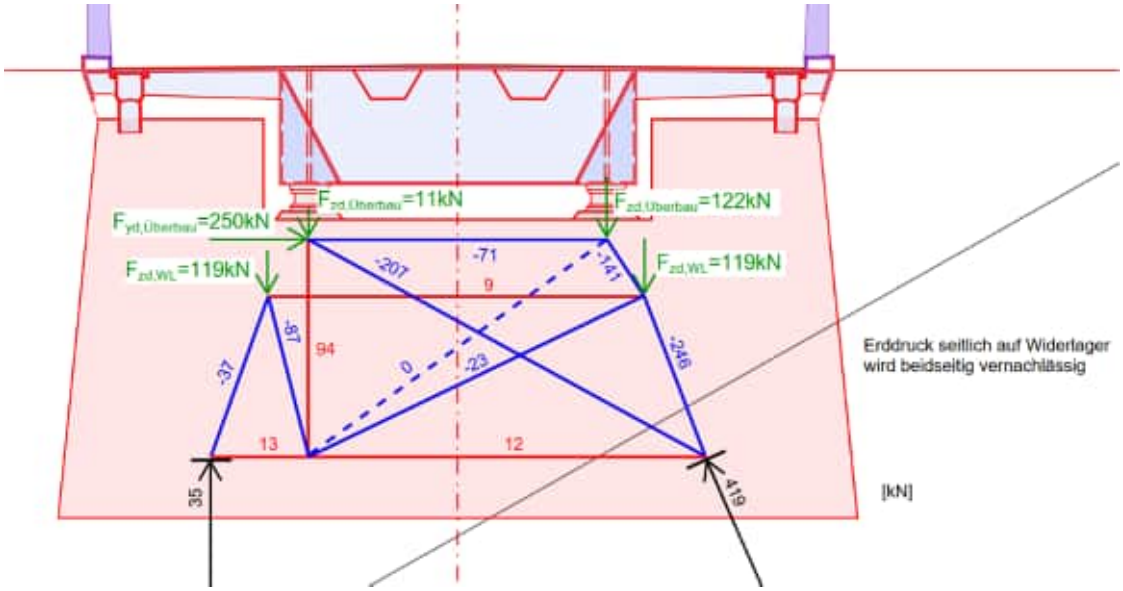
Die gewählte Anordnung und Neigung der Mikropfähle ist auf den nachfolgenden Seiten dargestellt.

Modell und Kräfte E_d [kN; m] Stabkräfte N_{Ed} [kN] Auflagerkräfte R_{Ed} [kN]

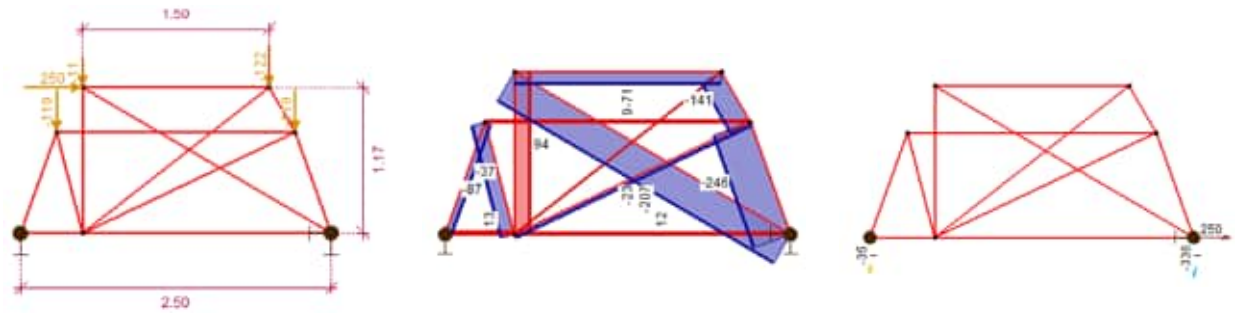


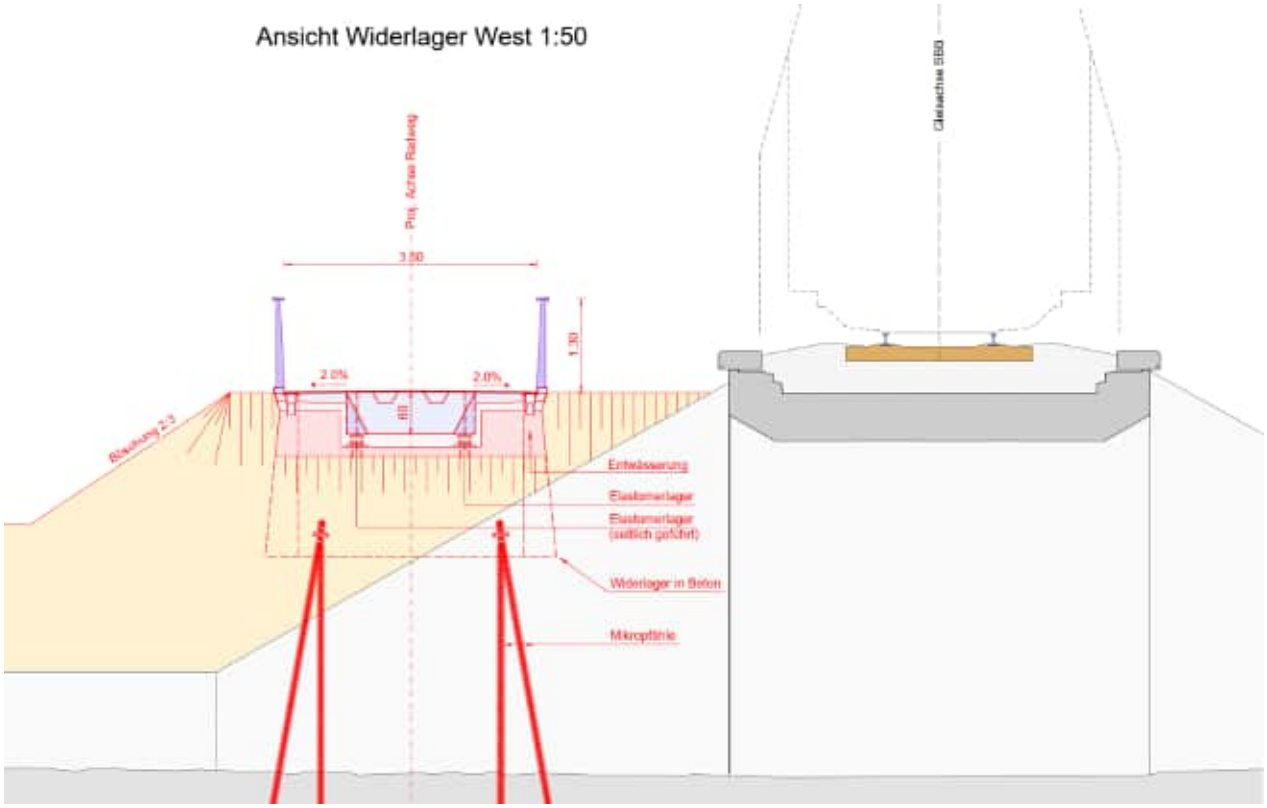
GB «Anprall aus Fahrzeugaufbauten und Ladungen» (aussergewöhnlich)
E_d = E{1.00EG + 1.00AL + 1.00 Anprall quer}

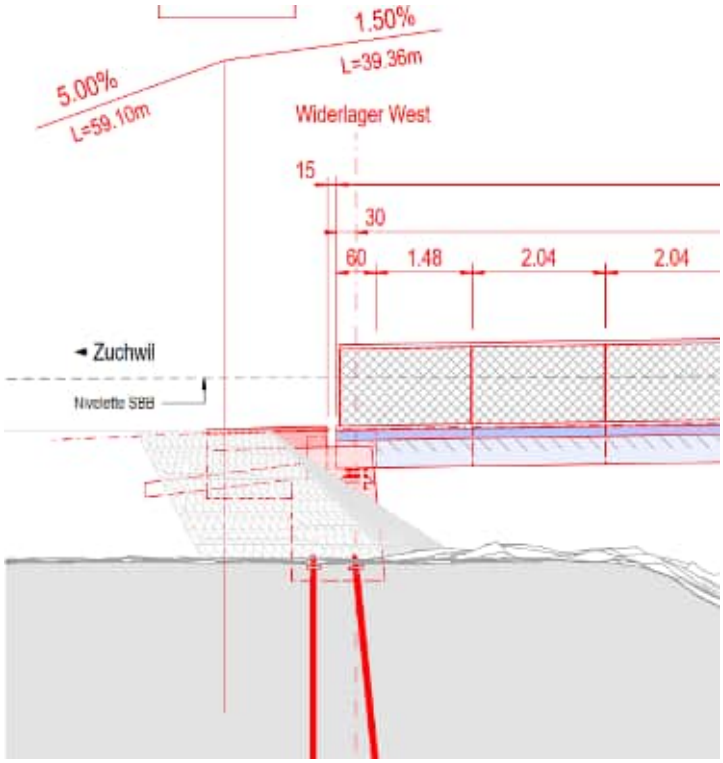
Berechnung der Kräfte auf die Mikropfähle mit Fachwerkmodell. Die Lasten der exzentrisch gelagerten Schleppplatte werden für diese vereinfachte Betrachtung vernachlässig, ebenso der Erdddruck auf beiden Seitenflächen des Widerlagers. Für die beiden nördlichen Pfähle ergibt sich eine Druckkraft von ca. $F_{Ed} \approx 420/2 \approx 210$kN. Die gewählte Anordnung und Neigung der Mikropfähle ist auf der nachfolgenden Seite dargestellt.



Modell und Kräfte E_d [kN; m] Stabkräfte N_{Ed} [kN] Auflagerkräfte R_{Ed} [kN]




Ansicht Widerlager West 1:50
Proj. Achse Railway
3.50
1.30
2.0%
2.0%
Böschung 2:3
Entwässerung
Elastomerlager
Elastomerlager
(seitlich gelöst)
Widerlager in Beton
Mikropfähle


1.50%
L=39.36m
5.00%
L=59.10m
Widerlager West
15
30
60
1.48
2.04
2.04
Zuchwil
Nivelette SBB

Erdbeben

Die Abmessungen der Widerlagerbänke werden gemäss den Anforderungen der SIA 261 in Bezug auf das Gefährdungsbild Erdbeben zur Sicherstellung der Anforderungen an die Absturzsicherung überprüft.

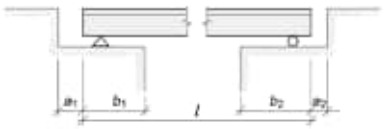
– bei fester Lagerung auf einem Widerlager

$$b_1 \geq b_{min} + a_2 + \frac{2 \cdot l}{l_g} \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \leq b_{min} + a_2 + 2 \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T$$

$$b_2 \geq b_{min} + a_1 + \frac{2 \cdot l}{l_g} \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \leq b_{min} + a_1 + 2 \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T$$

Die Länge l_g, ab der die Bodenbewegungen als unkorreliert betrachtet werden können, ist in Tabelle 24 ersichtlich. Die Abmessung b_{min} beträgt 0,4 m. Für Fussgängerbrücken kann b_{min} auf 0,3 m reduziert werden. Bei Fugen zwischen Brückenabschnitten ist b_2 um 30% zu vergrössern. Die vertikale Tragfunktion der Auflagerbereiche ist im verschobenen Zustand des Brückenträgers zu gewährleisten.

Figur 19 Mindestabmessungen der Auflagerbereiche zur Absturzsicherung von Brückenträgern



9 Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

9.1 Funktionstüchtigkeit und Aussehen

Verformungen infolge Eigengewicht und Auflasten sowie Temperatur.

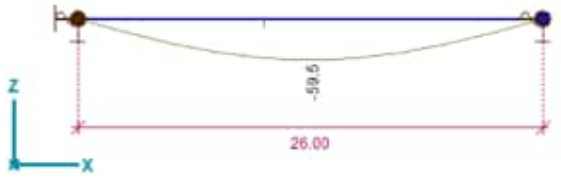
Die Verformungen aus Eigengewicht und Auflasten werden durch Überhöhen des Brückenüberbaus kompensiert. Sie betragen w_z = -59.5mm, daraus wird die Überhöhung mit $w_{Überh}$ = +60 mm gewählt.

Die Verformungen aus Temperatur betragen +6.5mm (oben warm) bzw. -3.9mm (oben kalt). Die Berechnung erfolgt gemäss SIA 260 mit dem Beiwert ψ_2=0.5 für quasi-ständige Lasten.

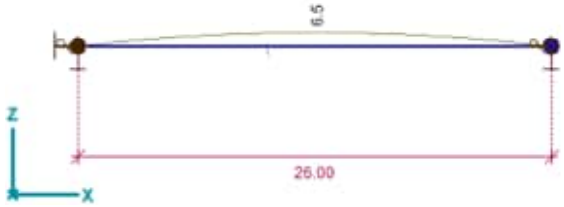
Der Grenzwert nach SIA 260 mit w ≤ L/700 = 37mm ist eingehalten.

Verformungen des Stabmodells w_z [mm]

E_d = E{1.00EG + 1.00AL}



E_d = E{0.50 Temp (oben warm)}



E_d = E{0.50 Temp (oben kalt)}



9.2 Komfort

Für den Grenzzustand «Komfort» sind die Durchbiegungen infolge dem Lastmodell 1 zu überprüfen. Die Berechnung erfolgt mit dem Beiwert ψ_1=0.4 für häufige Lasten. Die Verformung beträgt 32.6mm.

Der Grenzwert nach SIA 260 mit w ≤ L/600 = 43mm ist eingehalten.

Verformungen des Stabmodells w_z [mm]

E_d = E{0.40 LM1}



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 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

Da sich gemäss den Erläuterungen in Kapitel 4.3.1 nur die erste vertikale Eigenform im kritischen Bereich (für Jogger) befindet, erfolgen die dynamischen Berechnungen nur für die Bemessungssituation BS 3.

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.

In einem zweiten Schritt wird für jene Fälle, in denen die Komfortkriterien nicht eingehalten sind, eine vollständige dynamische Analyse am FD-Modell (siehe Kapitel 2.3) durchgeführt, 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 gemäss Kapitel 2.4 in der Berechnung berücksichtigt.

10.2 Bemessungssituation 3

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

$a_{h,zul}$ = 0.3 m/s²

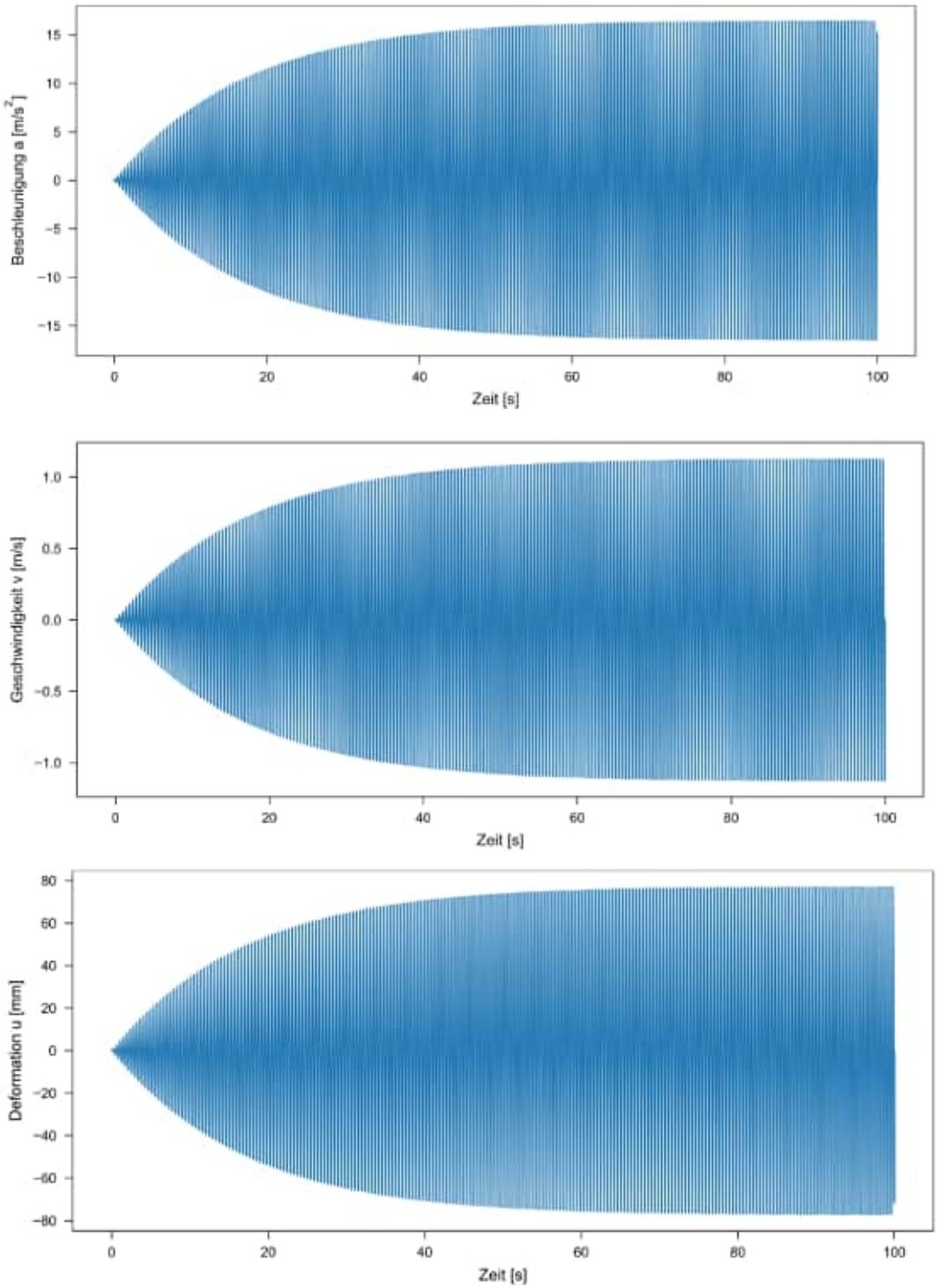
10.2.1 TC 4 (C) – Jogger

Erste vertikale Eigenschwingung – Einwirkung stationär

Eingangsparameter			
Spannweite	26	[m]	
Nutzbare Brückenbreite	3.5	[m]	
Eigengewicht Überbau (im Mittel)	1023	[kg/m]	
Eigenfrequenz	2.3	[Hz]	
Richtung	Vertikal	[-]	*Dropdown*
Schwingungsform pro Richtung	1	[-]	*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	1767.77	[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)	2.3	[Hz]	
n' - Äquivalente Anzahl von Fussgängern auf der belasteten Brückenfläche S (95% Fraktilwert)	1.4142	[1/m²]	
S - Belastete Fläche des Brückendecks	91	[m²]	
ψ - Abminderungsfaktor, mit dem die Möglichkeit abgebildet wird, dass die Schrittfrequenz in den Bereich der untersuchten Eigenfrequenz fällt.	1.00	[-]	
Generalisierte Masse m*	13299.00	[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 Annahme)	1767.77		
a_{max} - Max. Beschleunigung am Einmassenschwinger	16.616	[m/s²]	
v_{max} - Max. Geschwindigkeit am Einmassenschwinger	1149.8	[mm/s]	
d_{max} - Max. Auslenkung (Amplitude) am Einmassenschwinger	79.6	[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.

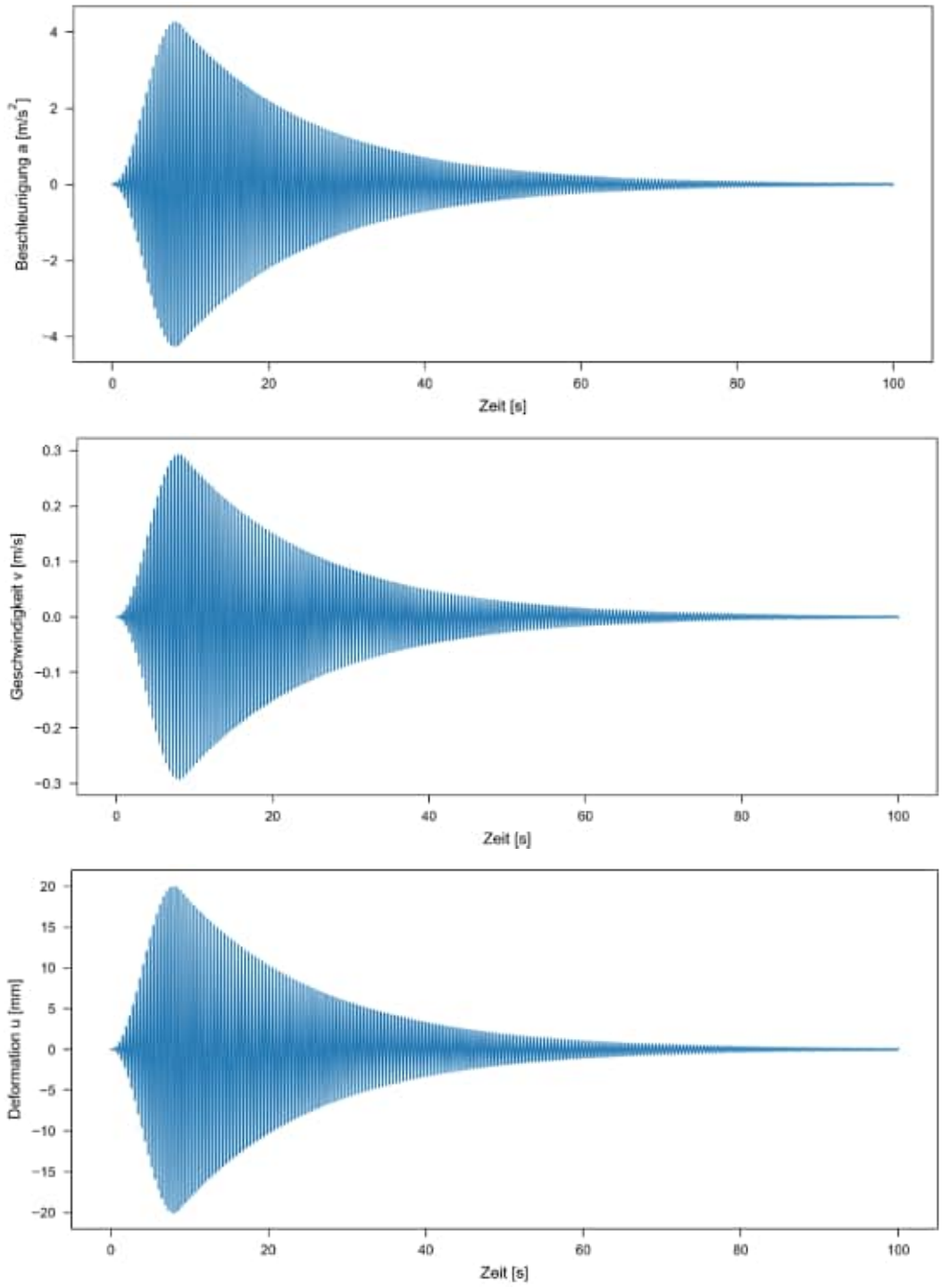
Vergleich mit numerischer FD-Lösung



Die maximale Beschleunigung wird nach ca. 80 Sekunden erreicht und beträgt analog zur analytischen Lösung $a_{max} = 16.6\ m/s^2$. Diese Übereinstimmung war zu erwarten, da für den einfachen Balken mit konstantem Querschnitt die analytische Lösung exakt ist.

Erste vertikale Eigenschwingung – Einwirkung Wanderlast

Weil die Modellierung der Jogger als stationäre harmonische Last sehr konservativ ist, werden in einem zweiten Schritt im FD-Modell die Jogger als Wanderlast mit der Geschwindigkeit v = 3m/s abgebildet. Dadurch resultiert eine deutlich kürzere Anregungszeit und die maximale Anregung (in Brückenmitte) wird nur in einem kurzen Intervall erreicht.



Die Maximalwerte betragen:

$a_{max} = 4.32\ m/s^2$, $v_{max} = 0.30\ m/s$, $u_{max} = 20.0\ mm$

Das geforderte Beschleunigungskriterium $a_{v,zul}$ = 1.0 m/s² kann rechnerisch nicht eingehalten werden, daher wird vorbeugend ein TMD vorgesehen und nachfolgend vordimensioniert.

Erste vertikale Eigenschwingung – Vordimensionierung TMD

Wert der Eigenform an der Position des TMD:

$$u_T = 1.0$$

Modele Masse:

$$m_1 = 13'299\ kg$$

Masse eines TMD (Gesamt 2 Stück):

$$m_T = 200\ kg$$

Effektives Verhältnis der modalen Massen:

$$\mu = \frac{\sum {u_i}^2 \cdot m_T}{m_1} = \frac{2 \cdot 1.0^2 \cdot 200\ kg}{13'299\ kg} = 3.0\%$$

Frequenz:

$$f_{opt} = \frac{f_1}{1+\mu} = \frac{2.32\ Hz}{1+0.020} = 2.25\ Hz$$

Dämpfung

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} = 10.46\%$$

Feder-Konstante (pro TMD)

$$k_T = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_{opt}^2 \cdot m_T = 40'121\ N/m$$

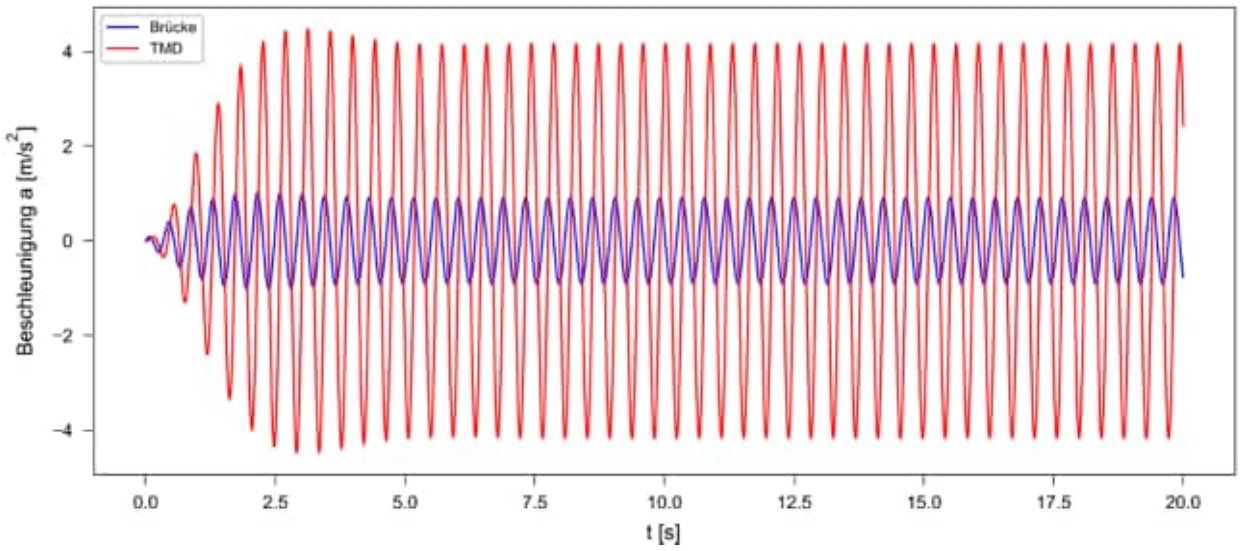
Dämpfungs-Konstante (pro TMD)

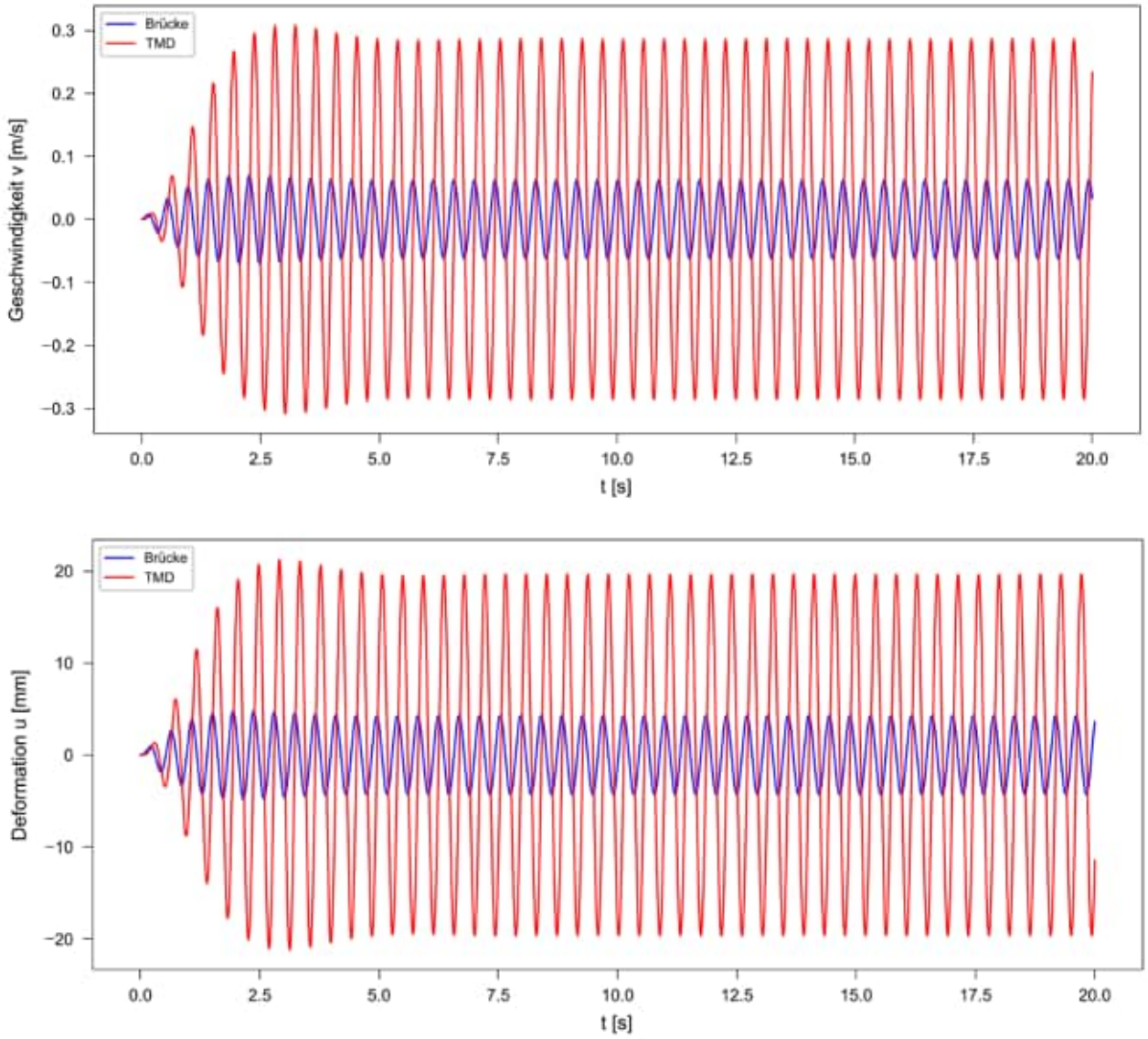
$$c_T = \zeta_{opt} \cdot 2 \cdot \sqrt{k_T \cdot m_T} = 593\ Ns/m$$

Statische Einfederung

$$u_o = \frac{m_T \cdot 9.81\ m/s^2}{k_T} = 48.9\ mm$$

Die Berechnung mit zwei TMDs erfolgt am Zweimassenschwinger gemäss Kapitel 2.4. Damit können die Bewegungen der Brücke und der TMD ermittelt werden (beide sind in der Brückenmitte vorgesehen und machen daher die gleiche Bewegung):





Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 0.98\ m/s^2$, $v_{max} = 0.07\ m/s$, $u_{max} = 4.9\ mm$

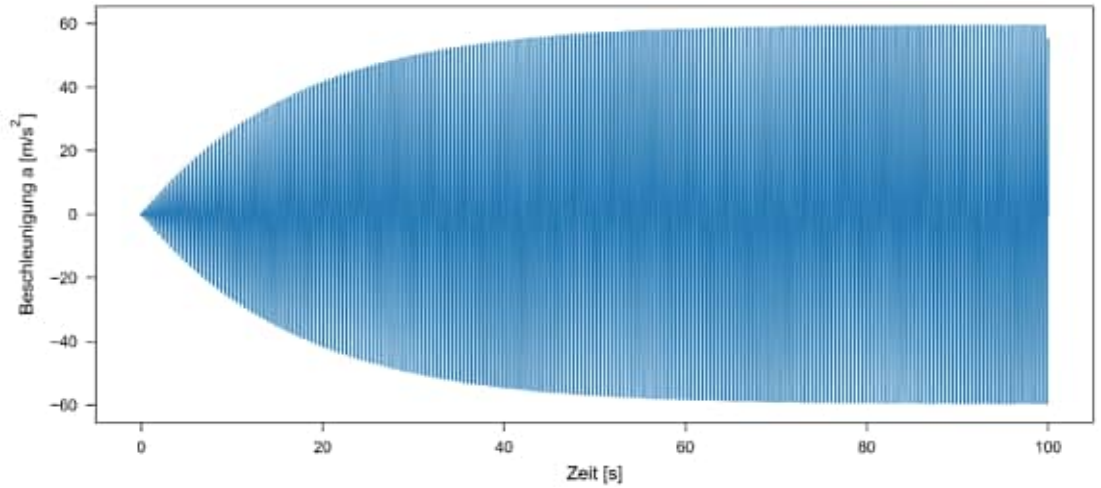
Das Kriterium für die vertikale Beschleunigung kann somit mittels zwei 200kg TMD eingehalten werden. Dies ist allerdings nur eine Vordimensionierung zum Nachweis der Machbarkeit. Nach der Fertigstellung der Brücke erfolgt eine umfassende Schwingungsmessung an der Brücke und, falls tatsächlich erforderlich, die definitive Dimensionierung der TMDs.

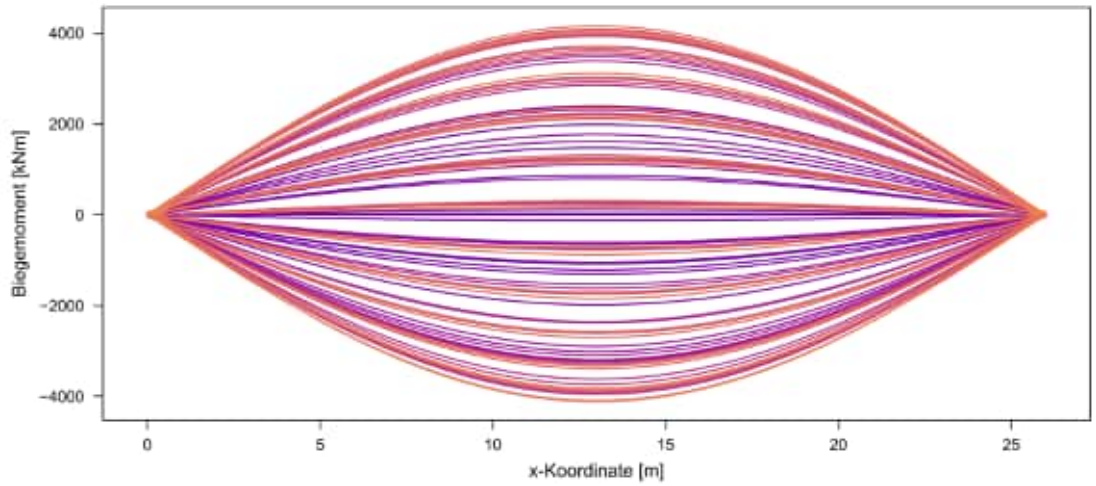
Die Positionierung der beiden TMD kann entweder in einem dafür vorgesehenen Tilgerfach innerhalb des Kastenquerschnitts (entsprechende konstruktive Durchbildung aufgrund Luftdichtigkeit übriger Kasten notwendig) oder im Bereich der beiden seitlichen Auskragungen (an verstärkte Querrippen befestigt) erfolgen. Dieser Entscheid wird noch vor der Submissionsphase abschliessend geklärt.

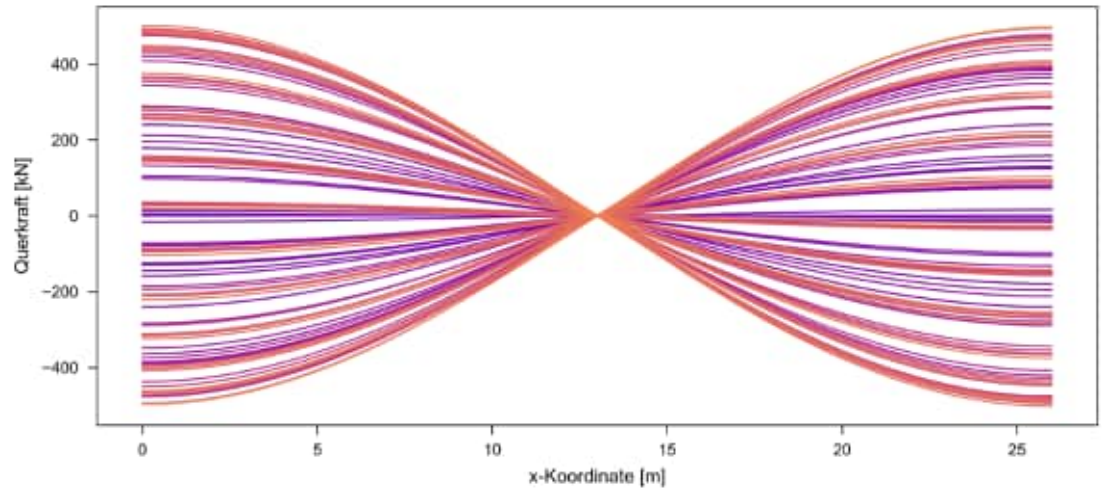
10.3 Absichtliche Anregung

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, kann die erste vertikale Eigenschwingung angeregt werden. Die folgenden Untersuchungen widmen sich demnach der ersten vertikalen Eigenschwingung.

Mittels des FD-Modells werden die Beschleunigungen und Schnittgrössen am Tragwerk wie folgt ermittelt (ohne TMD).

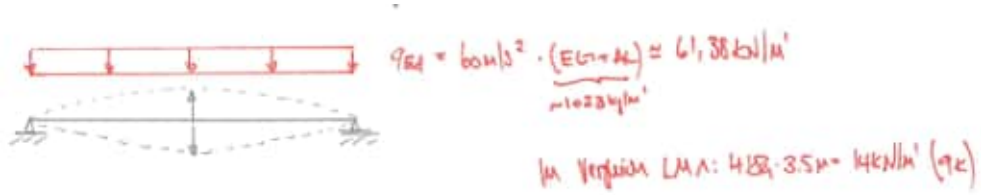






Erwartungsgemäss resultieren für diesen Lastfall sehr grosse Beschleunigungen von a_{max} = 60 m/s². Die zugehörigen Schnittkräfte zu verschiedenen Zeitpunkten entlang der Brückenachse sind oben dargestellt.

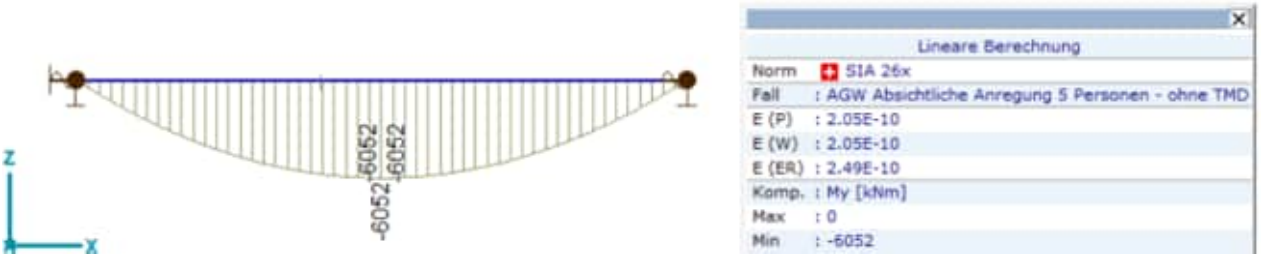
Eine Kontrolle der berechneten Schnittgrössen infolge der absichtlichen Anregung lässt sich anhand der Multiplikation der maximalen Beschleunigung mit der Masse des Brückentragwerks (konservativer, einfacher Ansatz) durchführen.

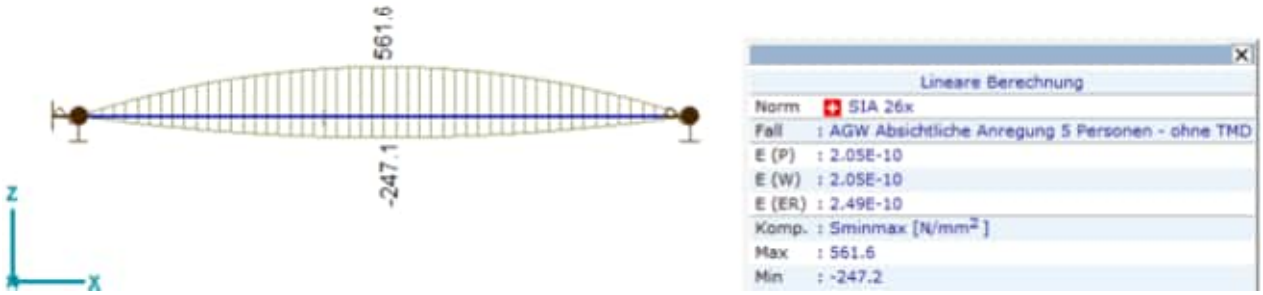


Da die dynamische Einwirkung grösser ist als die Nutzlast wird der Lastfall «Absichtliche Anregung» im statischen Modell als aussergewöhnliche Bemessungssituation untersucht.

Die Last wird wie folgt definiert.







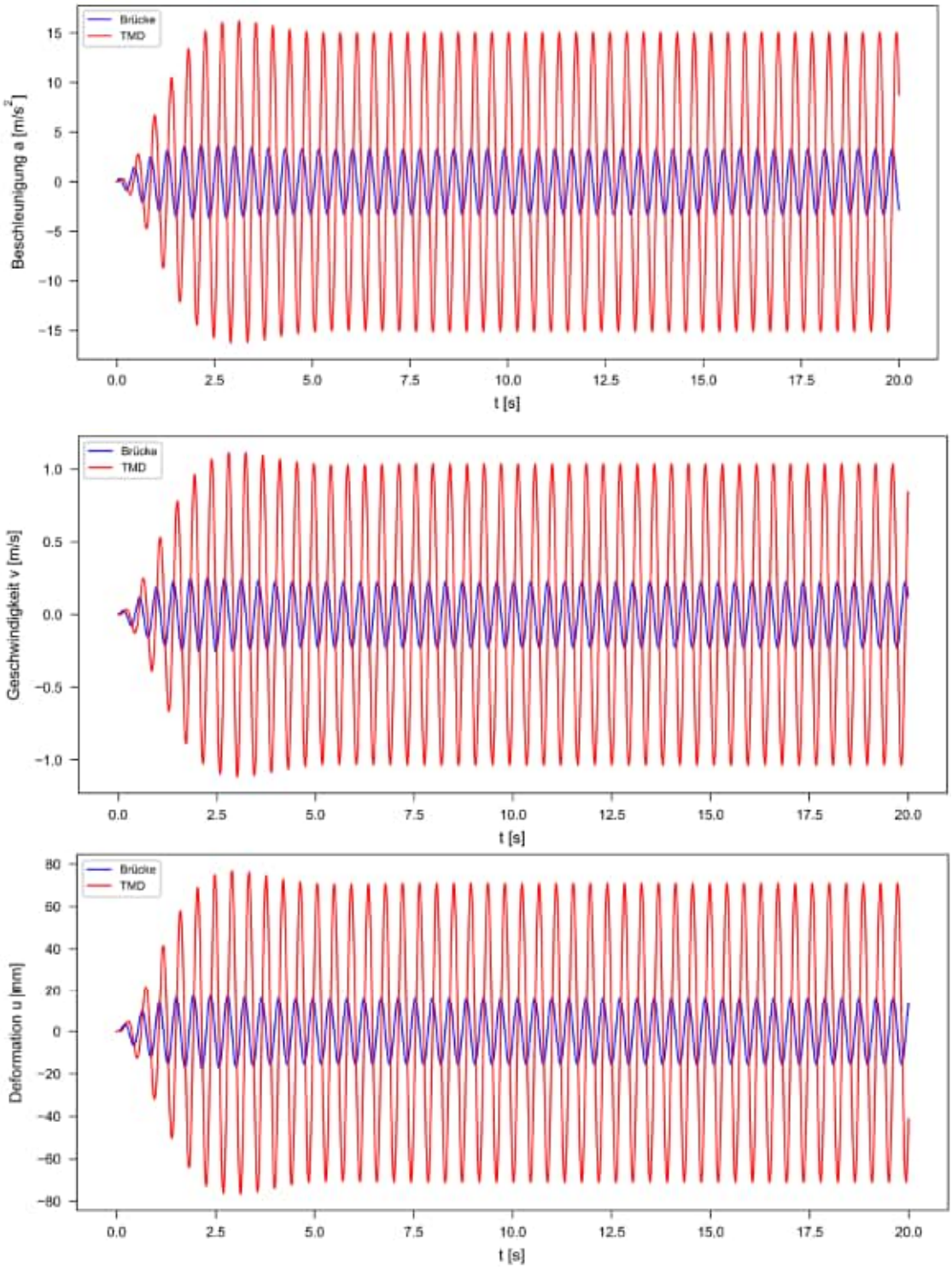
Die Auswirkungen bzw. die Spannungen infolge der aussergewöhnlichen Bemessungssituation «Absichtliche Anregung» (ohne Tilger) sind deutlich grösser als infolge der vorübergehenden Bemessungssituation «Nutzung Langsamverkehr» ($M_{y,max}$ = 2'941 kNm).

Für die Auswirkungen gem. FD-Modell ($M_{y,max}$ = ca. 4'864kNm) resultieren maximale Biegezugspannungen von 451 N/mm², womit der Bemessungswert der Streckgrenze für Baustahl S355 überschritten wird. Der Ansatz mit dem eher konservativ angesetzten Lastmodell (5 gleichzeitig hüpfende Personen) und der erforderlichen Zeit von 60s – 80s (>> 20s gemäss [3]) bis zum Erreichen dieser maximalen Beschleunigung ist mit dem Prüfingenieur sowie der Bauherrschaft zu besprechen (vor Submissionsphase).

Ergänzend erfolgt die Untersuchung unter Berücksichtigung des TMD.

Mit Berücksichtigung des TMD

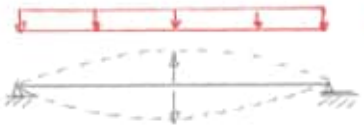
Der TMD ist abgestimmt auf die 1. vertikale Eigenform und wirkt daher auch bei der absichtlichen Anregung. Es resultieren deutlich kleinere Bewegungen der Brücke (Berechnung am Zweimassenschwinger):



Die Maximalwerte der Brücke betragen:

$a_{max} = 3.72\ m/s^2$, $v_{max} = 0.26\ m/s$, $u_{max} = 17.0\ mm$

Unter Berücksichtigung der maximalen Beschleunigung von 3.72 m/s² ist die aussergewöhnliche Bemessungssituation für die Tragsicherheit der Brücke nicht massgebend.



$q_{Ed} = 3{,}72\ kN/m^2 \cdot (Eigen + Ausbau) \approx 3{,}81\ kN/m^2$

$\approx 102\ kg/m^2$

Im Vergleich LM 1: $q_k = 4\,kN \cdot 3{,}5\,m = 14\,kN/m^2$

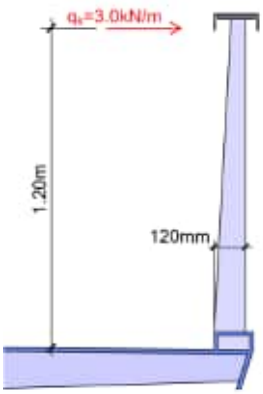
11 Brückengeländer

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 2.0m. Die Pfosten sind aus Chromstahl (Werkstoff Nr. 1.4404) und weisen eine Stärke von 15mm auf.

Skizze Geländerpfosten

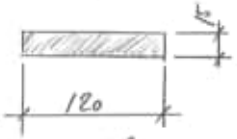


Abstand Pfosten a = 2.0m

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

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

QS Fussplatte



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

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

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

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

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

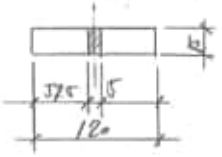
$M_{el,Rd} = 7.56\,kNm$

$M_{pl,Rd} = 11.34\,kNm$

$V_{Rd} = 218\,kN$

Nachweis

QS - Anteil Grundplatte



$\rightarrow M_{pl,Rd(V)} = 375 \cdot 15 \cdot 210\,N/mm^2 \cdot 6.25mm \cdot 10^{-6} = 11.32\,kNm$

$M_{Ed} = 10.8kNm < M_{pl,Rd(V)} = 11.32\,kNm$

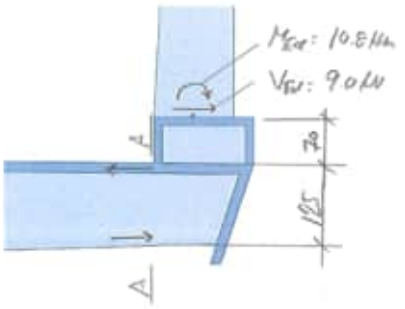
$V_{Ed} = 9kN < V_{Rd} = 9.07kN$

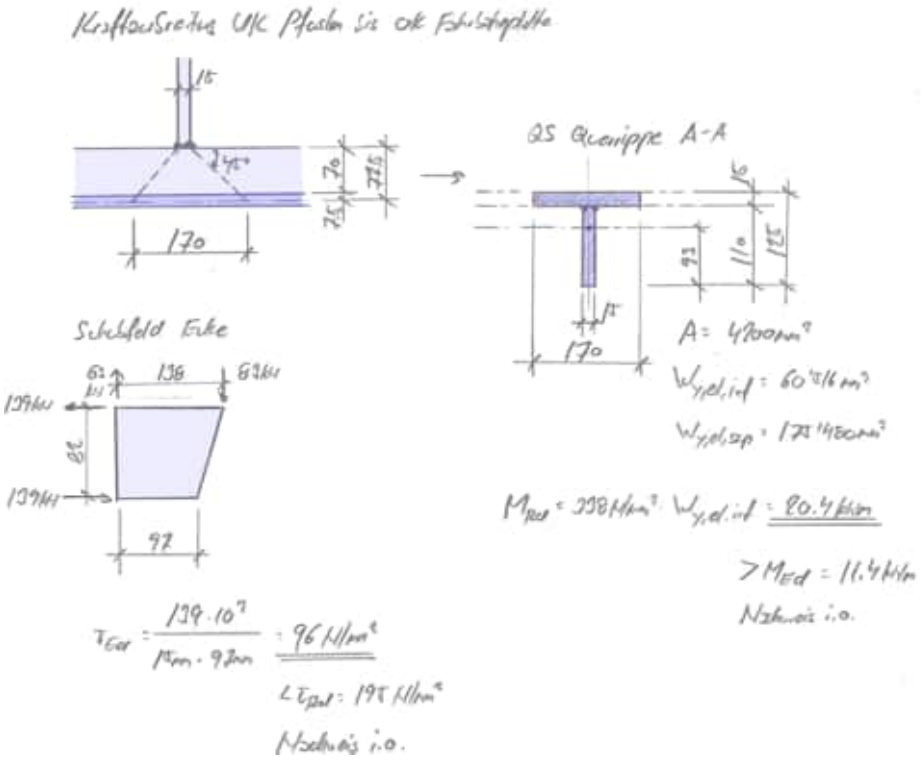
$\rightarrow$ Nachweis erfüllt für Horizontalkraft $q_{Ed} = 4.50\,kN/m^2$

Krafteinleitung in Randträger und Querrippe des Brückenträgers

Die Krafteinleitung vom Geländerpfosten in den Randträger resp. die Querrippe des Brückenträgers erfolgt über eine in den Randträger eingeschweisste Rippe an der Stelle es Geländerpfostens.

Überprüft wird die Krafteinleitung in die Querrippe. Die Schweissnähte werden grundsätzlich durchgeschweisst.

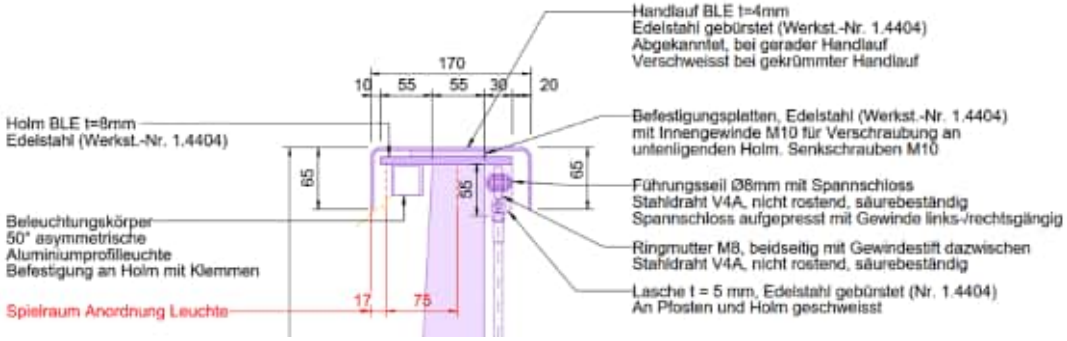


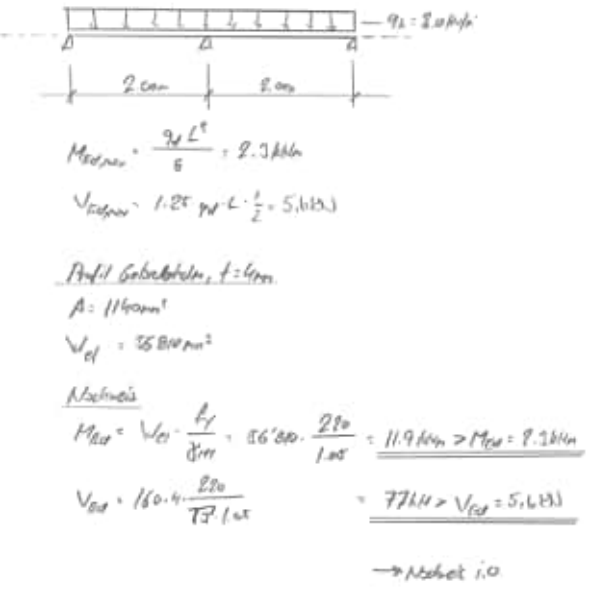


11.2 Geländerholm

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.
[51] Grundbau-Taschenbuch Teil 2: Geotechnische Verfahren, 7. Auflage, Ernst & Sohn.