Linie: 761
Bezeichnung: Oberglatt- Niederweningen Gleisende
Km: 19.096

12.201.06-01

Kanton: Zürich
Gemeinde: Steinmaur

Projekt:

Sanierung BDu Rohrbach km 19.096

ISP-Nr.: 1167499

Phase:

Auflageprojekt

Unterschriften

Bauherrenvertretung SBB
Abteilung: I-AEP-PJM-ROT-T3
Name: Marco Neuenschwander
Datum/ Unterschrift:

Marco Neuenschwander
EBP Schweiz AG
Zürich, 24. Sep. 2026
QES Qualifizierte elektronische Signatur · Schweizer Recht
Signiert auf Skribble.com

Projektverfasser
Firma: Intura AG
Name: Daniela Mazenauer
Datum/ Unterschrift:

Daniela Mazenauer
24. Sep. 2026
QES Qualifizierte elektronische Signatur · Schweizer Recht
Signiert auf Skribble.com

SBB CFF FFS

Statische Berechnung

Index:	Erstellt	Vis.	Geprüft	Vis.	Freigabe	Vis.
---	12.05.26	dm	13.05.26	pw		
A	17.08.26	dm	18.08.26	pw	23.09.26	NEM

Linie: 761 Km: 19.096

SBB, Infrastruktur
Vulkanplatz 11, 8048 Zürich

© Alle Rechte an diesem Dokument stehen der SBB zu.
Für die genaue Lage und die Vollständigkeit der unterirdischen Anlagen besteht keine Gewähr.

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines 4

2. Grundlagen 4

2.1 Normen, Weisungen und Verordnungen 4

3. Tragwerkskonzept 4

3.1 Tragsystem 4
3.2 Abmessungen 4
3.3 Baustoffe 7
3.4 Erdung 7
3.5 Baugrundverhältnisse 7
3.6 Grundwasserverhältnisse 8

4. Einwirkungen 8

5. Statisches System 15

6. Lastkombinationen 15

6.1 Tragsicherheit (SIA 260 Seite 30, Tabelle 1) 15
6.2 Gebrauchstauglichkeit 16
6.3 Qualitative Betrachtung Wasserdruck: 16

7. Bemessung 17

7.1 Mindestbewehrung 17
7.2 Ermüdung (Betriebsfestigkeit) 24
7.3 Ermüdung (Dauerfestigkeit) 26
7.4 Gebrauchstauglichkeit 27
7.5 Lastfall Transport 33
7.6 Transportanker 38
7.7 Bodenpressung 39
7.8 Zusammenziehen der Elemente 40
7.8.1 Bauablauf 40
7.8.2 Spannglied 40
7.8.3 Krafteinleitung 40
7.9 Bewehrungsskizze 41

Anhang 42

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Lastmodell Entgleisung 13
Tabelle 2: Lastkombination Entgleisung 15
Tabelle 3: Lastkombination Bahnlast 15
Tabelle 4: Lastkombination Ermüdung 16
Tabelle 5: Lastkombination Rissnachweis 16
Tabelle 6: Lastkombination Funktionstüchtigkeit 16
Tabelle 7: Lastkombination Aussehen 16
Tabelle 8: Spannungsbegrenzung in den Durchmesser der Bewehrungsstäbe als Grafik 17
Tabelle 9: Momente in kNm für den Lastfall Entgleisung 21
Tabelle 10: Querkräft in kN für den Lastfall Entgleisung 21
Tabelle 11: Maximale und minimale Momente für den Lastfall Entgleisung 21
Tabelle 12: Maximale und minimale Querkräft für den Lastfall Entgleisung 22
Tabelle 13: Nachweis der notwendigen Bewehrung für den Lastfall Entgleisung 22
Tabelle 14: Nachweis der Querkraft für den Lastfall Entgleisung 22

Tabelle 15: Moment in kNm für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit 24
Tabelle 16: Querkraft in kN für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit 24
Tabelle 17: Maximale und minimale Momente für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit 24
Tabelle 18: Maximale und minimale Querkraft für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit 25
Tabelle 19: Nachweis der notwendigen Bewehrung für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit. 25
Tabelle 20: Nachweis der Querkraft für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit..... 25

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Grundriss Decke Betonfertigelement 5
Abbildung 2: Grundriss Bodenplatte und Wände Betonferigteil 5
Abbildung 3: Querschnitt 2 6
Abbildung 4: Längsschnitt 6
Abbildung 5: Statische Verteilbreite der Last 8
Abbildung 6: Lasteinleitung des Lastmodells 1 9
Abbildung 7: Lasteinleitung des Lastmodels 9
Abbildung 8: Lasteinleitung des Lastmodels 3 9
Abbildung 9: Statisches Model 15
Abbildung 10: Spannungsbegrenzung in Funktion des Durchmessers der Bewehrungsstäbe 17
Abbildung 11: Statische System 19
Abbildung 12: Lasteinwirkung für verschiedene Bemessungssituation 19
Abbildung 13: Spannung und Dehnung Bodenecken 28
Abbildung 14: Spannung und Dehnung Wandmitte 29
Abbildung 15: Spannung und Dehnung Wandkopf/ Deckenecke 30
Abbildung 16: Grafische Darstellung der Verformung bei ständigem Lastfall 31
Abbildung 17: Grafische Darstellung der Verformung bei häufigem Lastfall 32
Abbildung 18: Lasten im Lastfall Transport 33
Abbildung 19: Reaktionskräfte Lasthaken 34
Abbildung 20: Obere Bewehrung im Lastfall Transport 34
Abbildung 21: Untere Bewehrung im Lastfall Transport 35
Abbildung 22: Durchstanznachweis Transport 35
Abbildung 23: Durchstanzen Ausfallanker 37
Abbildung 24: Bewehrungsskizze Querschnitt Bachdurchlass 41

1. Allgemeines

Bei km 19.096 unterquert der Durchlass Rohrbach in Steinmaur, das Bahngleis. Der Bachdurchlass liegt im Eigentum der SBB, Gemeinde Steinmaur und dem Kanton Zürich. Unter dem Bahngeleis handelt es sich um einen aus Natursteinen aufgebauten Rechteckquerschnitt (Bestand). Die bestehende Deckenplatte besteht aus Kalksteinplatten, welche auf den beiden Widerlagerwänden aufliegt. Die lichte Breite des bestehenden Durchlasses beträgt 1.00 m. Die lichte Höhe beträgt 1.10 m. Die Querschnittsabmessungen der Widerlager, respektive Seitenwände aus Natursteinen sind unregelmässig und nicht bekannt. Da die Deckenplatten im Bereich der Gleise gerissen sind, wurden im Juni 2020 Stahlträger als Sofortmassnahme eingebaut.
Im Bereich der Parzelle Kat. Nr 2033 (Gemeinde Steinmaur) besteht der Durchlass aus einem Betonrohr NW 600.

Der Bachdurchlass wird im Rahmen von einer Wochenendsperrung im Jahr 2028 durch eine robuste Stahlbetonkonstruktion aus vorfabrizierten Betonfertigelementen mit geschlossenem Querschnitt ersetzt. Das Fertigelement wird im Werk produziert und mit Hilfe eines Pneukrans zum Einbauort transportiert und eingehoben. Die Lage des neuen Durchlasses ist identisch mit dem Bestand.
Nach Bauende erfolgt der Rückbau sämtlicher Installationen und die Instandstellung der Umgebung.

2. Grundlagen

2.1 Normen, Weisungen und Verordnungen

- VSS – Normen

Normen (Aufzählung nicht abschliessend)

- SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken inkl. Korrigenda C1 2020
- SIA 261 (2020) Einwirkungen auf Tragwerke inkl. Korrigenda C1 2023 und C2 2026
- SIA 262 (2025) Betonbau
- SIA 267 (2013) Geotechnik inkl. Korrigenda C1 2016 und C2 2018

3. Tragwerkskonzept

3.1 Tragsystem

Statisch wird die Deckenplatte, die Wände und Bodenplatte als komplett eingespannt gerechnet. Das Bauteil ist flächengelagert resp. gebettet.

Wie im Projektplan ersichtlich sind die Flügelmauern mindestens zur Hälfte im anstehenden Gelände eingespannt. Die Hinterfüllung der Mauern erfolgt lagenweise vorne und hinten. Daher wird der statische Nachweis der Flügelmauern als nicht kritisch betrachtet und im Ausführungsprojekt durchgeführt.

3.2 Abmessungen

- Lichte Breite 1.90 m (schräge Breite ca. 2.30 m)
- Lichte Höhe 1.30 m
- Elementlängen 2.50 bis 5.15 m
- Fundamentstärke 35 cm und Wandstärken 35 cm
- Deckenstärke 35 - 38 cm
- Banketthöhe beidseitig 45 cm

Grundrisse (nicht massstäblich):

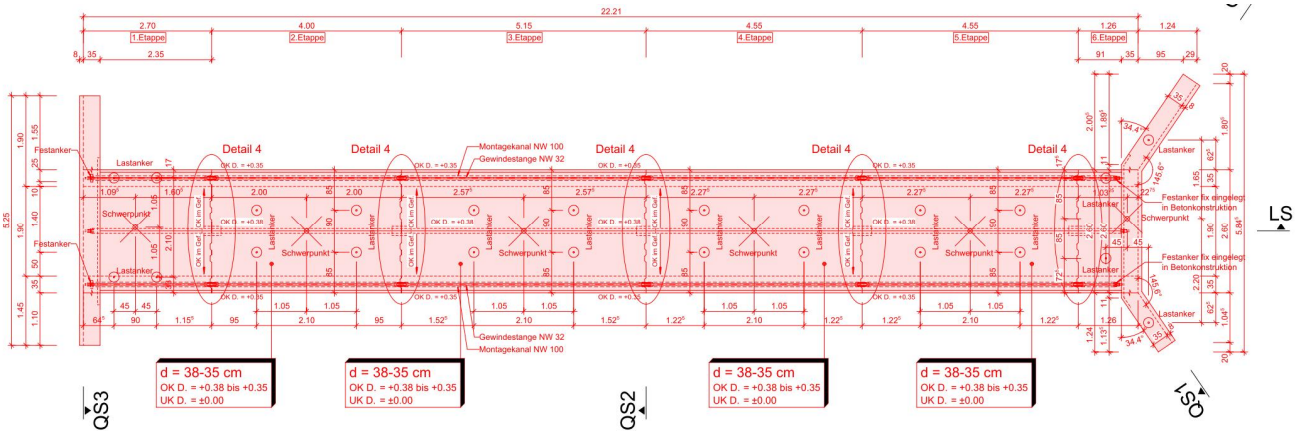


Abbildung 1: Grundriss Decke Betonfertigelement

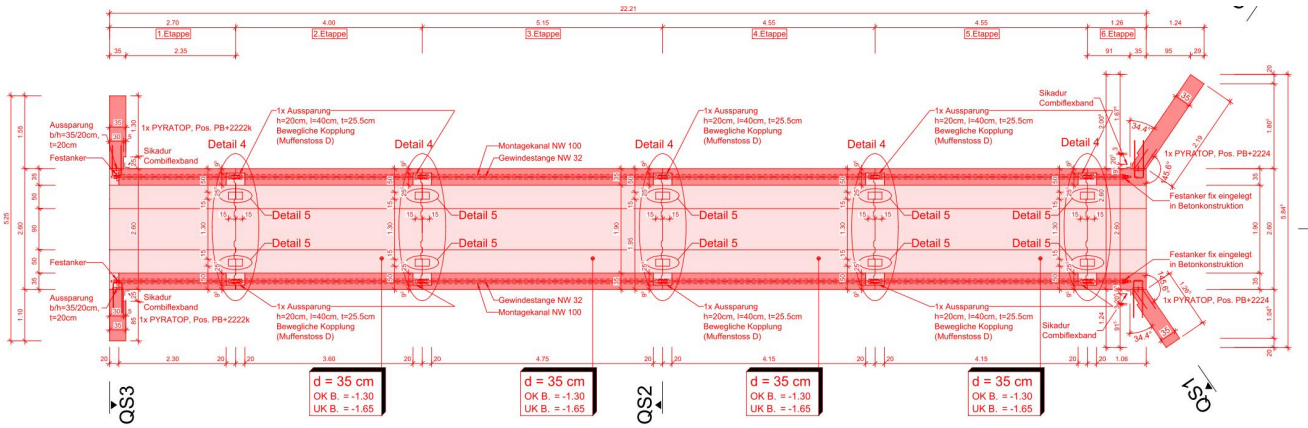


Abbildung 2: Grundriss Bodenplatte und Wände Betonferigteil

Querschnitt:

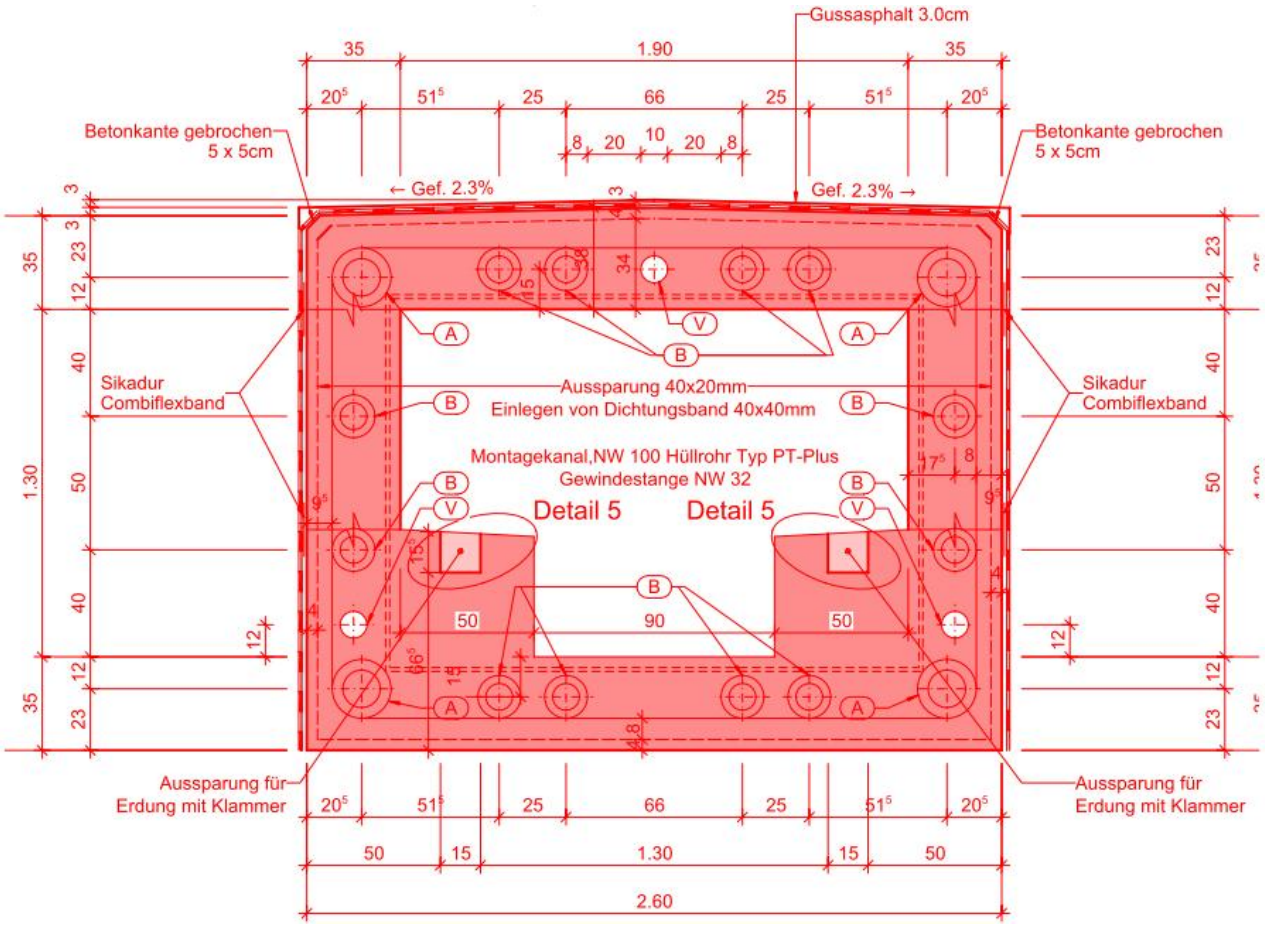


Abbildung 3: Querschnitt 2

Längsschnitt:

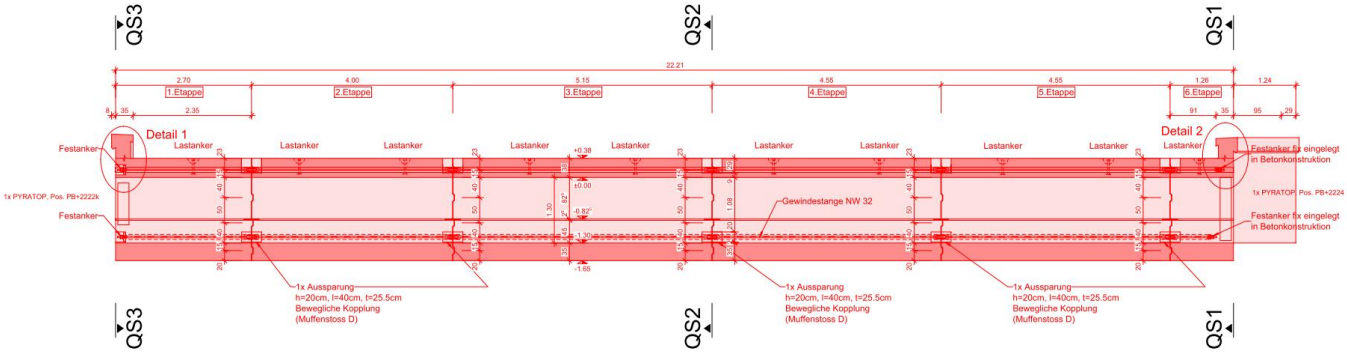


Abbildung 4: Längsschnitt

3.3 Baustoffe

Beton

Im vorliegenden Projekt wird der Beton C 37/30 verwendet, obwohl im Werk höhere Betonqualitäten eingesetzt werden. Die tiefere Betonqualität wurde gewählt, da bei anderen Projekten die Vorfabrikation direkt vor Ort erfolgte und nicht im Werk. Damit eine möglichst grosse Flexibilität in der Ausführung und, bei den anbietenden Unternehmer, (auch lokal) gewährleistet werden kann, wird das Bauwerk mit der Betonqualität C30/37 ausgeführt.

SBB T1 (NPK D/(G))

Festigkeitsklasse	C 30/37	f_{cd} = 20 N/mm^2
		τ_{cd} = 1.10 N/mm^2
Expositionsklasse	XC4, XD1 (XD3), XF2 (XF4)	
Grösstkorn	32 mm	
Chloridklasse	Cl 0,10	
Konsistenz	C3	

Bewehrung

Bewehrungsstahl:	B500B	f_{sd} = 435 N/mm^2

Abdichtung

Horizontale Flächen:
Kugelstrahlen der Oberfläche mit Erstellen eines Hessesiegels
PBD - Abdichtung d = 5 mm, vollflächig aufgeflammt (GA verträglich)
Schutzschicht: 30 mm Gussasphalt MA 11 N
Vertikale Fläche (Deckenrand):
Die PBD- Bahn wird bis UK Bodenplatte ausgeführt. Vor dem Hinterfüllen wird zum Schutz der PBD eine «Delpe»- Schutzplatte≥ 6 mm montiert.

3.4 Erdung

Gemäss RTE 27900, Rückleitungs- und Erdungskonzept, ist keine Erdung der Rückleitung erforderlich. Die sechs Elemente werden zum Schutz gegen Korrosion durch Streuströme von Gleichstromanlagen gemäss Korrosionskommission der SGK, C3 ausgebildet. Es werden keine Geländer im Bereich der Bahnanlage erstellt.

3.5 Baugrundverhältnisse

Bodenkennwerte gemäss Geotechnik-Geologie-Büro FlumGeo AG, St. Gallen.

Bodenkennwerte		Raum-gewicht	Reibungs-winkel	Kohäsion	Zusammendrückungs-modul	
		γ_k [kNm^{-3}]	φ'_k [°]	c'_k [kNm^{-2}]	M_{E1} [MNm^{-2}]	M_{E2} [MNm^{-2}]
A	Auffüllung / Deckschicht, sehr weich	19	28 - 32	0	3 - 10	9 - 30
B_1	Schwemmlehm, sehr weich - weich	20	26	0 - 2	3	9
B_2	Schwemmlehm, weich - steif	20	26	0 - 2	6	18
C	Moräne / Schwemmlehm, sehr steif - hart	21	30	2 - 5	15 - 30	45 - 75

3.6 Grundwasserverhältnisse

Die Baugrubensohle kommt ca. 1.30 m unter den Grundwasserspiegel zu liegen. Es wird eine temporäre Wasserhaltung mit einer Wellpointanlage eingerichtet.

4. Einwirkungen

Eigengewicht
Beton γ = 25 kN/m³

Auflasten
Schotter γ = 18 kN/m³ vorhandene Stärke 0.50 bis 0.80 m
Schotter: 0.8 x 18 = 14.40 kN/m²

Auflast in Statik berücksichtigt: 1.0 x 18 = 18.0 kN/m²

Bahnlasten (SIA 261, 11.2)

Nutzlasten:

Dynamischer Faktor: $\Phi = \frac{1.44}{\sqrt{l_\Phi} - 0.2} + 0.82 = 1 \le \Phi \le 1.67$

l_Φ= 2.22m resp. 2.70 m (schräg) Φ=1.67/ Φ=1.00 (für Entgleisung)

Beiwert α: α = 1.33

Beiwert α: α = 1.00 (für Ermüdung und LM3)

Verteilbreite B:

Die Lastverteilbreite wurde mit 30 cm Schotter- Überdeckung gerechnet, da dies auch der minimalen Überdeckung im Projekt entspricht (konservativer Ansatz).

Die Lastverteilung bei der maximalen Überdeckung von 80 cm ergibt positivere Werte für die Lastverteilung.

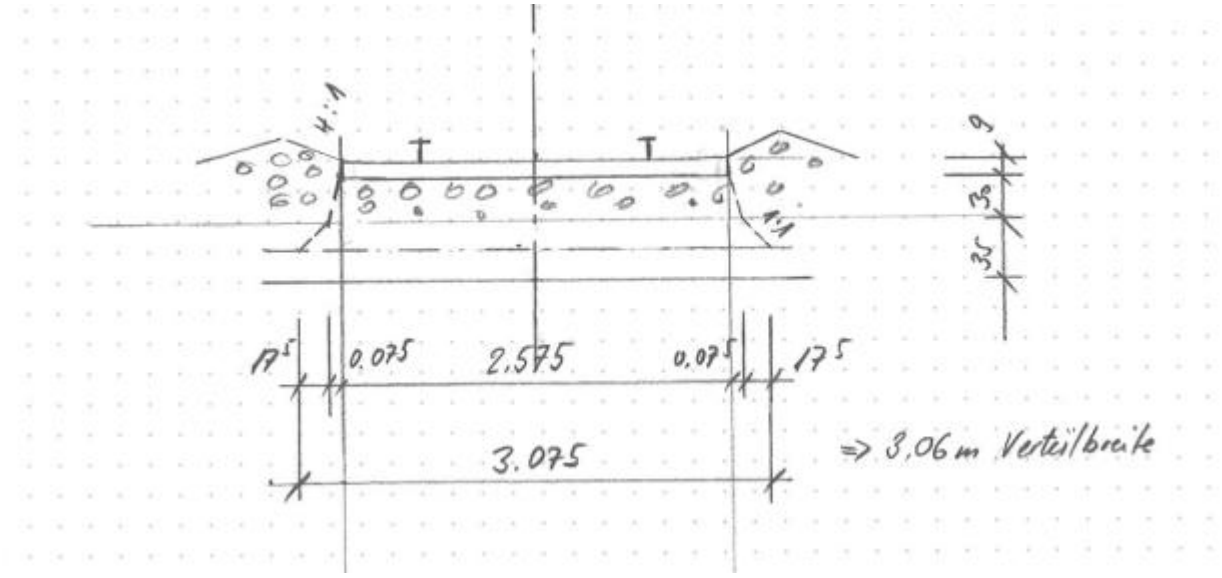


Abbildung 5: Statische Verteilbreite der Last

Lastmodell 1:

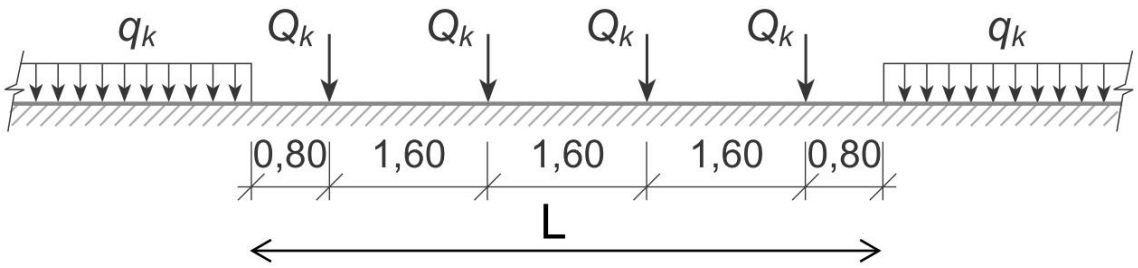


Abbildung 6: Lasteinleitung des Lastmodells 1

L = 3 x 1.60 + 2 x 0.80 = 6.40 m

$$q1 = \frac{qk1 \cdot \Phi \cdot \alpha}{B} = \frac{80 \cdot 1.67 \cdot 1.33}{3.06} = 58.1\ kN/m^2$$

$$Qk1 = \frac{4 \cdot Qk1 \cdot \Phi \cdot \alpha}{B \cdot L} = \frac{4 \cdot 250 \cdot 1.67 \cdot 1.33}{3.06 \cdot 6.4} = 113.5\ kN/m^2$$

Lastmodell 2

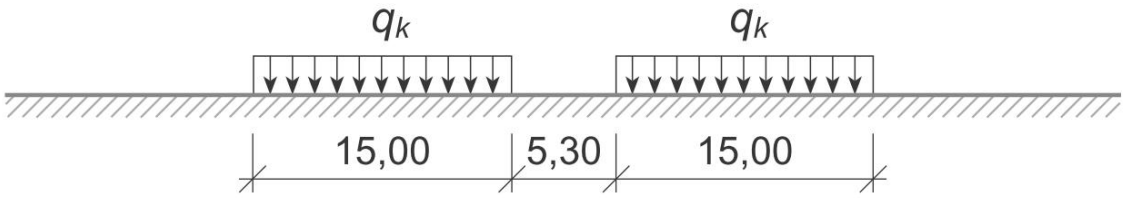


Abbildung 7: Lasteinleitung des Lastmodels

$$q_3 = \frac{q_k \cdot \Phi \cdot \alpha}{B} = \frac{133 \cdot 1{,}67 \cdot 1{,}33}{3{,}06} = 96.6\ kN/m^2$$

Lastmodell 2 nicht massgebend

Lastmodell 3

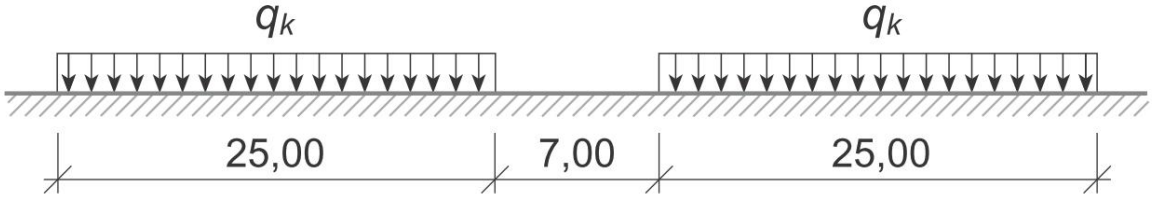


Abbildung 8: Lasteinleitung des Lastmodels 3

$$q_3 = \frac{q_k \cdot \Phi \cdot \alpha}{B} = \frac{150 \cdot 1{,}67 \cdot 1{,}00}{3{,}06} = 81.9\ kN/m^2$$

Lastmodell 3 nicht massgebend

Horizontallast: Anfahrlast LM1: (SIA 261, 11.2.2)

Anfahrlast: Q_{Ak} = 33 x 3.10 = 102.3 kN
Die Anfahrkraft wird auf beide Wände verteilt (Verteilbreite 3.0 m)

Q_{Ak} = 102.3 kN x 1.00 x 1.33 / 3.00 = 45.4 kN/m 23 kN/m pro Wand

Ermüdungslast: LM 1 (SIA 261, 11.4)

Lasten aus LM 1 mit den Beiwerten: Φ=1.67 α= 1.00, λ=1.40

$$Qk1 = \frac{4 \cdot Qk1 \cdot \varphi \cdot \alpha \cdot \lambda}{B \cdot L} = \frac{4 \cdot 250 \cdot 1.67 \cdot 1.00 \cdot 1.40}{3.06 \cdot 6.4} = 119.4\ kN/m^2$$

Schadensäquivalenzfaktor λ für Ermüdung infolge Betriebslasten
(SIA 261 Anhang G)

$1.1\lambda_1$ (L_λ =2.70) = 1.52, λ_2 = 1.0, λ_3 = 1.0, λ_4 = 1.0

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1.52 \leq \lambda_{max} = 1.40 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\lambda = 1.40}$$

Ermüdung über Dauerfestigkeit (SIA 262, 4.3.8.2.2)

gerade Stäbe ø ≤ 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 145 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 145 N/mm² = 116 N/mm²
vertikale Bügel ø < 16 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 135 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 135 N/mm² = 108 N/mm²
gerade Stäbe ø > 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 120 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 120 N/mm² = 96 N/mm²

Biegerollendurchmesser d_3:
$k_{\Phi 18}$ = 0.35 + 0.026 x d_i / ⌀s = 0.35 + 0.026 x 126/18 = 0.532
→ 0.532 x 145 N/mm² = 77.14 N/mm²
Abbiegungen ø ≤ 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 77.14 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 77.1 N/mm² = 61.7 N/mm²

$k_{\Phi 20}$ = 0.35 + 0.026 x d_i / ⌀s = 0.35 + 0.026 x 140/20 = 0.532
→ 0.532 x 145 N/mm² = 77.14 N/mm²
Abbiegungen ø ≤ 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 77.14 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 77.1 N/mm² = 61.7 N/mm²

Mehrbelastung infolge Schlingerkraft

QS_k = 100 kN; Lastangriff bei OK Schiene quer zur Gleisachse

vertikaler Anteil:
$qs_{kv} = \frac{QS_k * 0.15\text{m}}{1.25m * \left(\frac{1.25}{2} + 0.33\right) * 1.6\ m2}$ = 8 kN/m² (Mehrbelastung)

horizontaler Anteil:
Die Horizontalllast breitet sich bis zum Randbord aus. Minimale Länge Randbord: 5.25 m
qs_{kh} = QS_k / 5.25 m = 19 kN/ m
Die Horizontallast kann durch das Randbord, mit der Minimalbewehrung, aufgenommen werden.

Mehrbelastung infolge Zentrifugalkraft

Parameter: ή= 1.0

v = 100km/h = 27.8 m/s

r = 394 m

g = 9.81m/s^2

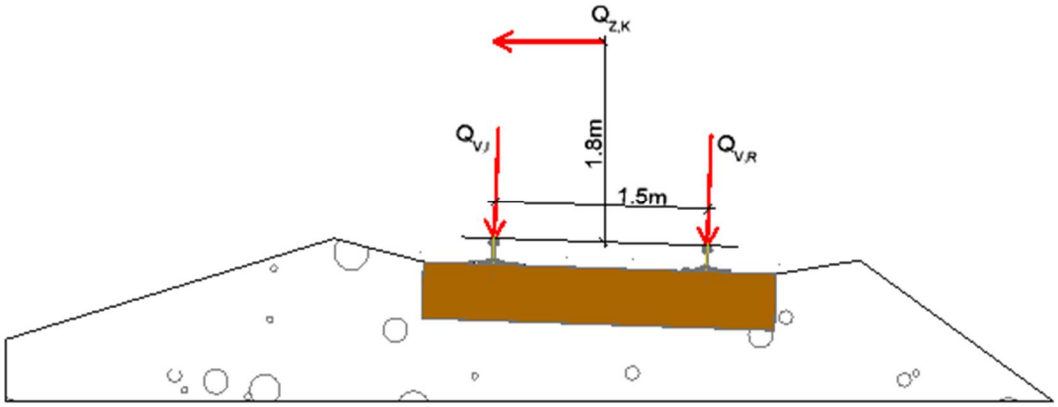
Q_k = 250kN (Lastmodell 1)

q_k = 80kN/m' (Lastmodell 1)

$$Q_{zk} = \frac{\acute{\eta} \cdot v^2 \cdot Q_k}{r \cdot g}$$ = 50 kN → massgebend

$$q_{zk} = \frac{\acute{\eta} \cdot v^2 \cdot q_k}{r \cdot g}$$ = 16 kN/m'

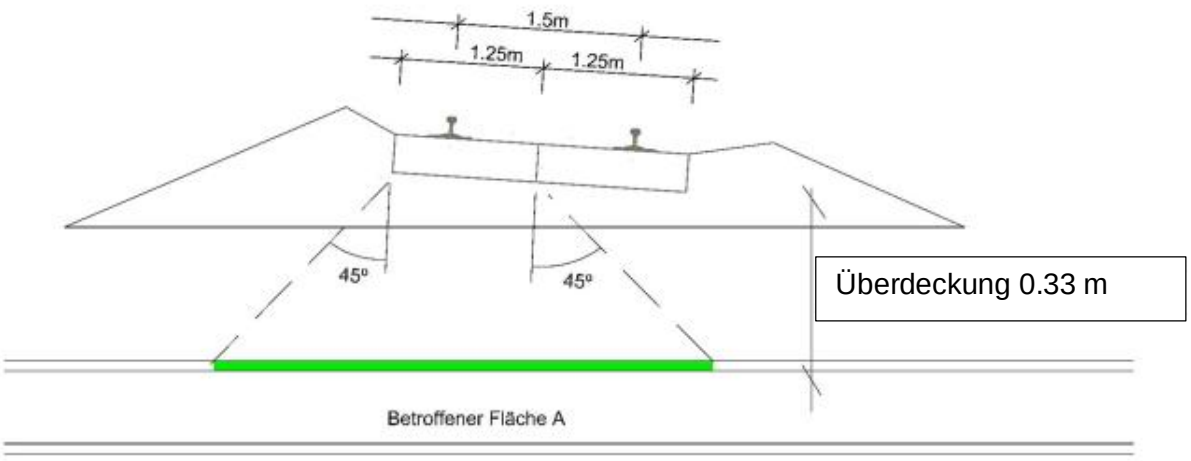
Vertikale Belastung aus Zentrifugalkraft



$$Q_{\mathrm{v,l}} = \frac{Q_k}{2} + \frac{Q_{z,k} \cdot 1.8\mathrm{m}}{1.5m}$$ = 185 kN

$$Q_{\mathrm{v,R}} = \frac{Q_k}{2} - \frac{Q_{z,k} \cdot 1.8\mathrm{m}}{1.5m}$$ = 65 kN

Mehrbelastung aus Zentrifugalkraft: $Q_{\mathrm{v,l}} - \frac{Q_k}{2}$ = 185 kN – 250/2 kN = 60 kN



Abstand Krafteinleitungspunkte (Achsabstand längs) gemäss LM1 SIA 261 = 1.6m

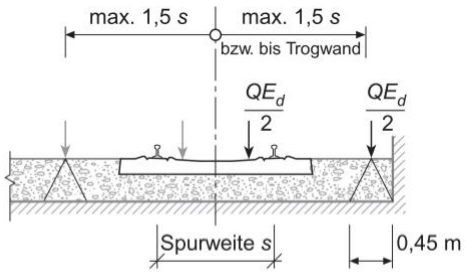
Betroffene Fläche: A = (1.25 m + 2 x 0.33 m) x 1.6 m = 3.06 m^2

- Mehrbelastung = 60kN / 3.06 m^2 = 19.60 kN/m^2

Entgleisungslastmodelle: LM1 / 2 (SIA 261, 11.5)

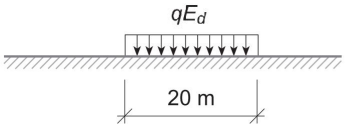
Entgleisungslastmodell 1

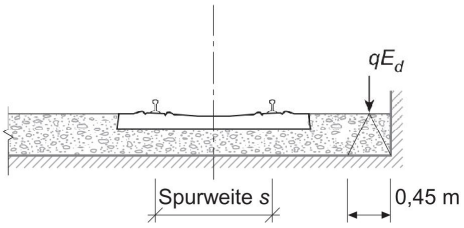
Längsverteilung gemäss Figur 13 (Lastmodell 1)



B1= 2 x 0.79 =1.58 m

Entgleisungslastmodell 2





B2= 0.45 +(2 x 0.17) = 0.79

Entgleisungslastmodell			
1		2 Tragwerkslänge $l \geq 20$ m	2 Tragwerkslänge $l \leq 6{,}4$ m
qE_d [kN/m]	QE_d [kN]	qE_d [kN/m]	qE_d [kN/m]
110	350	145	220

Tabelle 1: Lastmodell Entgleisung

$$q_{Ed} = \frac{q_k \cdot \Phi \cdot \alpha}{B2} = \frac{220 \cdot 1{,}00 \cdot 1{,}33}{0.79} = 370.4\ kN/m^2$$

$$Q\text{Ed} = \frac{4 \cdot Q_k \cdot \Phi \cdot \alpha}{B1 \cdot Lb} = \frac{4 \cdot 350 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}33}{1.58 \cdot 6.40} = 184.2 kN/m^2$$

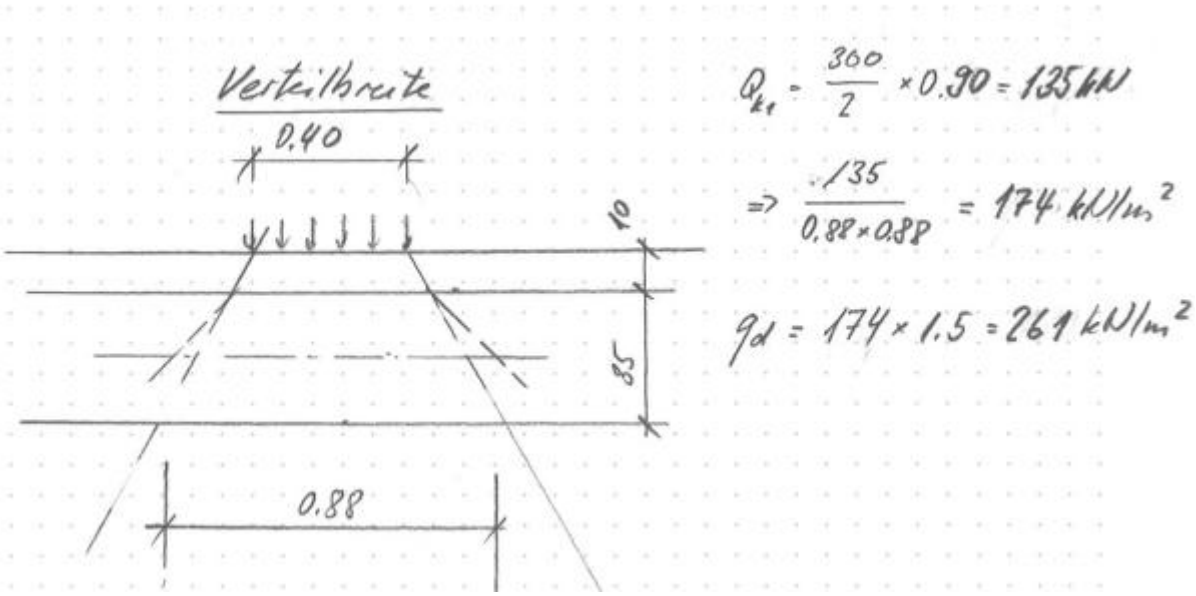
Massgebender Lastfall

LM 1 = (113.5 + 19.6x 1.67x 1.33+ 8x 1.67 x 1.33) x 1.45 = 254 kN/m^2 < 370.4 kN/m^2

LM 3 = 81.9 x 1.20 = 98.3 kN/m^2 < 370.4 kN/m^2

Entgleisungsmodell wird massgebend für den Nachweis Tragsicherheit

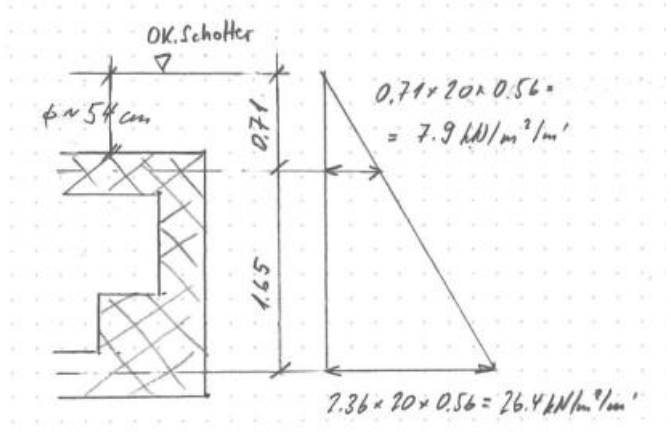
Strassenlasten (SIA 261, 10)



Strassenlasten q_d = 261 kN/m^2 < Entgleisung q_d = 370 kN/m^2

Einwirkungen aus dem Baugrund

Erddruck	γ = 20 kN/m³, K_0 = 0.56 (c_k = 0 kN/m2; für die Berechnung des Rechteckquerschnittes kann keine Kohäsion berücksichtigt werden)



Erddruck aus Bahnlasten	q = 250kN/1.6m/3m= 52 kN/m^2 auf einer Breite von 3.0 m, 0.70 m ab Schienenoberkante mit Φ=1.00 und Beiwert α= 1.00; K_0 = 0.5 q_k = 0.5 x 52 kN/m^2 = 26 kN/m^2

Andere veränderliche Einwirkungen

Wind	nicht massgebend
Schnee	nicht massgebend
Temperatur	nicht massgebend

Aussergewöhnliche Einwirkungen

Entgleisung	Lastmodell 1 gemäss SIA 261 Art. 11.5.2
Erdbeben	Aussergewöhnliche Einwirkung gemäss SIA-Norm 261 (Z1b, BWK II) Erdbeben und Bahnlasten sind nicht gleichzeitig wirkend anzunehmen; Erdbebenbelastung kann als Gefährdungsbild vernachlässigt werden da sich das Bauwerk im Boden befindet.
Brand	Anforderungen gemäss SIA-Norm 261, Ziffer 15, Brandschutzklasse R 180 wird konstruktiv durch die minimale Bewehrungsüberdeckung von 40 mm und die grossen Bauteilabmessungen, min. 25 cm, erreicht
Explosion, Chemieunfall	Akzeptiertes Risiko
Anprall	Bauwerk im Boden Anprall kann als Gefährdungsbild vernachlässigt werden.
Hochwasser/ GW	Akzeptiertes Risiko. Sicherheit Auftrieb: Max. Δhw = ca. 1.30 → qw = 13 kN/m^2 Gewicht ständig EG: 0.35 x 25 x 3 = 26.25 kN/m^2 1.05 x 13= 13.65 kN/m^2 ≤ 0.9 x 26.25= 23.63 kN/m^2 Auch bei einer allfälligen Sanierung der Gleisanlagen ist der Auftrieb ohne den Schotter gewährleistet. Bis zu einer Wassersäule (ohne Schotter) von ca. 2.25 m Ist der Auftrieb gesichert.

5. Statisches System

Rahmentragwerk, gebettet, ohne Vouten

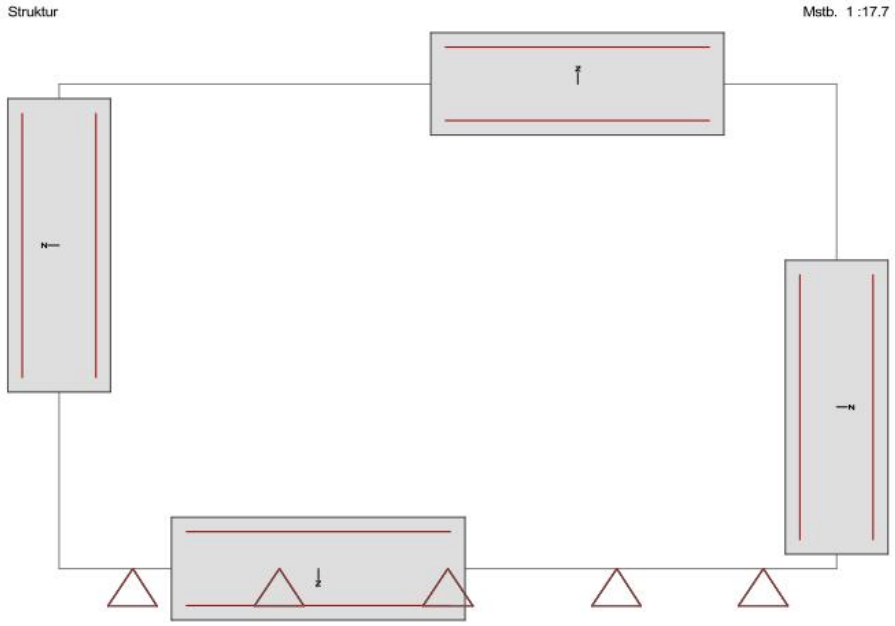


Abbildung 9: Statisches Model

6. Lastkombinationen

6.1 Tragsicherheit (SIA 260 Seite 30, Tabelle 1)

Grenzzustand Tragsicherheit Bahnlast Entgleisung

Eigengewicht	ständig	1.35
Auflasten	ständig	1.35
Bahnlast LM 2 Entgleisung	Veränderlich / kumulativ	1.00
Anfahr- Bremslast	Veränderlich / kumulativ	1.45
Erddruck infolge Bahnlast	Veränderlich / kumulativ	1.45
Erddruck	ständig	1.35

Tabelle 2: Lastkombination Entgleisung

Grenzzustand Tragsicherheit Bahnlast

Eigengewicht	ständig	1.35
Auflasten	ständig	1.35
Bahnlast LM 1 oder LM 2	Veränderlich / nur kumulativ als Haupteinwirkung	1.45
Bahnlast LM 3	Veränderlich / nur kumulativ als Haupteinwirkung	1.20
Anfahr- Bremslast	Veränderlich / kumulativ	1.45
Erddruck infolge Bahnlast	Veränderlich / kumulativ	1.45
Erddruck	ständig	1.35

Tabelle 3: Lastkombination Bahnlast

Ermüdungssicherheit

Eigengewicht	ständig	1.0
Auflasten	ständig	1.0
Erdmüdungslast LM 1, λ=1.40	Veränderlich / kumulativ	1.0
Erddruck infolge Bahnlast	Veränderlich / kumulativ	1.0
Erddruck	ständig	1.0

Tabelle 4: Lastkombination Ermüdung

6.2 Gebrauchstauglichkeit

Rissnachweis für häufige Lastfälle

Eigengewicht	ständig	1.00
Auflasten	ständig	1.00
Bahnlast LM 1	Veränderlich / kumulativ	1.00
Anfahr- Bremskräfte	Veränderlich / kumulativ	1.00
Erddruck	ständig	0.70

Tabelle 5: Lastkombination Rissnachweis

Durchbiegung für Funktionstüchtigkeit (infolge LM 1)

Bahnlast	Veränderlich / kumulativ	1.00
Erddruck infolge Bahnlast	Veränderlich / kumulativ	0.70

Tabelle 6: Lastkombination Funktionstüchtigkeit

Durchbiegung für Aussehen (infolge quasi ständiger Lasten)

Eigengewicht	ständig	1.00
Auflasten	ständig	1.00
Bahnlast LM 2 Entgleisung	Veränderlich	0
Erddruck	ständig	0.70

Tabelle 7: Lastkombination Aussehen

6.3 Qualitative Betrachtung Wasserdruck:

Der Bachdurchlass ist ein offener Querschnitt. Der Innen- und Aussendruck bei einem HQ100 wird sich ausgleichen.

Maximale GWSp: 452.74 m ü. M
Sohlenhöhe UK DU: 451.59 m ü. M.

$\Delta H = 1.30$ m → 1.30 m x 10 kN/m^3 = 13 kN/m^2

Statisches System: einfacher Balken

$m_d = q \times l^2 / 8 = 1.35 \times 13 \times 2.65^2 / 8 = 15.4$ kNm/ m
As = 16/ (0.9 x 0.3 x 0.435) = 126 mm^2/m

→ Minimalbewehrung massgebend

7. Bemessung

7.1 Mindestbewehrung

Spannungsbegrenzungen ss ≤ ss,admin

Tabelle 17 Ziele, Einwirkungen und Anforderungen zur Rissbreitenbegrenzung

Ziel	Anforderungen		
	normal	erhöht	hoch
Verhindern eines Fliessens der Bewehrung für häufige Lastfälle gemäss SIA 260	–	$\sigma_s \le f_{yd} - 80$ MPa	$\sigma_s \le f_{yd} - 80$ MPa
Begrenzen der Rissbreiten unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen (beim Erreichen von $f_{ct,eff}$) bzw. für quasi-ständige Lastfälle gemäss SIA 260 [1)]	$\sigma_s \le f_{yk}$	$\sigma_s \le \sigma_{s,adm}$ für w_{nom} = 0,5 mm	$\sigma_s \le \sigma_{s,adm}$ für w_{nom} = 0,2 mm

[1)] Für Beanspruchungsniveaus oberhalb der Rissbildung ist zur Einhaltung der vorgegebenen nominellen Rissbreite eine grössere Mindestbewehrung als gemäss Gleichung (102) erforderlich. Diese kann anhand von erweiterten Berechnungsmodellen bestimmt werden.

Abbildung 10: Spannungsbegrenzung in Funktion des Durchmessers der Bewehrungsstäbe

Figur 32 Zulässige Stahlspannungen in Funktion des Durchmessers der Bewehrungsstäbe für f_{ctm} = 2,9 MPa (Betonsorte C30/37)

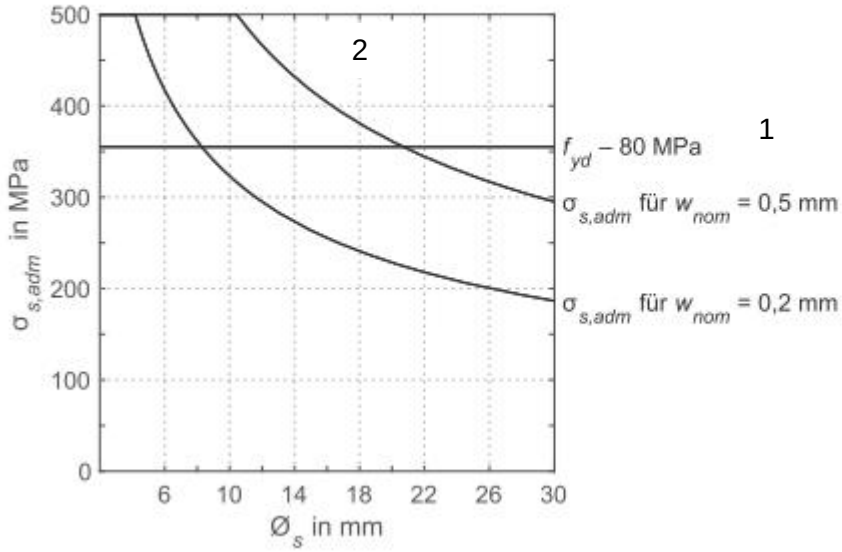


Tabelle 8: Spannungsbegrenzung in den Durchmesser der Bewehrungsstäbe als Grafik

1 $\sigma_s \le f_{sd}$ - 80 [N/mm²] = 435 - 80 = 355 N/mm²
2 $\varnothing_s$ = 14 mm; $\sigma_s \le \sigma_{s,adm}$ für w_{nom} 0.5 mm= 435 N/mm²
2 $\varnothing_s$ = 20 mm; $\sigma_s \le \sigma_{s,adm}$ für w_{nom} 0.5 mm= 355 N/mm²

Rissmoment (Annahme N_{Ed}= 0)

$M_{Ed,Riss} = (f_{ctm} - (N_{Ed}/A_c)) \times W_c = 2.9 \times (1000 \times 350 \times 350/ 6) = 59$ kNm/m

$A_{serf} = 59/ 0.9 \times 0.3 \times 0.435 = 502$ mm2/m

Boden / Wände / Decke Mindestbewehrung

Boden

massgebende Querschnittshöhe = 350 mm

f_{sd} = 435 N/mm²

$f_{ctd} = k_t f_{ctm}$=0,85 x 2,9 = 2,47 N/mm²

wobei: $k_t = \frac{1}{1+0{,}5t} = \frac{1}{1+0{,}5 \cdot 0{,}35} = 0{,}85 \leq 1.0$ t in m

Bei Platten unter Biegebeanspruchung: t = h = 0.35 = 0,35 m

$$As = \frac{350mm \cdot 2.47N/mm^2}{(435N/mm^2 - 80N/mm^2)} \cdot 1000\frac{mm}{m} = 2435\ mm^2/m$$

Bewehrung: angeordnet Ø 16 / 150 zweiseitig ($A_{s,vorh}$ = 2680 mm²/m)

Wände

massgebende Querschnittshöhe = 350 mm

f_{sd} = 435 N/mm²

$f_{ctd} = k_t f_{ctm}$=0,85 x 2,9 = 2,47 N/mm²

wobei: $k_t = \frac{1}{1+0{,}5t} = \frac{1}{1+0{,}5 \cdot 0{,}35} = 0{,}85 \leq 1.0$ t in m

Bei Platten unter Biegebeanspruchung: t = h = 0.35 = 0,35 m

$$As = \frac{350mm \cdot 2.47N/mm^2}{(435N/mm^2 - 80N/mm^2)} \cdot 1000\frac{mm}{m} = 2435\ mm^2/m$$

Bewehrung: angeordnet Ø 16 / 150 zweiseitig ($A_{s,vorh}$ = 2680 mm²/m)

Decke

Querschnittshöhe = 350 mm

f_{sd} = 435 N/mm²

$f_{ctd} = k_t f_{ctm}$=0,85 x 2,9 = 2,47 N/mm²

wobei: $k_t = \frac{1}{1+0{,}5t} = \frac{1}{1+0{,}5 \cdot 0{,}35} = 0{,}85 \leq 1.0$ t in m

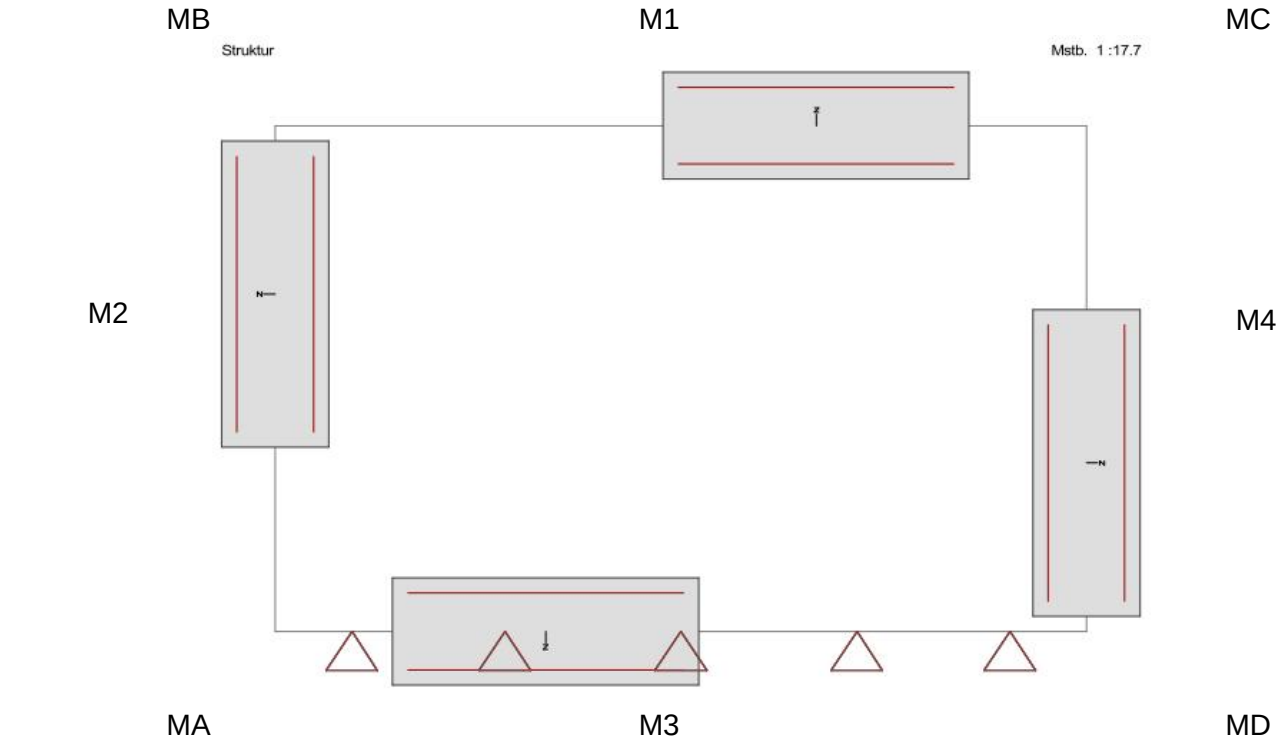
Bei Platten unter Biegebeanspruchung: t = h = 0.35 = 0,35 m

$$As = \frac{350mm \cdot 2.47N/mm^2}{(435N/mm^2 - 80N/mm^2)} \cdot 1000\frac{mm}{m} = 2435\ mm^2/m$$

Bewehrung: angeordnet Ø 16 / 150 zweiseitig ($A_{s,vorh}$ = 2680 mm²/m)

Tragsicherheit

Da der Boden nicht als steif betrachtet werden kann, wurde das Rahmentragwerk mit einer Bettung gerechnet. Die Setzungen werden anhand der Bodenpressung mit Vorbelastung durch den bestehenden DU abgeschätzt.
Die Angaben über die Grösse des Bettungsmoduls erfolgten durch die FlumGeo (Seite 20).



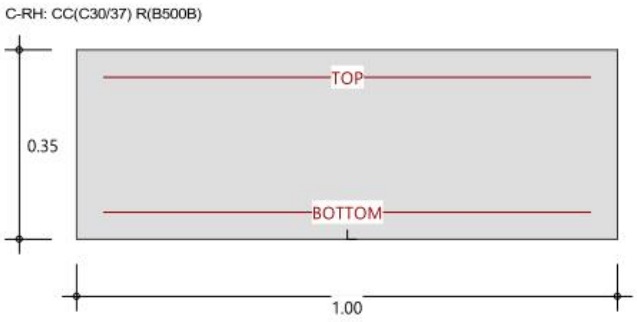


Abbildung 11: Statische System

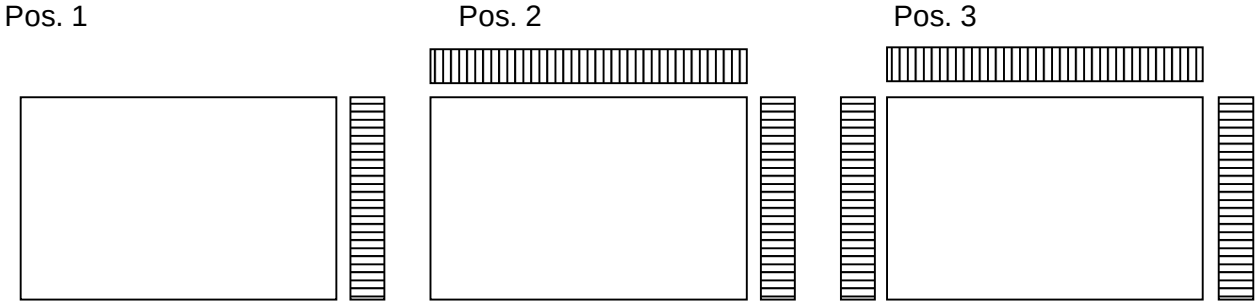


Abbildung 12: Lasteinwirkung für verschiedene Bemessungssituation

Bettungsmodul

Angaben Bettungsmodul von FlumGeo:

Daniela Mazenauer

Von:	Thomas Zünd <thomas.zuend@flumgeo.ch>
Gesendet:	Dienstag, 5. Mai 2026 11:40
An:	Daniela Mazenauer
Betreff:	AW: 260505_SBB_DU_Rohrbach_Steinmaur
Anlagen:	2025159_Setzungen.pdf

Warnung! Diese Nachricht wurde von ausserhalb Ihrer Organisation gesendet und wir konnten den Absender nicht überprüfen.

Hoi Daniela

Anbei die Berechnung der Setzungen. Für die Bemessung wurde aufgrund der Wiederbelastung der ME2 verwendet. Die Setzungen gelten, wenn der Untergrund nicht gestört wird (Aushub vor Kopf). Den verschiedenen Untergrundschichten kann folgender Bettungsmodul zugeordnet werden:

B1: 2'500 kN/m3
B2: 3'500 kN/m3
C: 8'000 kN/m3

Beim Bettungsmodul sind wir eher etwas konservativ, da wir einen sehr steifen Durchlass benötigen, damit die Lasten möglichst flächig verteilt werden. Bei weiteren Fragen stehen wir gerne zur Verfügung.

Das Rahmensystem wurde mit dem Bettungsmodul der Bodenschicht B1 gerechnet.
Die Federsteifigkeit wurde über die gesamte Sohlbreite konstant angesetzt.

Zusammenstellung Schnittkräfte Tragsicherheit Entgleisung

Biegung:

	Eigengewicht/ Auflast	Erddruck horizontal	Bahnlast Pos.1	Bahnlast Pos.2	Bahnlast Pos.3	Anfahrlast rechts
Last	25 kN/m^3	8 – 27.5 kN/m	26 kN/m	Vertikal: 370 kN/m Horizontal: 26 kN/m	Vertikal: 370 kN/m Horizontal: 26 kN/m	23 kN
M_A	-19	-6.71	15.1	-119.4	-135.7	31.1
M_B	--12.2	5.30	-12.7	-146.4	-137.1	-29.6
M_C	--12.2	-5.10	9.4	-120.9	-137.1	29.6
M_D	-19	5.82	-18.4	-148.73	-135.7	-31.1
M1	19.5	-2.02	-2.1	189.7	187.7	0.00
M2	-15.6	6.12	-1.60	-132.9	-123.6	-2.0
M3	-26	-2.15	1.7	192.4	190.8	0.00
M4	-15.6	6.12	9.6	-134.8	-123.6	2.0

Tabelle 9: Momente in kNm für den Lastfall Entgleisung

Querkraft:

	Eigengewicht/ Auflast	Erddruck	Bahnlast Pos.1	Bahnlast Pos.2	Bahnlast Pos.3	Anfahrlast rechts
Last	25 kN/m^3	8 – 27.5 kN/m	26 kN/m	Vertikal: 370 kN/m Horizontal: 26 kN/m	Vertikal: 370 kN/m Horizontal: 26 kN/m	23 kN
Platten V_B	-47.85	3.44	-8.3	-499.1	-490.8	-22.3
Platten V_C	47.85	3.44	-8.3	-482.5	490.8	-22.3
Platten V_A	70.3	4.73	-8.3	-499.1	490.8	-22.3
Platten V_D	-70.3	4.73	--8.3	-482.5	-490.8	-22.3
Wände V_A	14.0	-23.5	15.6	16.4	-30.3	33.35
Wände V_B	14.0	16.1	15.6	16.4	-32	33.35
Wände V_D	-14.0	23.5	46.65	45.8	30.3	33.35
Wände V_C	-14.0	-16.1	-15.6	-16.4	-32	33.35

Tabelle 10: Querkräft in kN für den Lastfall Entgleisung

	M_{max}	M_{min}	**M_d**
M_A	17.2	-169.8	**-169.8**
M_B	-4.6	-190.2	**-190.2**
M_C	24.9	-160.5	**-160.5**
M_D	-8.3	-195.3	**-195.3**
M_1	210.5	14.5	**210.5**
M_2	-0.08	-144.4	**-144.4**
M_3	218.8	19.5	**218.8**
M_4	-0.08	-144.3	**-144.3**

Tabelle 11: Maximale und minimale Momente für den Lastfall Entgleisung

(Anhang Seite 77)

	V_{max}	V_{min}	$\mathbf{V_d}$		*Die Vertikallast aus der Decke verteilt sich unter 45 Grad über die Wände auf die Bodenplatte: qd= 592kN/ (0.79+ 1.65) m = 243 kN/m qd = 243/ 1.3x 1.0 m = 187 kN/ m² qk = 222/ 1.4= 134 kN/m²*
Platten V_B	-39.5	-569.2	**-569.2**		
Platten V_C	547	17.3	**547**		
Platten V_A	592	59.1	***(592)***	$\boldsymbol{R_d}$	
Platten V_D	-36.8	-569.4	***(570)***	$\boldsymbol{R_d}$	
Wände V_A	25.6	-74.3	**74.3**		
Wände V_B	77	-4.3	**77**		
Wände V_D	9.5	-107.8	**-107.8**		
Wände V_C	30.1	-43.6	**-43.6**		

Tabelle 12: Maximale und minimale Querkräft für den Lastfall Entgleisung
(Anhang Seite 78)

Biegung:

Schnitt	b	h	d	Lage	M_d	$A_{S,erf}$	Bewehrung
$M_{B/C}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	-190	1618	Ø 18 / 150
$M_{A/D}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	-195	1660	Ø 18 / 150
$M_{A/D}$	1.00	0.35	0.30	Innen	18	153	Ø 10 / 150
M_1	1.00	0.38	0.33	unten	211	1633	Ø 18 / 150
$M_{2/4}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	-145	1234	Ø 16 / 150
M_3	1.00	0.35	0.30	oben	219	1865	Ø 20 / 150

Tabelle 13: Nachweis der notwendigen Bewehrung für den Lastfall Entgleisung

Grundlagen SIA 262, 4.3.3

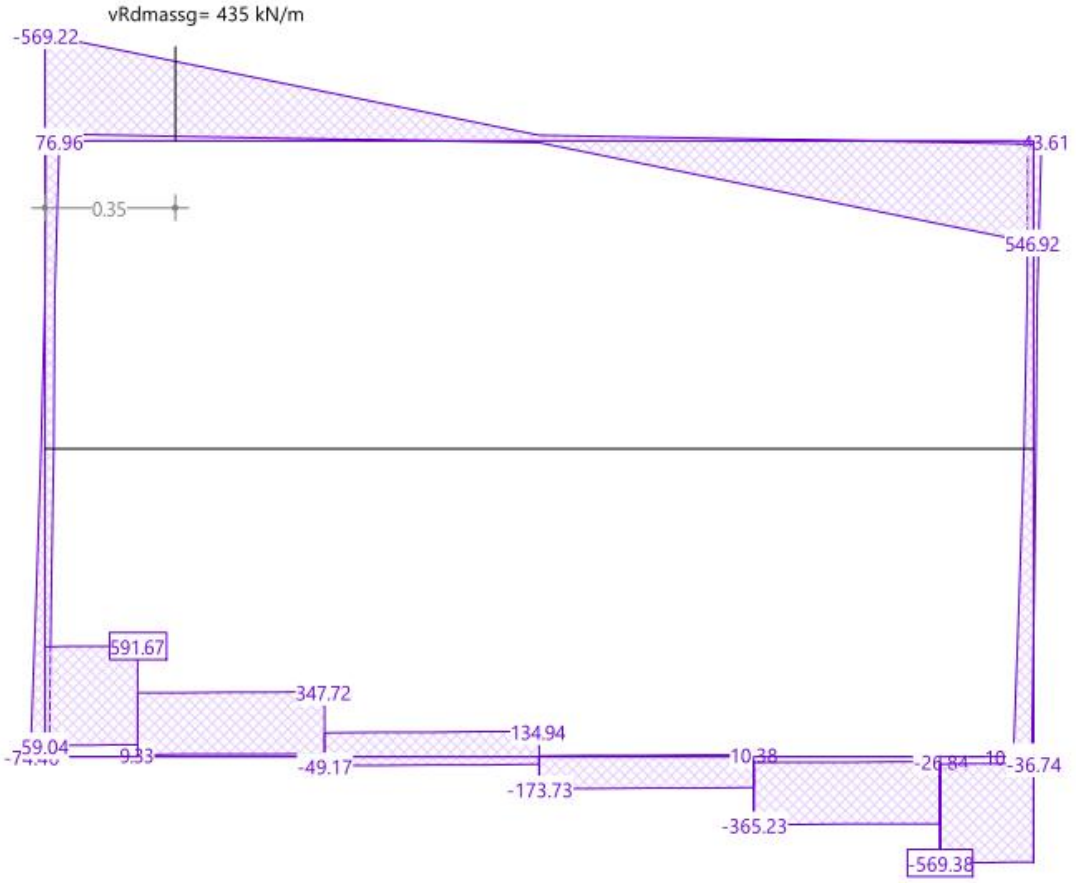
Decke und Wände C 30/37 τ_{cd} = 1.1 N/mm²
E_s = 205‘000 N/mm²

$V_{Rd} = k_d \times \tau_{cd} \times d$

$k_d = 1 / (1 + \varepsilon_v \times d \times k_g)$ $k_g = 1$
$\varepsilon_v = f_{yd} / E_s \times m_d / m_{Rd}$

Schnitt	d	m_{Rd}	m_d	ε_v	k_d	V_{Rd}	V_d	$\mathbf{V_{Rd} \geq V_d}$
V_{maxBo}	780	200	195	0.00204	0.388	333	592 verteilt 243 kN/m	i.O
V_{maxDe}	300	200	190	0.00201	0.623	205	570	n.i.O
$V_{maxWand}$	300	157	145	0.00196	0.629	208	108	i.O

Tabelle 14: Nachweis der Querkraft für den Lastfall Entgleisung



Bemessung Schubbügel in Decke nach SIA 262 4.3.3.4

$v_{Rd,s} = A_{sw} \times (f_{sd} / s) \times z \times \cot\alpha$

$v_{Rd,s}$ = 435 kN/m
f_{sd} = 435 N/mm²
s = 150 mm
z = 270 mm
cotα = 1

A_{sw} = 555 mm² (6 Φ 12) A_{sw} = 679 mm²

Durch die Lastverteilung der Entgleisungslast muss in der Bodenplatte keine Schubbewehrung infolge Entgleissungslast eingelegt werden.

Die Schubkraft infolge LM 1 ist um den Faktor 370.4/228 = 1.62 kleiner.

LM 1 = (113.5 + 19.6x 1.67x 1.33) x 1.45 = 228 kN/m² < 370.4 kN/m²

→ Diese Kraft wird nicht verteilt angenommen. v_{Ed}= 592/ 1.62 = 365 kN/m > v_{Rd} = 333 kN/m
→ Die Bewehrung wird auf Ø 20 / 150 erhöht.

Schnitt	d	m_{Rd}	m_d	ε_v	k_d	V_{Rd}	V_d	**$V_{Rd} \geq V_d$**
V_{maxBo}	780	245	195	0.00169	0.431	370	365	i.O

7.2 Ermüdung (Betriebsfestigkeit)

Zusammenstellung Schnittkräfte Ermüdung (Betriebsfestigkeit $\lambda = 1.40$)

Biegung:

	Eigengewicht/ Auflast	Erddruck	Bahnlast Pos.1	Bahnlast Pos.2	Bahnlast Pos.3
Faktor	1	1	1	1	1
M_A	-14.1	-1.6	10.5	-33.7	-44.9
M_B	-9.1	-1.5	-8.8	-51.9	-45.4
M_C	-9.1	-1.5	6.5	-34.4	-45.4
M_D	-14.1	-1.6	-12.8	-53.9	-45
M1	14.5	-1.5	-1.2	60.7	59.3
M2	-11.6	4.6	0	-42.7	-36.4
M3	19.2	-1.6	-1.2	61.4	60.3
M4	-11.6	4.6	8.7	-44.2	-36.4

Tabelle 15: Moment in kNm für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit

Querkraft:

	Eigengewicht/ Auflast	Erddruck	Bahnlast Pos.1	Bahnlast Pos.2	Bahnlast Pos.3
Faktor	1	1	1	1	1
Platten V_B	-35.5	2.6	-5.8	-163.9	-158.2
Platten V_C	35.5	2.6	-5.8	152.5	158.2
Platten V_A	52.1	3.5	5.8	163.9	158.2
Platten V_D	-52.1	3.5	5.8	-152.5	-158.2
Wände V_A	-3.0	-17.4	10.8	11.0	-21.2
Wände V_B	-3.0	11.9	10.8	11.0	21.2
Wände V_D	3.0	-17.4	32.2	31.9	21.2
Wände V_C	3.0	11.9	-10.8	-11.0	-21.2

Tabelle 16: Querkraft in kN für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit

	M_{max}	M_{min}	**M_d**
M_A	-15.8	-69.6	**-69.6**
M_B	-10.4	-62.4	**-62.4**
M_C	-10.4	-62.4	**-62.4**
M_D	-15.8	-69.6	**-69.6**
M_1	74.5	13.1	**74.5**
M_2	-7.1	-51.6	**-51.6**
M_3	80.1	17.1	**80.1**
M_4	-7.1	-51.6	**-51.6**

Tabelle 17: Maximale und minimale Momente für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit

(Anhang Seite 81)

	V_{max}	V_{min}	**V_d**	**R_d**	*Die Vertikallast aus dem Boden wird über die Bankette auf die Bodenplatte verteilt: qd= 216kN/m / 1.3 m = 166 kN/m²*
Platten V_B	-35.5	-199.4	**-199.4**		
Platten V_C	199.4	35.5	**199.4**		
Platten V_A	216	49.9	**216**	***(216)***	
Platten V_D	-49.9	-216	**-216**	***(216)***	
Wände V_A	-9.6	-52.4	**-52.4**		
Wände V_B	30.6	8.7	**30.6**		
Wände V_D	-8.3	-30.6	**-30.6**		
Wände V_C	52.4	9.6	**52.4**		

Tabelle 18: Maximale und minimale Querkraft für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit
(Anhang Seite 82)

Biegung:

Schnitt	b	h	d	Lage	M_d	$A_{S,erf}$	Bewehrung
$M_{B/C}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	63	536	Ø 18 / 150
$M_{A/D}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	70	595	Ø 20 / 150
$M_{A/D}$	1.00	0.35	0.30	Innen	16	136	Ø 10 / 150
M_1	1.00	0.38	0.33	unten	75	580	Ø 18 / 150
$M_{2/4}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	52	443	Ø 16 / 150
M_3	1.00	0.35	0.30	oben	80	681	Ø 20 / 150

Tabelle 19: Nachweis der notwendigen Bewehrung für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit

Grundlagen SIA 262, 4.3.3

Decke und Wände C 30/37 τ_{cd} = 1.1 N/mm²
E_s = 205‘000 N/mm²

$V_{Rd} = k_d \times \tau_{cd} \times d$

$k_d = 1 / (1 + \varepsilon_v \times d \times k_g)$ $k_g = 1$
$\varepsilon_v = f_{sd} / E_s \times m_d / m_{Rd}$

Schnitt	d	m_{Rd}	m_d	ε_v	k_d	V_{Rd}	V_d	**$V_{Rd} \geq V_d$**
V_{maxBo}	300 (780)	245 (638)	70	0.00061 (0.00023)	0.846 (0.848)	280 (727)	216	i.O
V_{maxDe}	300	199	63	0.00067	0.832	274	200	i.O
$V_{maxWand}$	300	157	52	0.00070	0.826	273	53	i.O

Tabelle 20: Nachweis der Querkraft für den Lastfall Ermüdung Betriebsfestigkeit

Ermüdungsnachweis Beton für Platten ohne Querkraftbewehrung (SIA 262, 4.3.8.3.2)

$\frac{vd,\min}{vd,\max} \geq 0$: $v_{d,max} \leq 0.5\ v_{Rd} + 0.45\ v_{d,min} \leq 0.9\ v_{Rd}$

$\frac{vd,\min}{vd,\max} < 0$: $v_{d,max} \leq 0.5\ v_{Rd} - v_{d,min}$

Boden

$v_{d,min}$ = 50 kN/m
$v_{d,max}$ = 216 kN/m

$\frac{vd,\min}{vd,\max}$ = 50 / 216 = 0.23 > 0

216 ≤ 0.5 x 727 + 0.45 x 50 = 386kN < 0.9 x 727 = 654 kN → **i.O**

Keine Schubbewehrung nötig

Decke

$v_{d,min}$ = 36 kN/m
$v_{d,max}$ = 200 kN/m
$\frac{vd,\min}{vd,\max}$ = 36 / 200 = 0.18 > 0

200 ≤ 0.5 x 274 + 0.45 x 36 = 153 kN < 0.9 x 274 = 177 kN →**n. i.O**

Schubbewehrung vorhanden: A_{sw} = 555 mm² (6 Φ 12) A_{sw} = 679 mm² **i.O**

Wände

$v_{d,min}$ = 10 kN/m
$v_{d,max}$ = 53 kN/m
$\frac{vd,\min}{vd,\max}$ = 10 / 53 = 0.189 > 0

53 ≤ 0.5 x 273 + 0.45 x 10 = 141 kN < 0.9 x 273 = 246 kN → **i.O**

Keine Schubbewehrung nötig

7.3 Ermüdung (Dauerfestigkeit)

Für den Nachweis der Dauerfestigkeit werden die Schnittkräfte aus der Tabelle 19 mit dem Betriebslastfaktor λ = 1.40 reduziert und mit der reduzierten Stahlspannung gerechnet.

Biegerollendurchmesser d_3 (Schlaufenstoss bei Rahmeneck):
$k_{Φ18}$ = 0.35 + 0.026 x d_i / ∅s = 0.35 + 0.026 x 126/18 = 0.532
→ 0.532 x 145 N/mm² = 77.14 N/mm²
Abbiegungen ∅ ≤ 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 77.14 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 77.1 N/mm² = 61.7 N/mm²

$k_{Φ20}$ = 0.35 + 0.026 x d_i / ∅s = 0.35 + 0.026 x 140/20 = 0.532
→ 0.532 x 145 N/mm² = 77.14 N/mm²
Abbiegungen ∅ ≤ 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 77.14 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 77.1 N/mm² = 61.7 N/mm²

Biegerollendurchmesser d_1 (Abbiegung bei Rahmeneck):
$k_{Φ18}$ = 0.35 + 0.026 x d_i / ∅s = 0.35 + 0.026 x 270/18 = 0.74
→ 0.74 x 145 N/mm² = 107.3 N/mm²
Abbiegungen ∅ ≤ 20 mm: $\Delta\sigma_{sd,fat}$ = 107.3 N/mm² / $\Delta\sigma_{sd}$ = 0.8 x 107.3 N/mm² = 86 N/mm²

Biegung:

Schnitt	b	h	d	Lage	M_d	$A_{S,erf}$	Bewehrung
$M_{B/C}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	45	1937	**d1: Ø 20 / 150**
$M_{A/D}$	1.00	0.35	0.78	Aussen	50	1155	Ø 20 / 150
$M_{A/D}$	1.00	0.35	0.30	Innen	12	697	**Ø 12 / 150**
M_1	1.00	0.38	0.32	unten	54	1294	**Ø 18 / 150**
$M_{2/4}$	1.00	0.35	0.30	Aussen	38	970	Ø 16 / 150
M_3	1.00	0.35	0.30	oben	57	1456	Ø 20 / 150

Tabelle 21: Nachweis der Biegung für den Lastfall Ermüdung Dauerfestigkeit

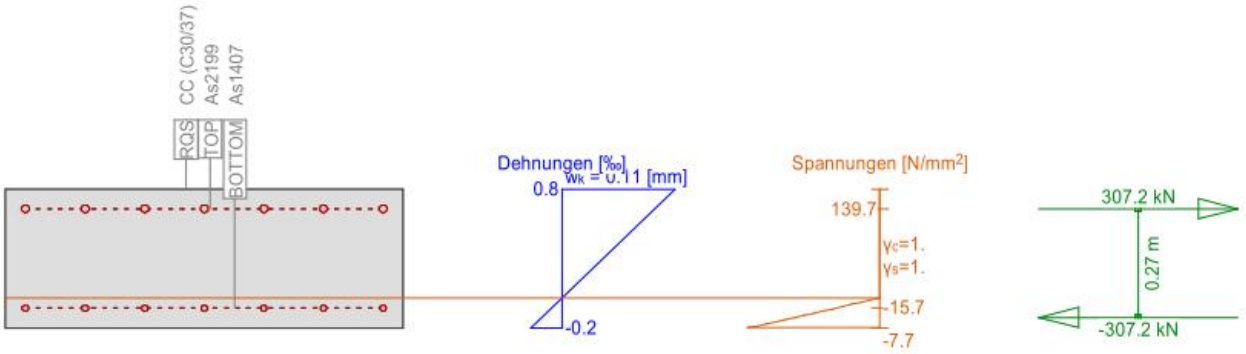
Der Lastfall Ermüdung (Dauerfestigkeit) wird massgebend.
Die restlichen Bauteile werden mit der Minimalbewehrung von Ø 16 / 150 bewehrt.

7.4 Gebrauchstauglichkeit

Schnittkräfte: Lastfall häufig (Anhang Seite 80) → $\sigma_{zul.}$ = 355 N/mm²

Eckmoment Boden ($M_{A/D}$) σ_d = 140 N/mm² < 355 N/mm² **Nachweis i.O**

Querschnitt QS1350_1000_B (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften My=-84.0; Mstb. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Wand): QS1350_1000_D

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Querkraft und Torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Bemerkungen -
1	!GZG		0	-84.0	0				

Analyseparameter "!GZG" Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramme c	s	Grenzdehnungen ε_{c1d} [‰]	ε_{c2d} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte γ_c [-]	γ_s [-]	Diverses α [-]	φ [-]
!GZG	1/0	1				200.	1.	1.	45.	0.

α : Neigung Betondruckdiagonale
φ : Kriechzahl

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.5	0.	-0.2	-7.7	1.00
RQS	C30/37	0.5	0.35	0.8	0.	1.00
BOTTOM	B500B	-0.45	0.05	-0.1	-15.7	1.00
TOP	B500B	-0.45	0.3	0.7	139.7	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	-0.5	0.	-4.1
RQS	1.	0.5	0.35	4.1

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-84.	0.	0.3	-3.0	0.0	32.9	27698.01	34505.15

Rissberechnung

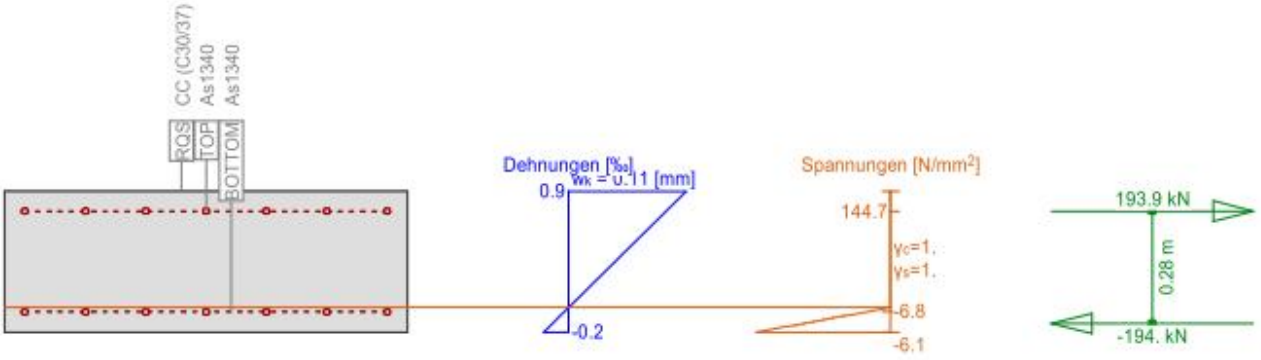
Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	**EN 1992-1-1 7.3**		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.3 m	h-d	0.05 m
Betondeckung c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Beton		**Weitere Parameter**	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.101	Verbundeigenschaften k1	0.8
Kriechzahl φ	0.	Dehnungsverteilung k2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm²	k4	0.425
Bewehrung		**Ergebnisse**	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-84. kNm
A_s (in Zugzone)	2199 mm²	Stahlspannung σ_s	139.7 N/mm²
Durchmesser $\varnothing_{eq}$	20 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.497 o/oo
ρ_{eff}	3.77 o/o	Rissabstand $s_{r,max}$ (7.11)	**0.23 m**
		Rissbreite w_k (7.8)	**0.11 mm**

Abbildung 13: Spannung und Dehnung Bodenecken

Im Bodenfeld wird die gleiche Bewehrung wir im Rahmeneck angeordnet. Da das entsprechende Moment mit 81 kNm kleiner ist als das Eckmoment ist der Spannungsnachweis i.O.

Moment Wandmitte ($M_{2/4}$) σ_d = 145 N/mm² < 355 N/mm² **Nachweis i.O**

Querschnitt QS350_1000_W (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften My=-54.0; Mstb. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Wand): QS350_1000

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Querkraft und Torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Bemerkungen -
1	!GZG		0	-54.0	0				

Analyseparameter "!GZG" Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramme				Grenzdehnungen				Widerstandsbeiwerte				Diverses			
	c	s			ε_{c1d} [‰]	ε_{c2d} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]		γ_c [-]	γ_s [-]			α [-]	φ [-]		
!GZG	1/0	1						200.		1.	1.			45.	0.		

α : Neigung Betondruckdiagonale
φ : Kriechzahl

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.5	0.	-0.2	-6.1	1.00
RQS	C30/37	0.5	0.35	0.9	0.	1.00
BOTTOM	B500B	-0.45	0.05	0.	-6.8	1.00
TOP	B500B	-0.45	0.3	0.7	144.7	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	-0.5	0.	-2.6
RQS	1.	0.5	0.35	2.6

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-0.1	-54.	0.	0.3	-3.0	0.0	157.55	18260.04	41277.11

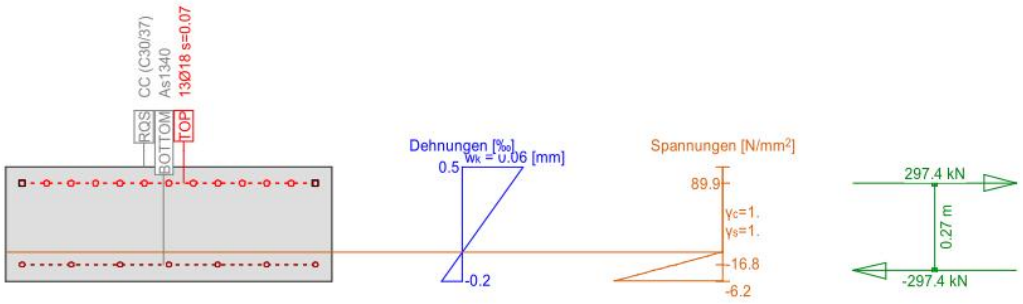
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	**EN 1992-1-1 7.3**		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.3 m	h-d	0.05 m
Betondeckung c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Beton		**Weitere Parameter**	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.101	Verbundeigenschaften k1	0.8
Kriechzahl φ	0.	Dehnungsverteilung k2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm²	k4	0.425
Bewehrung		**Ergebnisse**	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-54. kNm
A_s (in Zugzone)	1340 mm²	Stahlspannung σ_s	144.7 N/mm²
Durchmesser $\varnothing_{eq}$	16 mm	ε_{sm}-ε_{cm} (7.9)	0.425 o/oo
ρ_{eff}	2.297 o/o	Rissabstand $s_{r,max}$ (7.11)	**0.26 m**
		Rissbreite w_k (7.8)	**0.11 mm**

Abbildung 14: Spannung und Dehnung Wandmitte

Eckmoment Wandkopf/Decke ($M_{B/C}$) σ_d = 90.0 N/mm² < 355 N/mm² **Nachweis i.O**

Querschnitt QS350_1000_D (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften My=-80.0; Mstb. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Wand): QS350_1000_D

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Querkraft und Torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Bemerkungen -
1	!GZG		0	-80.0	0				

Analyseparameter "!GZG" Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramme c	s	Grenzdehnungen ε_{c1d} [‰]	ε_{c2d} [‰]	ε_{ud} [‰]	σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte γ_c [-]	γ_s [-]	Diverses α [-]	φ [-]
!GZG	1/0	1				200.	1.	1.	45.	0.

α : Neigung Betondruckdiagonale
φ : Kriechzahl

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ε [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C30/37	-0.5	0.	-0.2	-6.2	1.00
RQS	C30/37	0.5	0.35	0.5	0.	1.00
BOTTOM	B500B	-0.45	0.05	-0.1	-16.8	1.00
TOP	B500B	-0.45	0.3	0.4	89.9	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	-0.5	0.	-3.9
RQS	1.	0.5	0.35	3.9

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Dehnung und Krümmungen ε_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	Steifigkeiten N/ε_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-80.	0.	0.2	-2.1	0.0	235.85	38435.76	6286.19

Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	**EN 1992-1-1 7.3**		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.3 m	h-d	0.05 m
Betondeckung c	0.04 m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d);(h-x)/3; h/2]	
Beton		**Weitere Parameter**	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	6.101	Verbundeigenschaften k1	0.8
Kriechzahl φ	0.	Dehnungsverteilung k2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	2.9 N/mm²	k4	0.425
Bewehrung		**Ergebnisse**	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-80. kNm
A_s (in Zugzone)	3308 mm²	Stahlspannung σ_s	89.9 N/mm²
Durchmesser $\varnothing_{eq}$	18 mm	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$ (7.9)	0.304 o/oo
ρ_{eff}	5.671 o/o	Rissabstand $s_{r,max}$ (7.11)	**0.19 m**
		Rissbreite w_k (7.8)	**0.06 mm**

Abbildung 15: Spannung und Dehnung Wandkopf/ Deckenecke

Im Deckenfeld wird die gleiche Bewehrung wir im Rahmeneck angeordnet. Da das entsprechende Moment mit 76 kNm kleiner ist als das Eckmoment ist der Spannungsnachweis i.O.

Verformungen Lastfall ständig

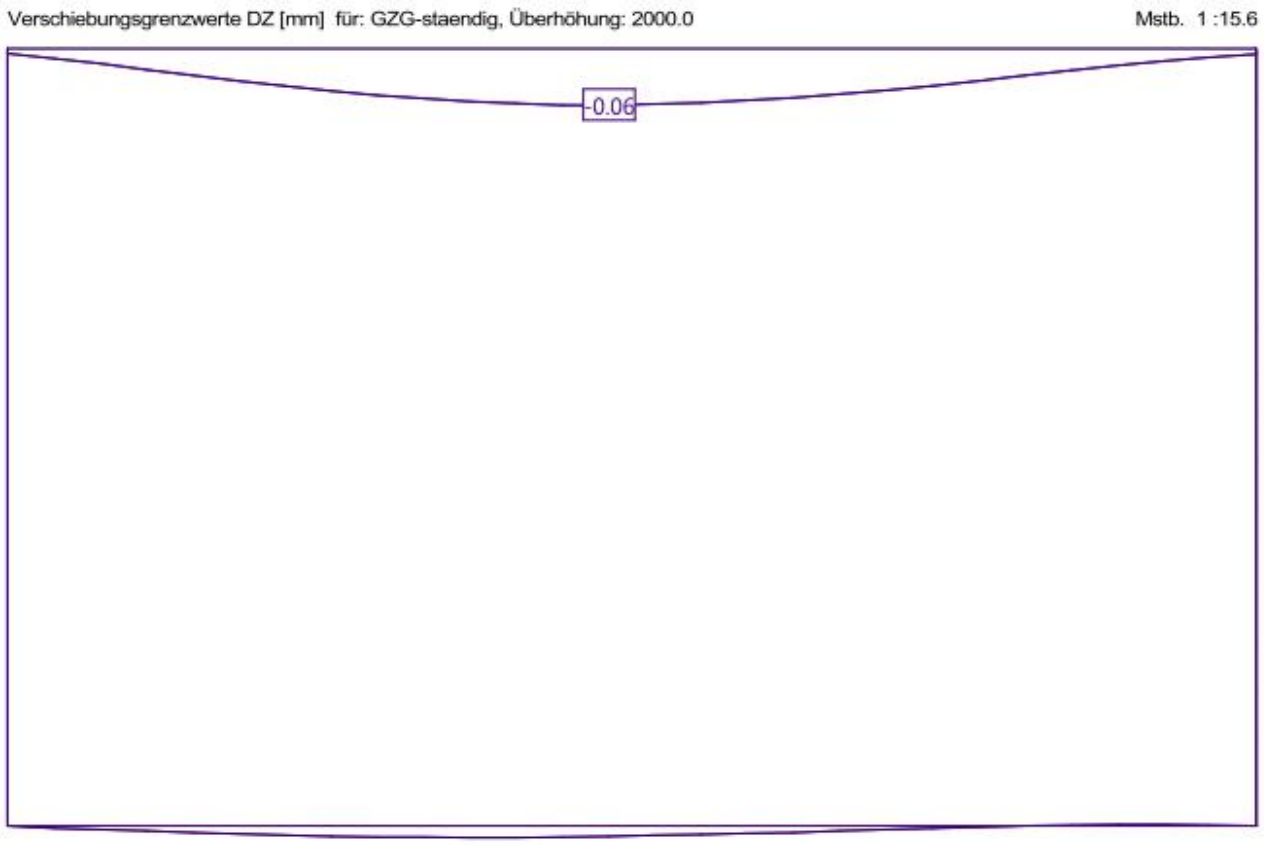


Abbildung 16: Grafische Darstellung der Verformung bei ständigem Lastfall

$$w_\infty = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 w_c \qquad SIA\ 262\ (F.102)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} \qquad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \qquad \varphi = 3.0$$

$$\frac{1 - 20 \cdot 0.005}{10 \cdot 0.006^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot 3) \cdot \left(\frac{350\ mm}{300\ mm}\right)^3 0.06\ mm = 0.32\ mm$$

$$w_{zul.}\ (Aussehen) = \frac{L}{700} = \frac{2650\ mm}{700} = 3.78\ mm \geq 0.32\ mm \quad \boldsymbol{Nachweis\ i.O.}$$

Verformungen Lastfall häufig

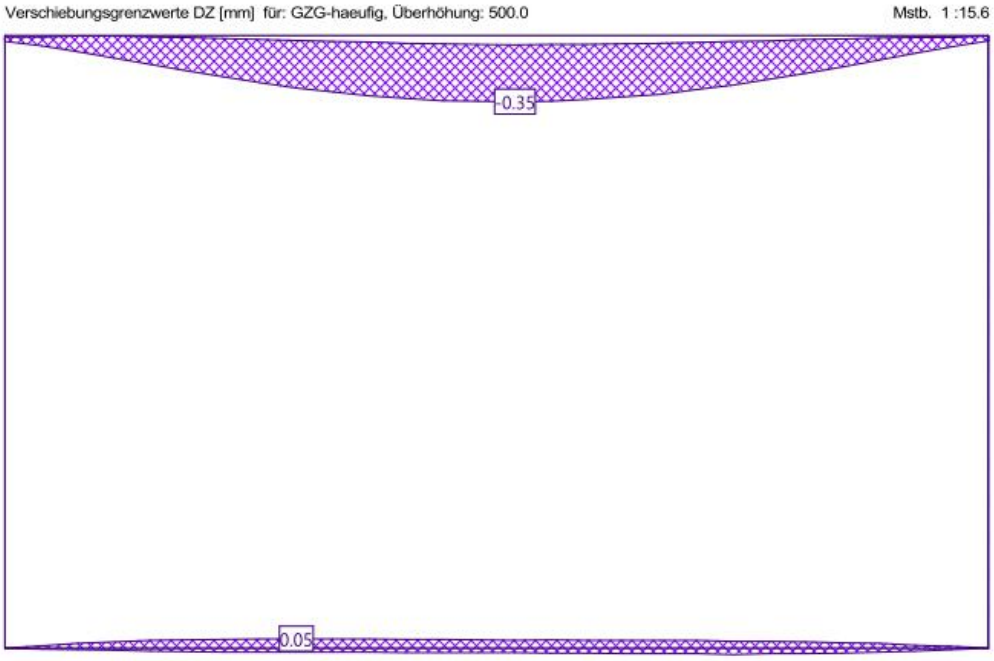


Abbildung 17: Grafische Darstellung der Verformung bei häufigem Lastfall

$$w_\infty = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 w_c \qquad SIA\ 262\ (F.102)$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} \qquad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \qquad \varphi = 3.0$$

$$\frac{1 - 20 \cdot 0.005}{10 \cdot 0.006^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot 3) \cdot \left(\frac{350\,mm}{300\,mm}\right)^3 0.35\,mm = 1.87\,mm$$

$$v_{zul.}\,(Funktionstuechtigkeit) = \frac{\frac{L}{w_\infty} + 400}{15} = 121\,km/h$$

Der Nachweis ist bis zu einer Geschwindigkeit von 121 km/h erfüllt.

7.5 Lastfall Transport

Nachweise für Lastfall Transport

Zug auf Wandbewehrung

Betonfertigteil Gewicht gesamt: 430 kN

Linienlast auf Wand: 430 / (2 x 5.15 m) = 42 kN/m

$A_{s,erf.}$ = 42'000 N/m x 1.35 / 435 N/mm² = 130 mm²/m < $A_{s,vorh.}$= 2 x 754 mm²/m

Nachweis Deckenplatte (Annahme der Lage Transportanker)
Eigenlast Decke d = 35-38 cm
Gussasphalt d= 0.03 m = 0.8 kN/m²
Angehängte Last Wände = 1.3 m x 0.35 m x 25 kN/m³ = 11.4 kN/m
Angehängte Last Bankette = 0.5 m x 0.5 m x 25 kN/m³ = 6.3 kN/m
Angehängte Last Bodenplatte = (2.6 m / 2) x 0.35 m x 25kN/m³ = 11.4 kN/m

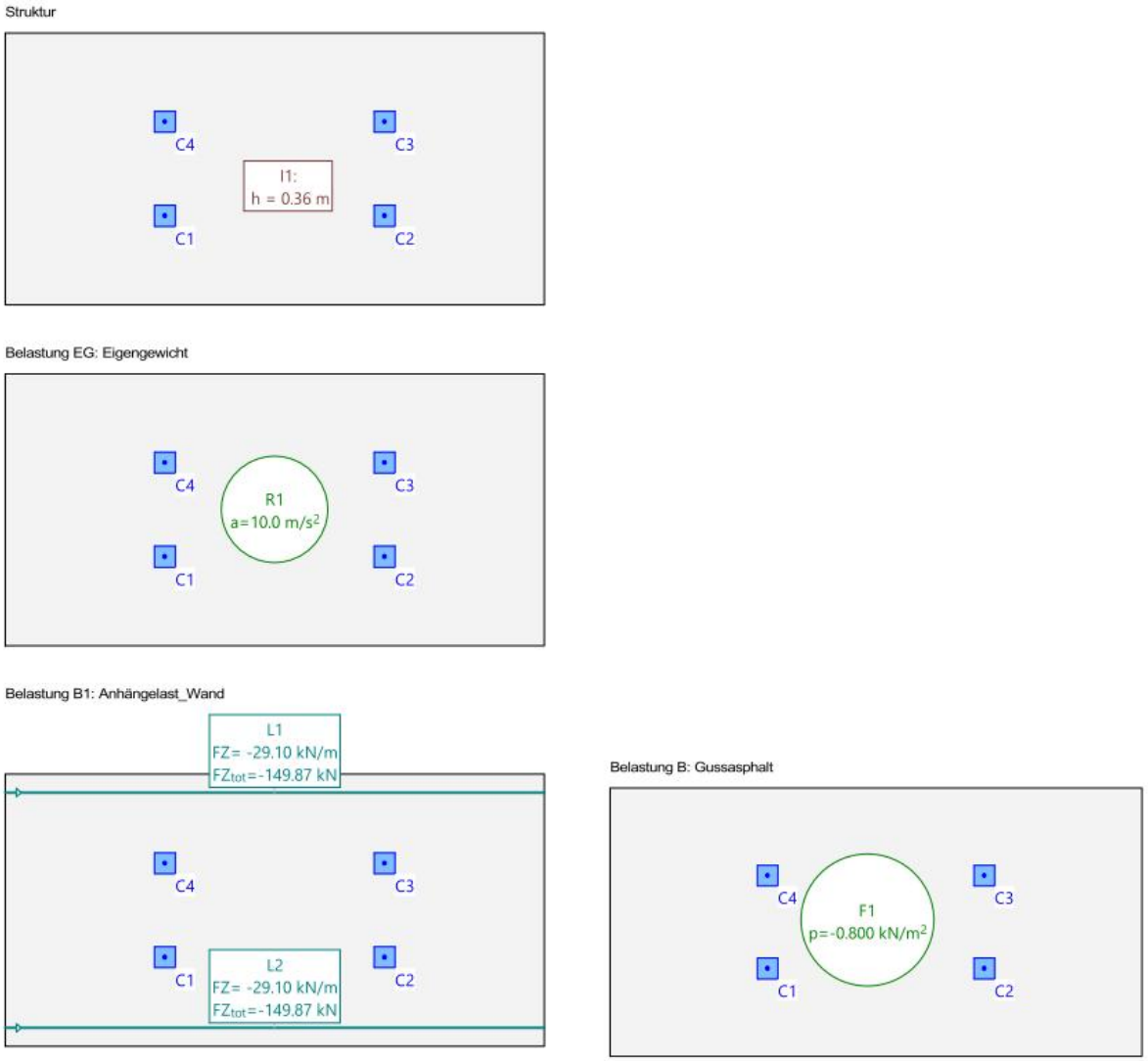


Abbildung 18: Lasten im Lastfall Transport

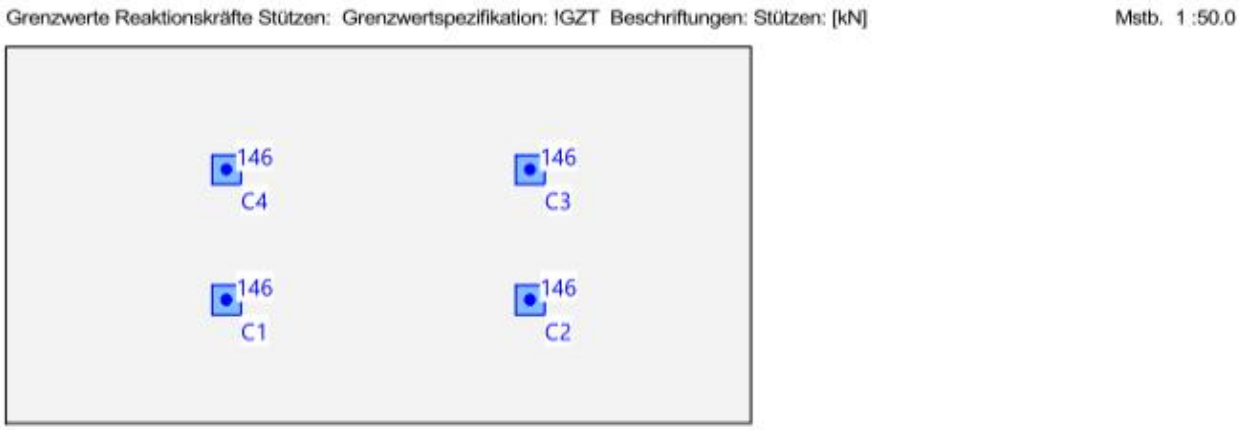
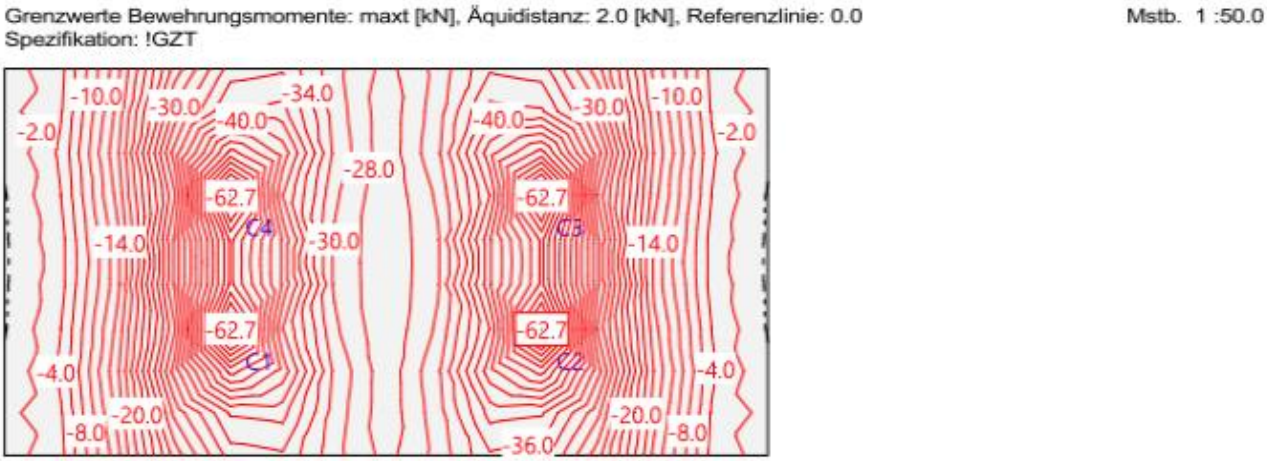


Abbildung 19: Reaktionskräfte Lasthaken



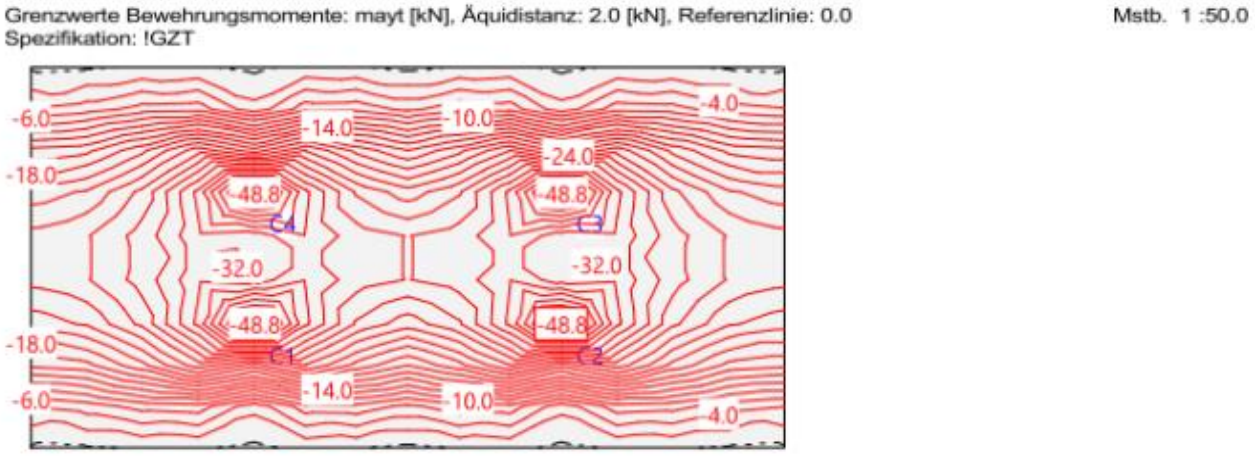
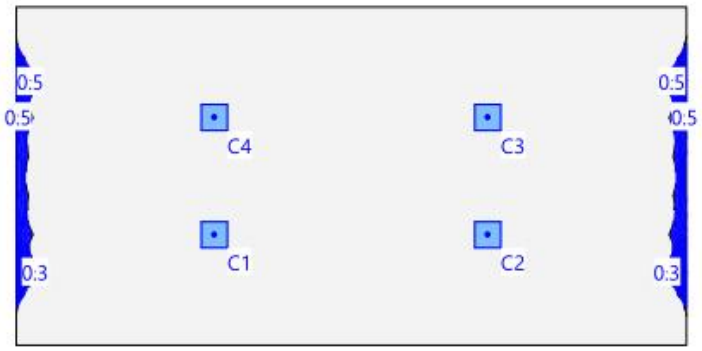


Abbildung 20: Obere Bewehrung im Lastfall Transport

$A_{s,erf.}$ = 63/ (0.9x 0.3 x 0.435 N/mm²) = 536 mm²/m < $A_{s,vorh.}$= 1340 mm²/m

Unter Punkt 7.4, Seite 30, sind die Rissbreiten in der Decke (Eckmoment m_{Ed}= -80 kNm/m) nachgewiesen) beim Lastfall Transport wird ein Moment von m_{Ed}= 63 kNm/m ausgewiesen. Die erwarteten Rissweiten entsprechen den Normen.

Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxb [kN], Äquidistanz: 0.1 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: !GZT



Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayb [kN], Äquidistanz: 0.1 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: !GZT

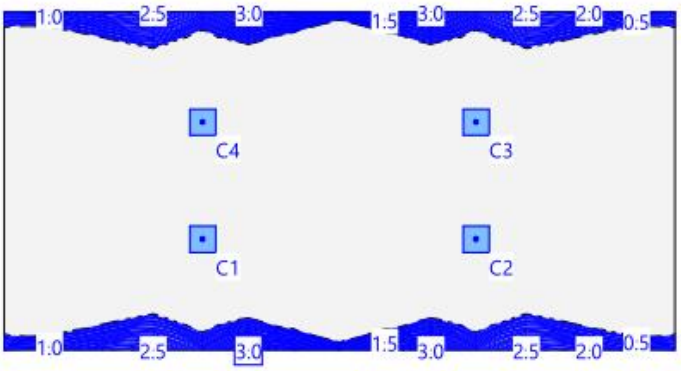


Abbildung 21: Untere Bewehrung im Lastfall Transport

Durchstanzen

Näherungsstufe 3			I, Rechteck		
Durchstanzkraft			a_x	=	100 mm
V_d	=	146.0 kN	a_y	=	100 mm
Auflast und Nutzlast			Stahlpilz		
q_d	=	0.0 kN/m²	$h_{p,max}$	=	200 mm
Aufgezwungene Verformungen			h_{zp}	=	35 mm
ΔV	=	0.00 kN	Auflagerhöhe		
ΔΨ	=	0.00 [-]	h_A	=	40 mm
Beton		NC C 30/37	Geometrie		Flachdecke
D_{max}	=	32 mm	h	=	350 mm
τ_{cd}	=	1.1 N/mm²	$c_{nom,o}$	=	40 mm
f_{cd}	=	20.0 N/mm²	$c_{nom,u}$	=	40 mm
Biegebewehrung					
f_{sd}	=	435 N/mm²	Aussparung		
Bügelbewehrung			Keine Aussparung gemäss Definition		
f_{sd}	=	435 N/mm²			
Abminderungsbeiwert					
k_s	=	0.90 (var.)			

Ausrichtung der Bewehrung					
x-Richtung				1. und 4. Lage	
Bewehrung, x-Richtung					
Oben	$ø_s$ =	16.0 mm	s =	150 mm	
Unten	$ø_s$ =	16.0 mm	s =	150 mm	
Bewehrung, y-Richtung					
Oben	$ø_s$ =	16.0 mm	s =	150 mm	
Unten	$ø_s$ =	10.0 mm	s =	150 mm	

Eingabe Näherungsstufe 3

	x1	x2	y1	y2
L	1520.0	2100.0	850.0	900.0
rs	1520.0	1050.0	850.0	900.0
msd	63.0	63.0	49.0	49.0

Bemessungswert des Durchstanzswiderstands — Bemessung nach Norm 262:2025

Widerstand ohne Durchstanzbewehrungsmassnahmen	V_{Rd} = 300 kN	Ψ_R = 0.0088

Hinweise

-Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

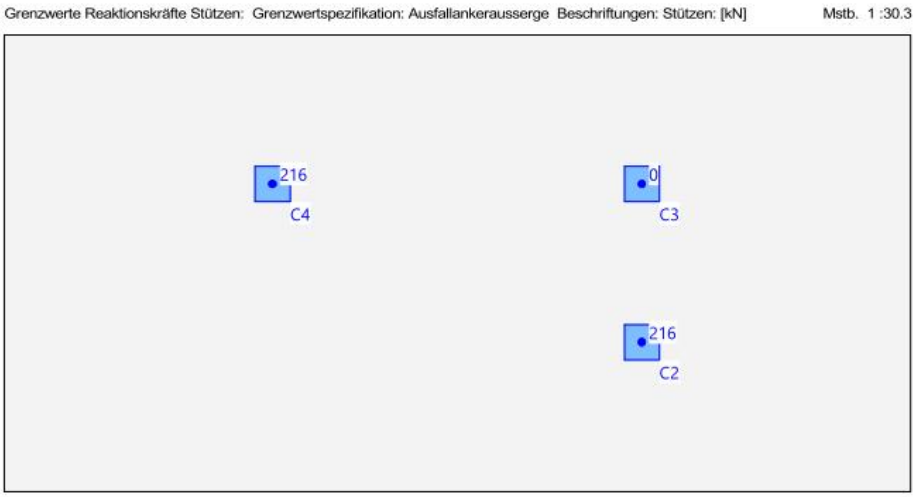
Abbildung 22: Durchstanznachweis Transport

Anker mit Platte. Mindestmasse der Platte: 100 x 100

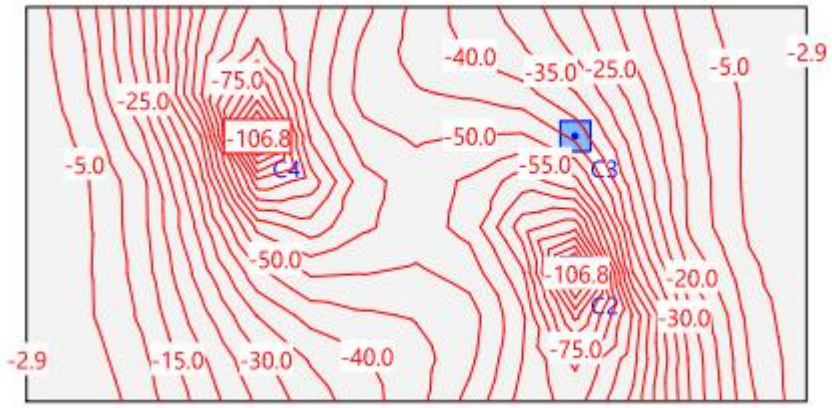
Deckenstärke mit Aussparungskörper mindestens 200 mm

V_{Rdc} = 300 kN > 146 kN **Nachweis i.O. mit Minimalbewehrung**

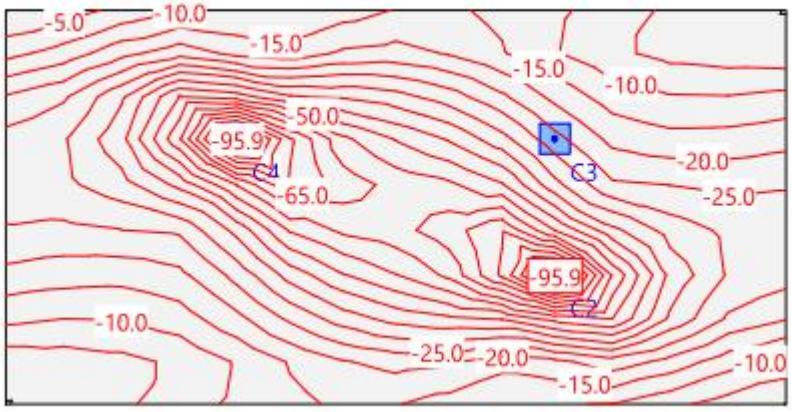
Ausfallanker



Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxt [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: !GZT



Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayt [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: !GZT



$A_{s,erf.}$ = 107/ (0.9x 0.3 x 0.435 N/mm²) = 911 mm²/m < $A_{s,vorh.}$= 1340 mm²/m

Durchstanzen

Näherungsstufe 3

Durchstanzkraft
V_d = 216.0 kN

Auflast und Nutzlast
q_d = 0.0 kN/m²

Aufgezwungene Verformungen
ΔV = 0.00 kN
$\Delta \Psi$ = 0.00 [-]

Beton NC C 30/37
D_{max} = 32 mm
τ_{cd} = 1.1 N/mm²
f_{cd} = 20.0 N/mm²

Biegebewehrung
f_{sd} = 435 N/mm²

Bügelbewehrung
f_{sd} = 435 N/mm²

Abminderungsbeiwert
k_e = 0.90 (var.)

I, Rechteck
a_x = 100 mm
a_y = 100 mm

Stahlpilz
$h_{p,max}$ = 200 mm
h_{zp} = 35 mm

Auflagerhöhe
h_A = 40 mm

Geometrie Flachdecke
h = 350 mm
$c_{nom,o}$ = 40 mm
$c_{nom,u}$ = 40 mm

Aussparung
Keine Aussparung gemäss Definition

Ausrichtung der Bewehrung
x-Richtung 1. und 4. Lage

Bewehrung, x-Richtung
Oben $ø_s$ = 16.0 mm s = 150 mm
Unten $ø_s$ = 16.0 mm s = 150 mm

Bewehrung, y-Richtung
Oben $ø_s$ = 16.0 mm s = 150 mm
Unten $ø_s$ = 10.0 mm s = 150 mm

Eingabe Näherungsstufe 3

	x1	x2	y1	y2
L	1520.0	2100.0	850.0	900.0
rs	1520.0	1050.0	850.0	900.0
msd	107.0	107.0	96.0	96.0

Bemessungswert des Durchstanzswiderstands — Bemessung nach Norm 262:2025

Widerstand ohne Durchstanzbewehrungsmassnahmen V_{Rd} = 281 kN Ψ_R = 0.0098

Hinweise
-Es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

Abbildung 23: Durchstanzen Ausfallanker

Anker mit Platte. Mindestmasse der Platte: 100 x 100

Deckenstärke mit Aussparungskörper mindestens 200 mm

V_{Rdc} = 281 kN > 216 kN **Nachweis i.O. mit Minimalbewehrung**

7.6 Transportanker

Die Transportanker werden mit dem Ausführungsprojekt gerechnet, da die genauen Masse der Aufhängung noch nicht bekannt sind.
Die Aufhängungen erfolgen in Zusammenarbeit mit dem Elementlieferanten. Die Erfahrungen aus ähnlichen Objekten hat gezeigt, dass die Aufhängungen mit Kugelkopfankern mit Platten oder mit Kugelkopfankern resp. Drahtseilen im Bereich der Wände aufgenommen werden können.

Lösung Kugelkopfanker in Platte

Detailzeichnungen:

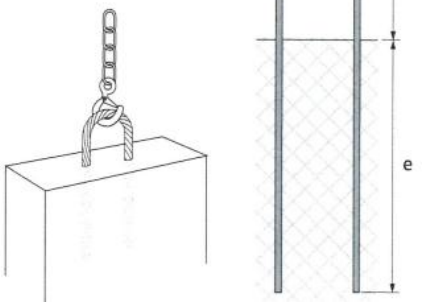
Transportanker	6010 Kugelkopf-Plattenanker
Aussparungskörper	6132 Gummi-Aussparungskörper
Lastaufnahmemittel	6102 Universalkopf-Kupplung



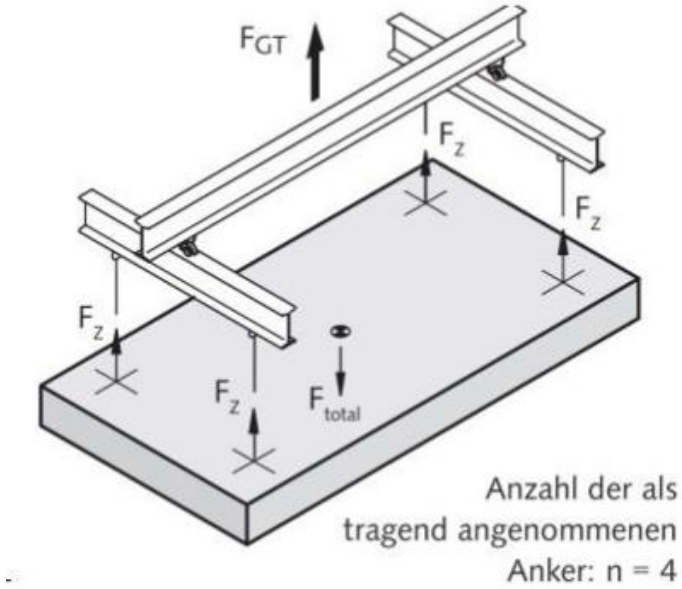
Drahtseillösung in Wänden

Die Drahtseil-Abschnitte vom **Typ DRA** werden hauptsächlich für die Beförderung von schmalen Betonelementen in der Art wie Mauern oder Spannplatten benutzt.
Die Drahtseil-Abschnitte **Typ DRA** sind hochwiderstandsfähige Kabel mit hohem Haftvermögen.

Les câbles du t la manutentio.



Ausgleichsgehänge oder Joch, damit die Kräfte auf die vier Lastpunkte verteilt werden.



7.7 Bodenpressung

Laststellung Entgleisung am Rand:
Max. Auflagerreaktion GZT Typ 2 Lastfall Entgleisung Qd = 592 kN; Qk =592/1.4= 423 kN
Verteillänge unter 45 Grad bis UK Bodenplatte: (0.79 + 1.65) = 2.44 m
qk= 423kN/ 2.44 m = 174 kN/m
Verteilbreite infolge Bankett und Bodenplatte: 2.60 / 2 = 1.30 m
qk = 174/ 1.3x 1.0 m = 134 kN/ m²

FlumGeo Geotechnik Geologie

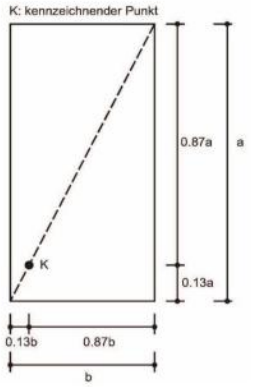
2025 159 Steinmaur ZH
SBB Durchlass Rohrbach, Parz. Nr. 101
Geotechnische Beratung

Anhang 1
Setzungen Einzelfundament

Schicht A - C, Einzelfundamente

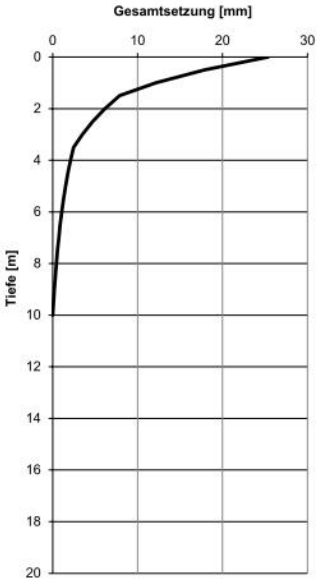
Fundamentabmessungen, Fundamentlasten			
Fundamentlänge	a =	5.0	m
Fundamentbreite	b =	2.6	m
Belastung	q_{Ek} =	150.0	kN/m²
Entlastung durch Aushub	q_{Ak} =	0.0	kN/m²
Belastung - 70% q_{Ak}	q_k =	150.0	kN/m²

Baugrundmodell [-]	UK Schicht [m u.T.]	$\gamma_{e,k}$ [kN/m³]	M_E [MN/m²]
B1 Schwemmlehm:	1.5	20.0	9.0
B2 Schwemmlehm:	3.5	20.0	18.0
Moräne / Schwemml.	10.0	21.0	45.0



Grenztiefe			
UK Baugrundmodell	z =	10.0	m

Tiefe z [m]	Δ z [m]	γ_d [kN/m³]	M_E [MN/m²]	Δ s [mm]	Σ Δs [mm]
0.0					**25.4**
0.5	0.50	20.0	9.0	7.48	17.9
1.0	0.50	20.0	9.0	5.72	12.2
1.5	0.50	20.0	9.0	4.30	7.9
2.0	0.50	20.0	18.0	1.72	6.1
2.5	0.50	20.0	18.0	1.43	4.7
3.0	0.50	20.0	18.0	1.21	3.5
3.5	0.50	20.0	18.0	1.04	2.5
4.0	0.50	21.0	45.0	0.36	2.1
4.5	0.50	21.0	45.0	0.31	1.8
5.0	0.50	21.0	45.0	0.27	1.5
5.5	0.50	21.0	45.0	0.24	1.3
6.0	0.50	21.0	45.0	0.21	1.1
6.5	0.50	21.0	45.0	0.19	0.9
7.0	0.50	21.0	45.0	0.17	0.7
7.5	0.50	21.0	45.0	0.15	0.6
8.0	0.50	21.0	45.0	0.14	0.4
8.5	0.50	21.0	45.0	0.12	0.3
9.0	0.50	21.0	45.0	0.11	0.2
9.5	0.50	21.0	45.0	0.10	0.1
10.0	0.50	21.0	45.0	0.09	0.0



*Die berechneten Setzungen und zulässigen Bodenpressungen sind abhängig von der Fundamentgrösse. Bei gleicher Bodenpressung führen grössere Fundamente aufgrund der stärkeren Tiefenwirkung in der Regel zu grösseren Setzungen.

2025159_Setzungen.xlsx 1/1 05.05.2026

Maximal zulässige Bodenpressung, um eine Setzung von 1.5 bis 2.5 cm zu begrenzen gemäss Geologie: 150 kN/m²

134 kN/m² < 150 kN/m² **Nachweis kann als i. O. betrachtet werden, da der Lastfall Entgleisung eine aussergewöhnliche Einwirkung ist.**

7.8 Zusammenziehen der Elemente

7.8.1 Bauablauf

Alle Elemente werden im Werk vorfabriziert. Das Betonieren erfolgt in Etappen. Dabei werden die Elemente stumpf aneinander betoniert.
Beim Schluss- Element werden die festen Anker einbetoniert. Bei den Zwischenelementen werden Aussparungen für die Kopplung erstellt.
Beim Anfangs- Element wird mit konischen Aussparungen für den beweglichen Anker ausgebildet.

Alle Elemente werden mit Versetznoppen ausgeführt, damit sichergestellt wird, dass die Fuge geschlossen ist.

Während einer Wochenendsperrung à 47 h werden die Elemente mit dem Pneukran eingehoben und mit drei Gewindestangen NW 32 mm zusammengespannt.

Der Spannvorgang hat keine statische Funktion und dient lediglich dazu, dass die einzelnen Elemente wieder Stumpf gestossen sind und die Noppen ineinandergreifen. Die Hüllrohre und Aussparungen werden nach dem Spannen injiziert und ausgegossen.

7.8.2 Spannglied

Gewindestangen NW 32 Stahlquerschnitt A_p = 804 mm^2
Zugfestigkeit f_{pk} = 1050 N/mm^2

P_{oN} = 0.7 x F_{pk} = 0.7 x 844 = 591 kN/ Stange
$P_{ü}$ = 0.75 x F_{pk} = 0.75 x 844 = 633 kN/ Stange

Der Gesamtquerschnitt hat eine Betonfäche von:
A = 2600 x 350 + 1300 x 350 x 2 + 2600 x 365 + 500 x 500 x 2 = 3‘269‘000 mm^2

$\sigma_c \leq 0.6\ f_{ck\,(7)}$ = 0.6 x 0.6 x 30 N/mm2 = 10.8 N/mm2 (nach 7 Tagen)
$\sigma_c \leq 0.6\ f_{ck\,(14)}$ = 0.6 x 0.8 x 30 N/mm2 = 14.4 N/mm2 (nach 14 Tagen)
$\sigma_c \leq 1.0\ f_{ck\,(28)}$ = 1.0 x 30 N/mm2 = 30 N/mm2 (nach 28 Tagen)

σ_{cvorh} = 3 x 633000/ 3‘269‘000 = 0.58 N/mm^2

7.8.3 Krafteinleitung

Ankerplatten 150 x 150 x 40 mm

σ_{cvorh} = 633000/ (150 x 150) = 28.13 N/mm^2

Die vorgefertigten Elemente müssen ein Alter von 28 Tagen haben oder die min. Druckfestigkeit von 30 N/mm2 aufweisen (Probewürfel).
Bei den Ankerplatten werden konstruktive Bewehrungsbügel und Zulagen angeordnet.

7.9 Bewehrungsskizze

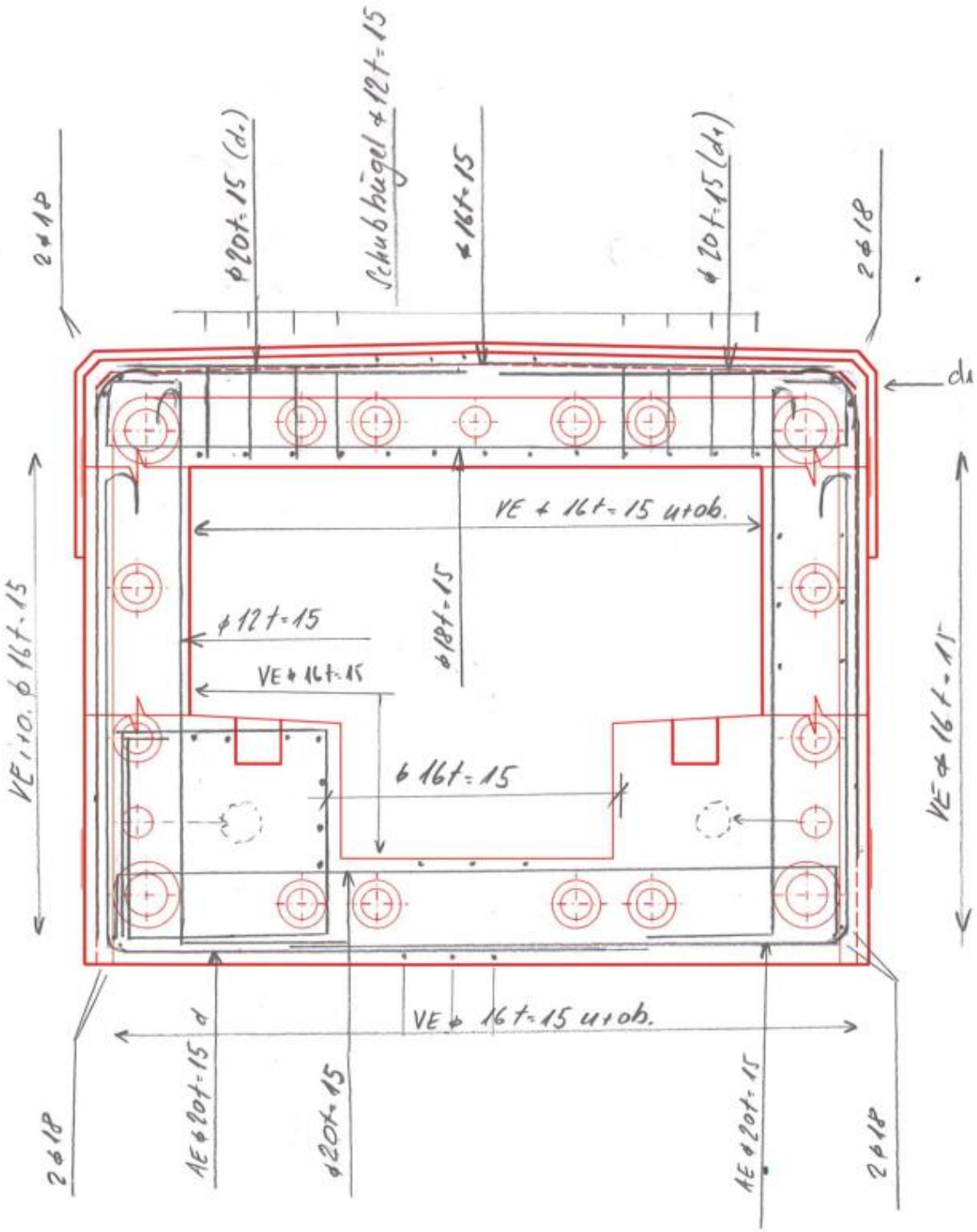
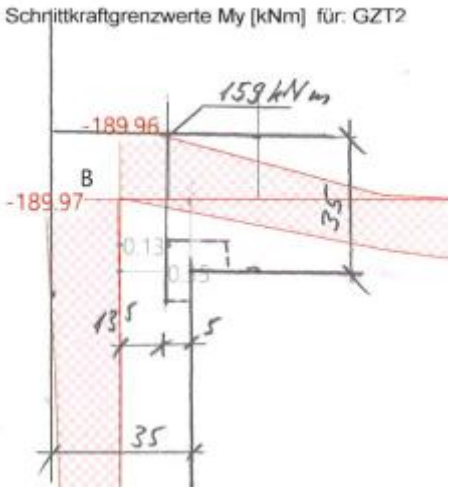


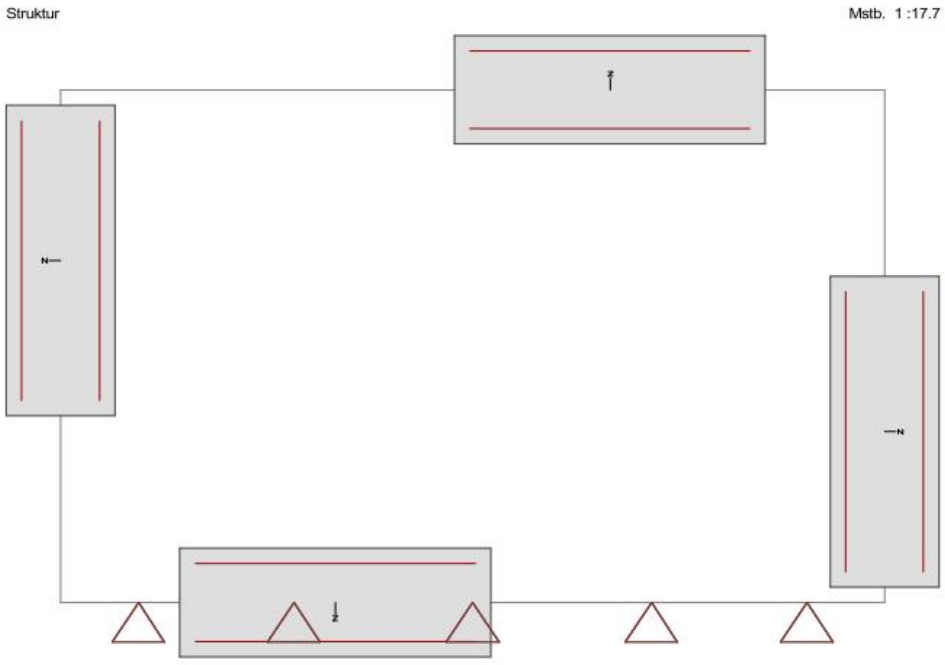
Abbildung 24: Bewehrungsskizze Querschnitt Bachdurchlass

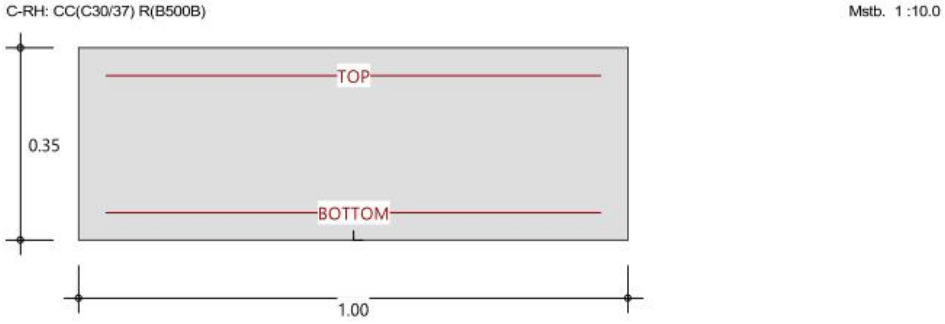
Sämtliche Biegenachweise wurden mit dem Spitzenmoment gemacht.

In der Ausführungsstatik kann das Spitzenmoment gemäss Skizze optimiert werden, wenn die Bewehrungsführung zu engen Abständen führt.



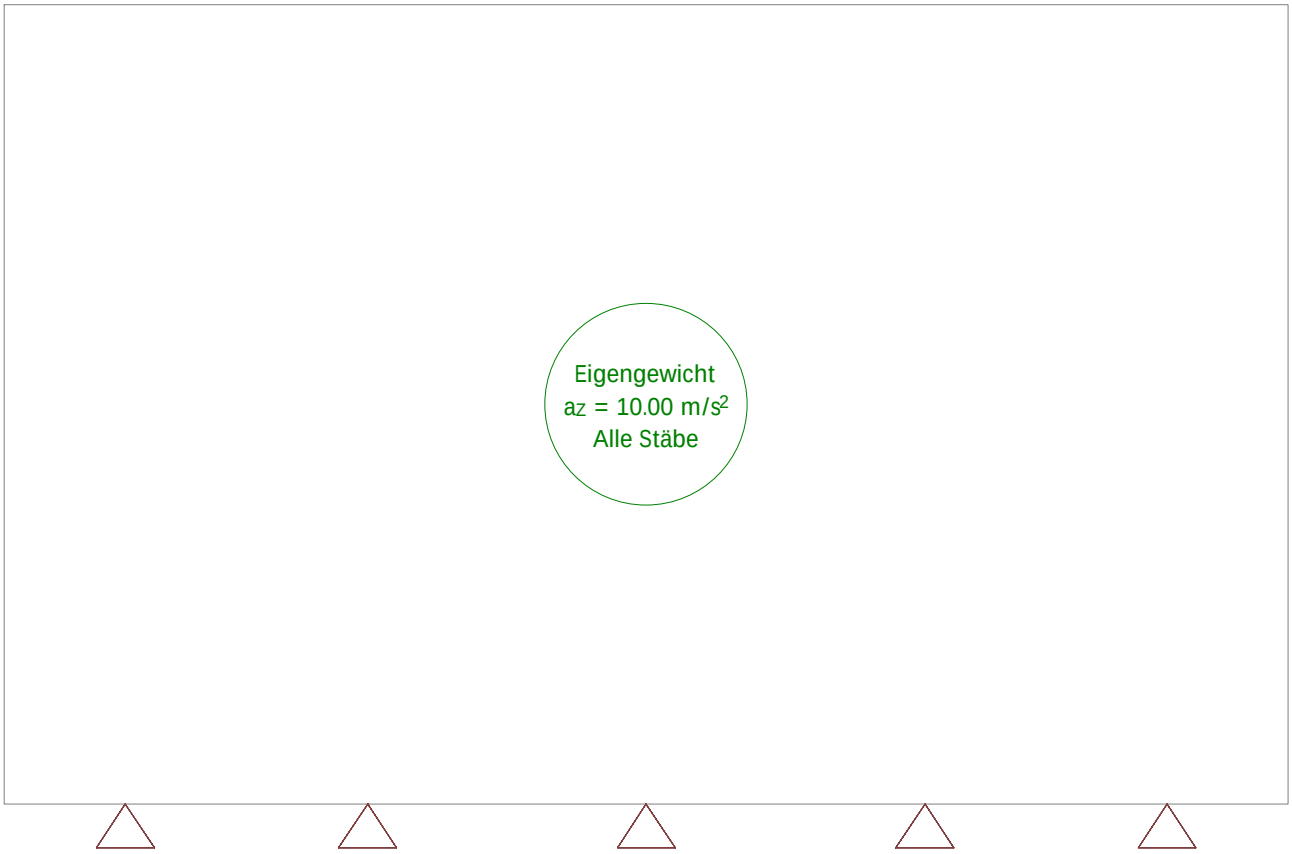
Anhang





Belastung EG: Eigengewicht

Mstb. 1 :15.6



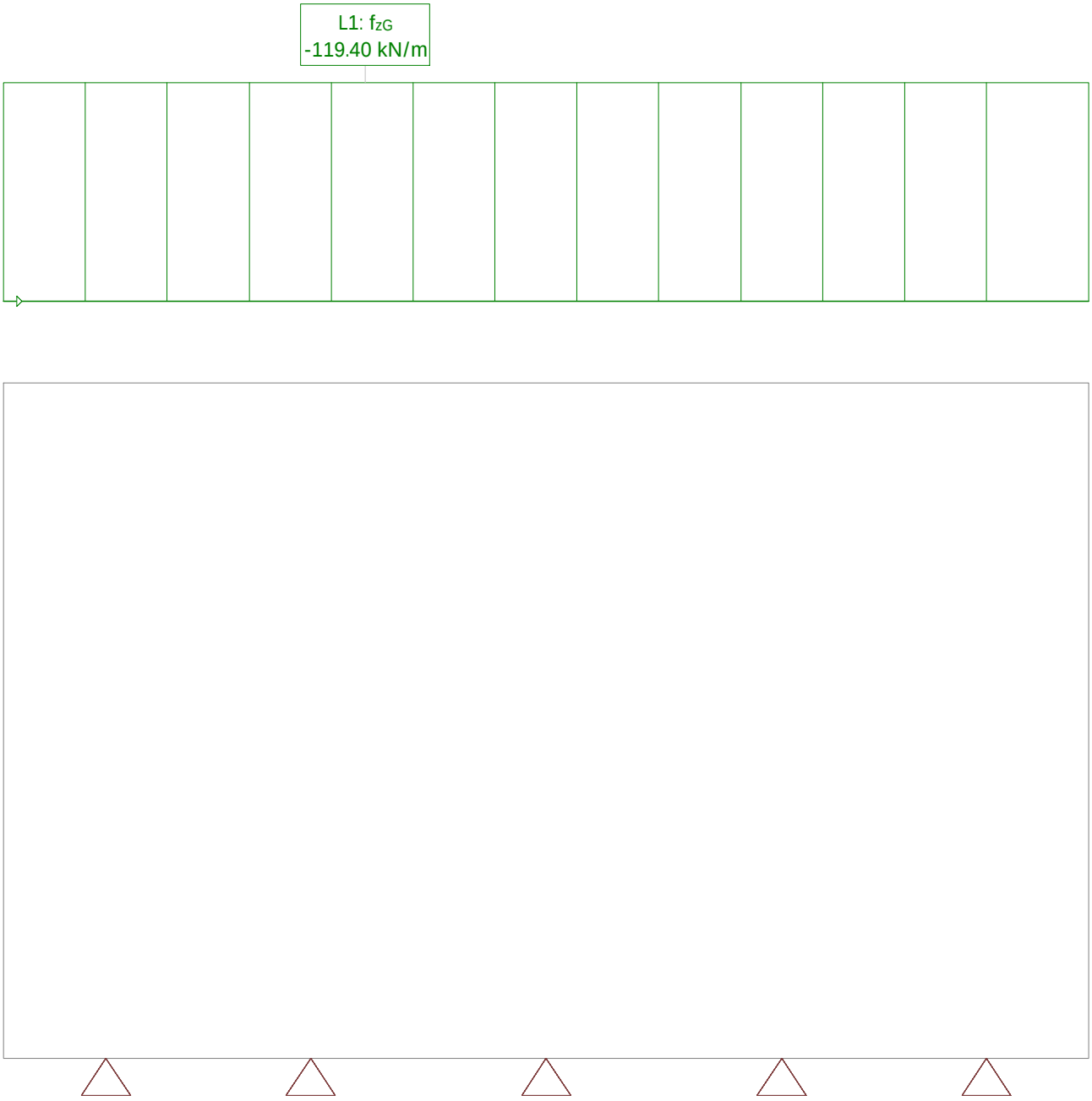
Belastung B2: Auflast Schotter

Mstb. 1 :15.6



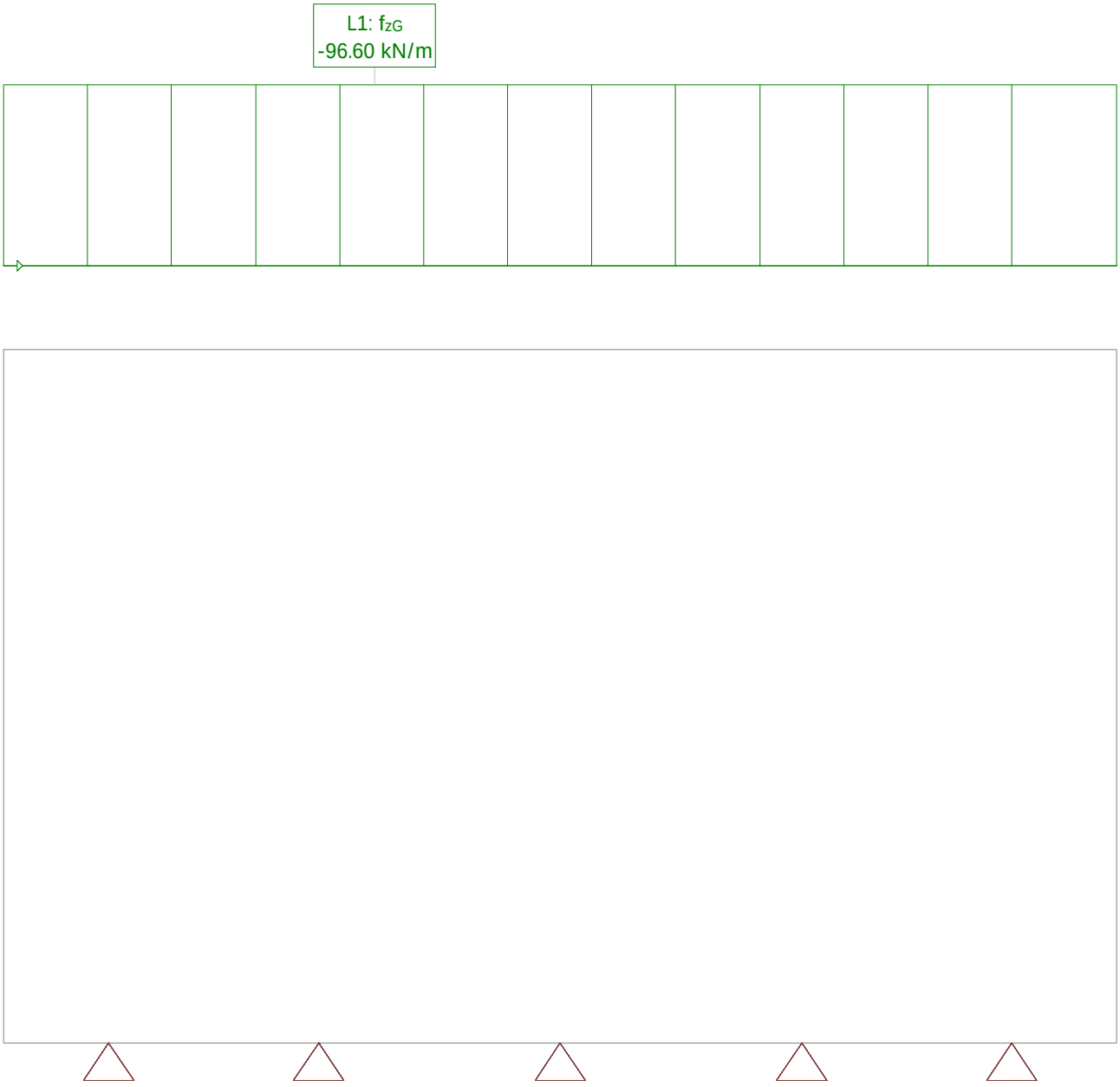
Belastung B3: Bahnlast LM1

Mstb. 1 :15.6



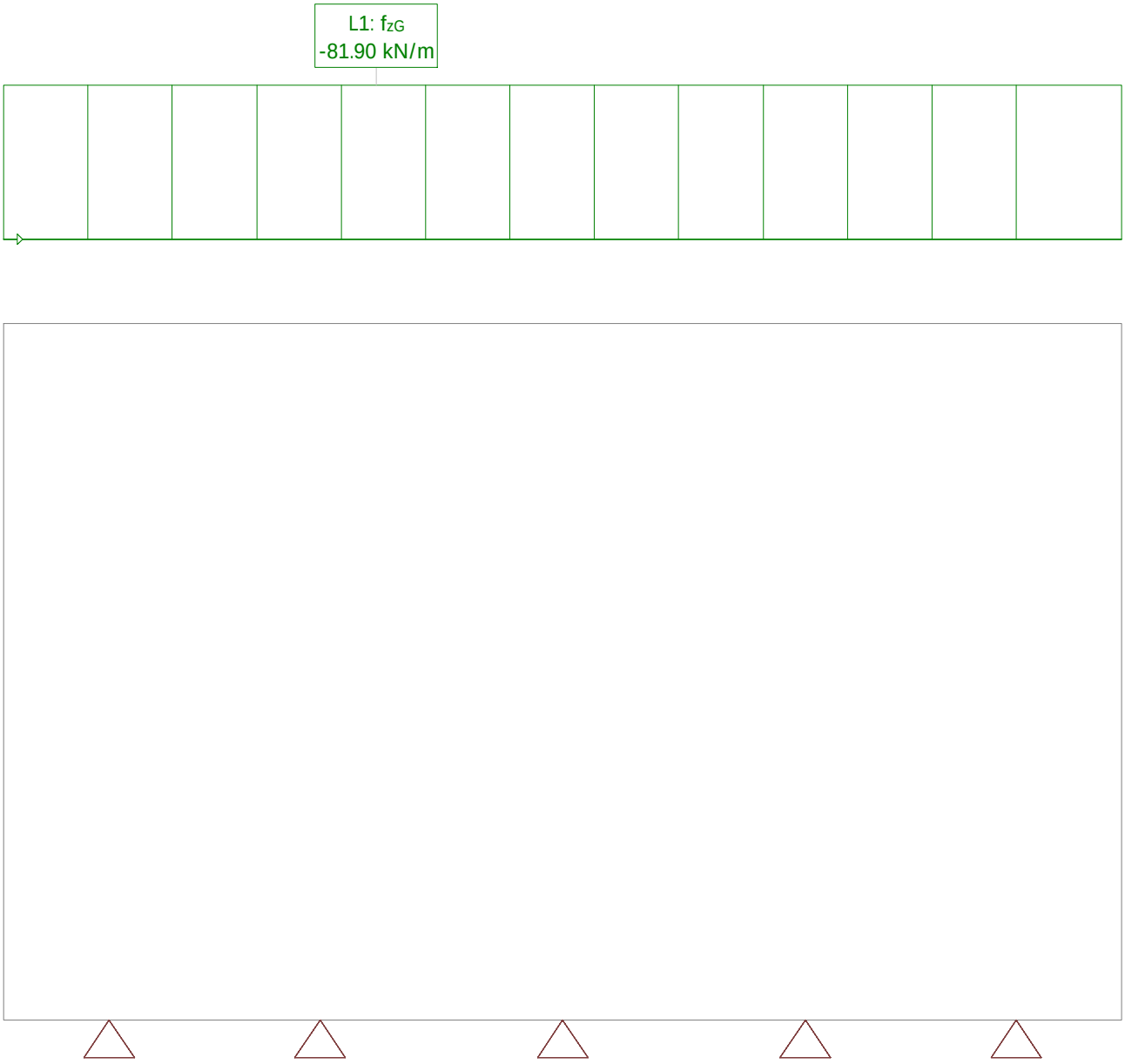
Belastung B4: Bahnlast LM2

Mstb. 1 :15.6



Belastung B5: Bahnlast LM3

Mstb. 1 :15.6



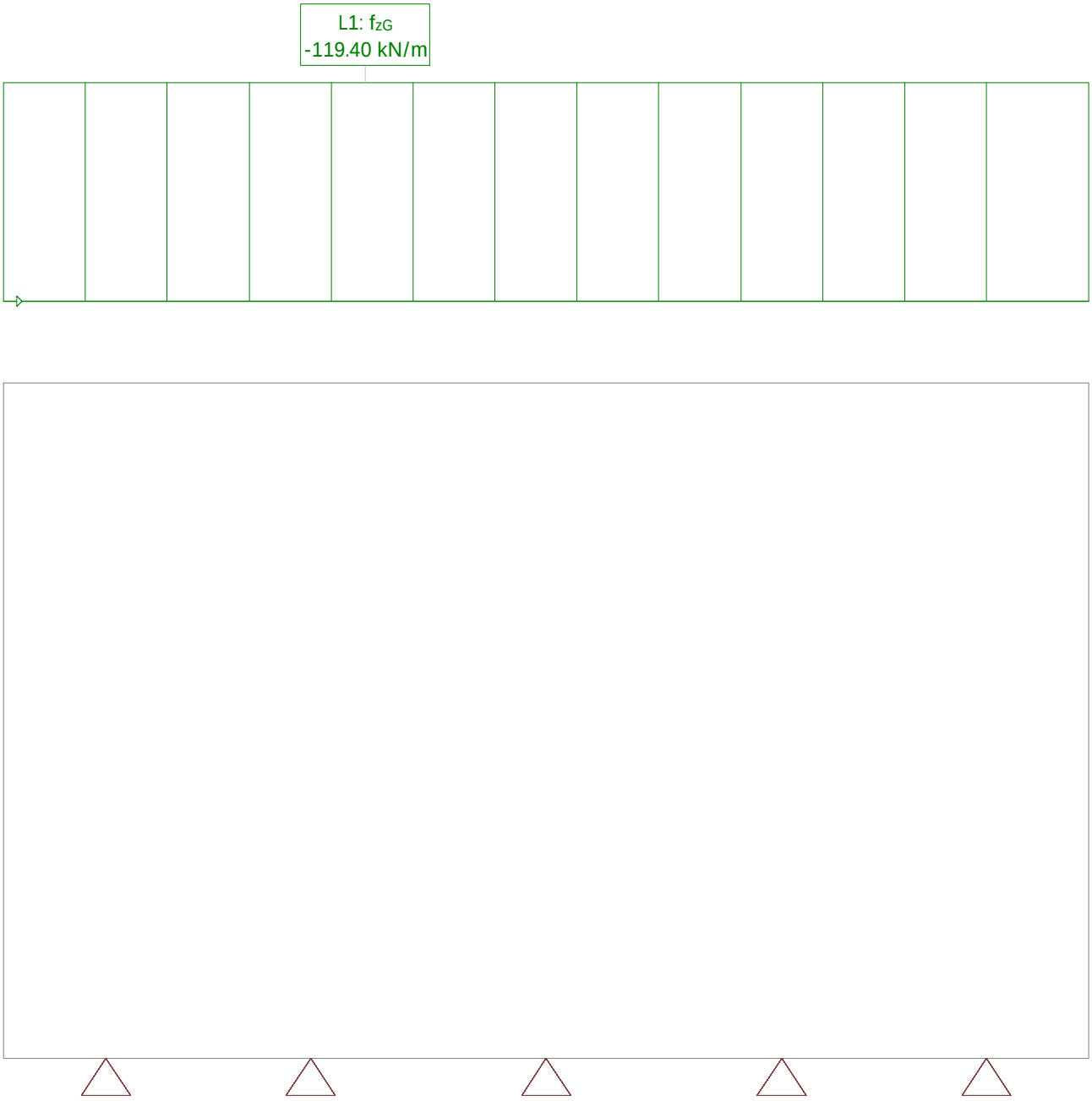
Belastung B6: Anfahrlast

Mstb. 1 :29.6



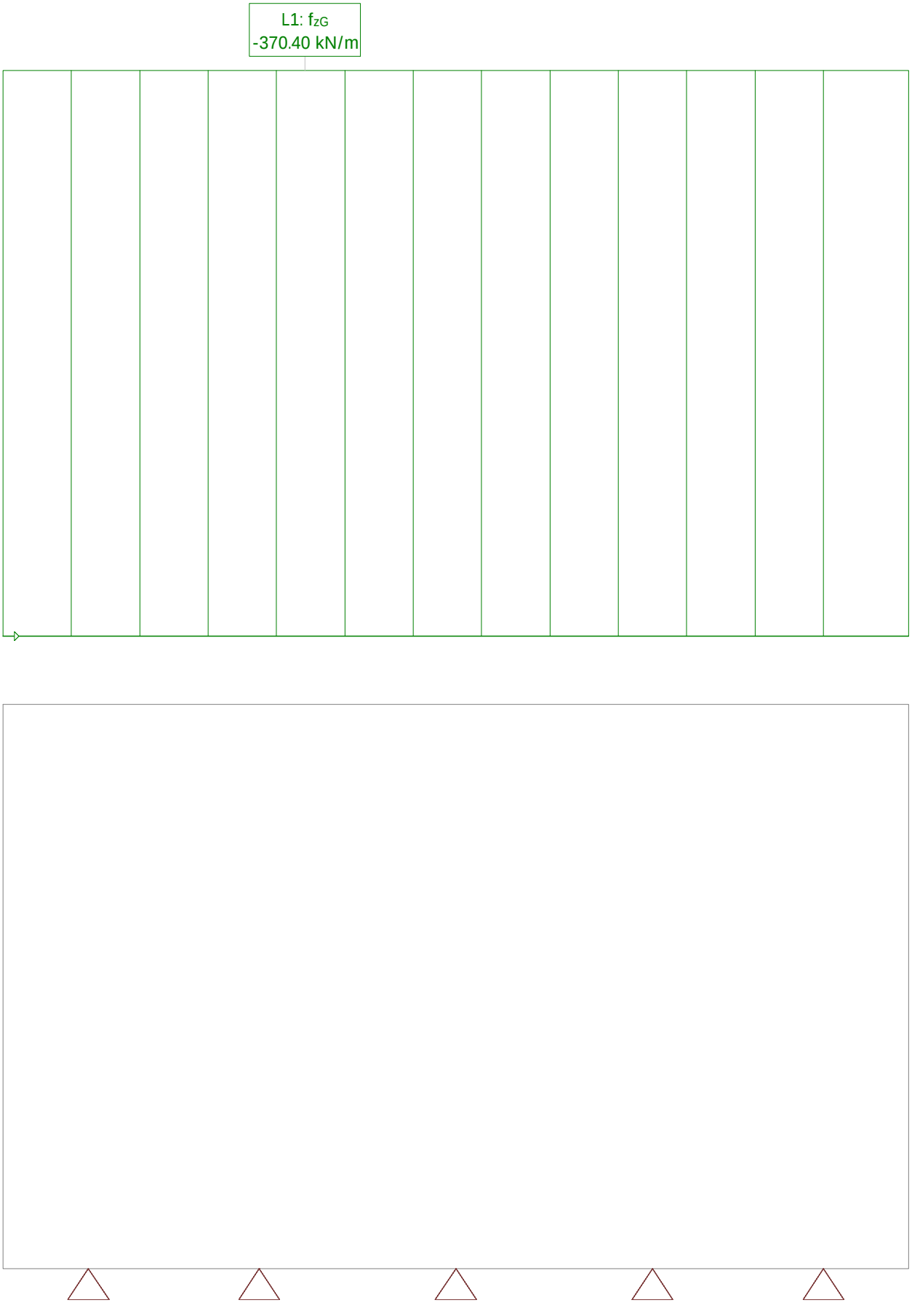
Belastung B7: Ermüdung

Mstb. 1 :15.6



Belastung B8: Entgleisung

Mstb. 1 :16.1



Belastung B9: Erdlasten

Mstb. 1 :21.7



Belastung B10: Erdlasten infolge Bahn rechts

Mstb. 1 :19.9



Belastung B11: Erdlasten infolge Bahn links

Mstb. 1 :17.5



Belastung B12: Erlasten inf Bahnl_beidseitig

Mstb. 1 :21.6

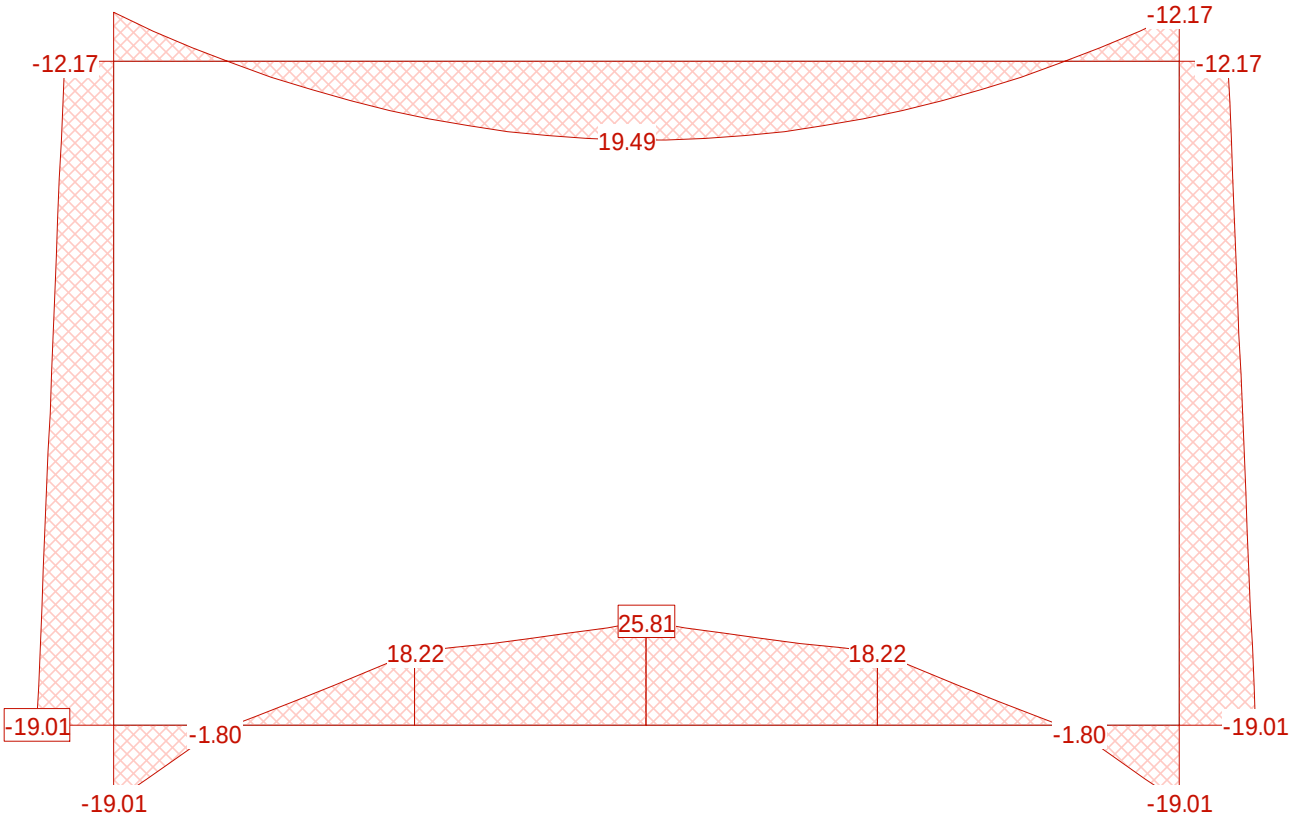


Resultatkombination

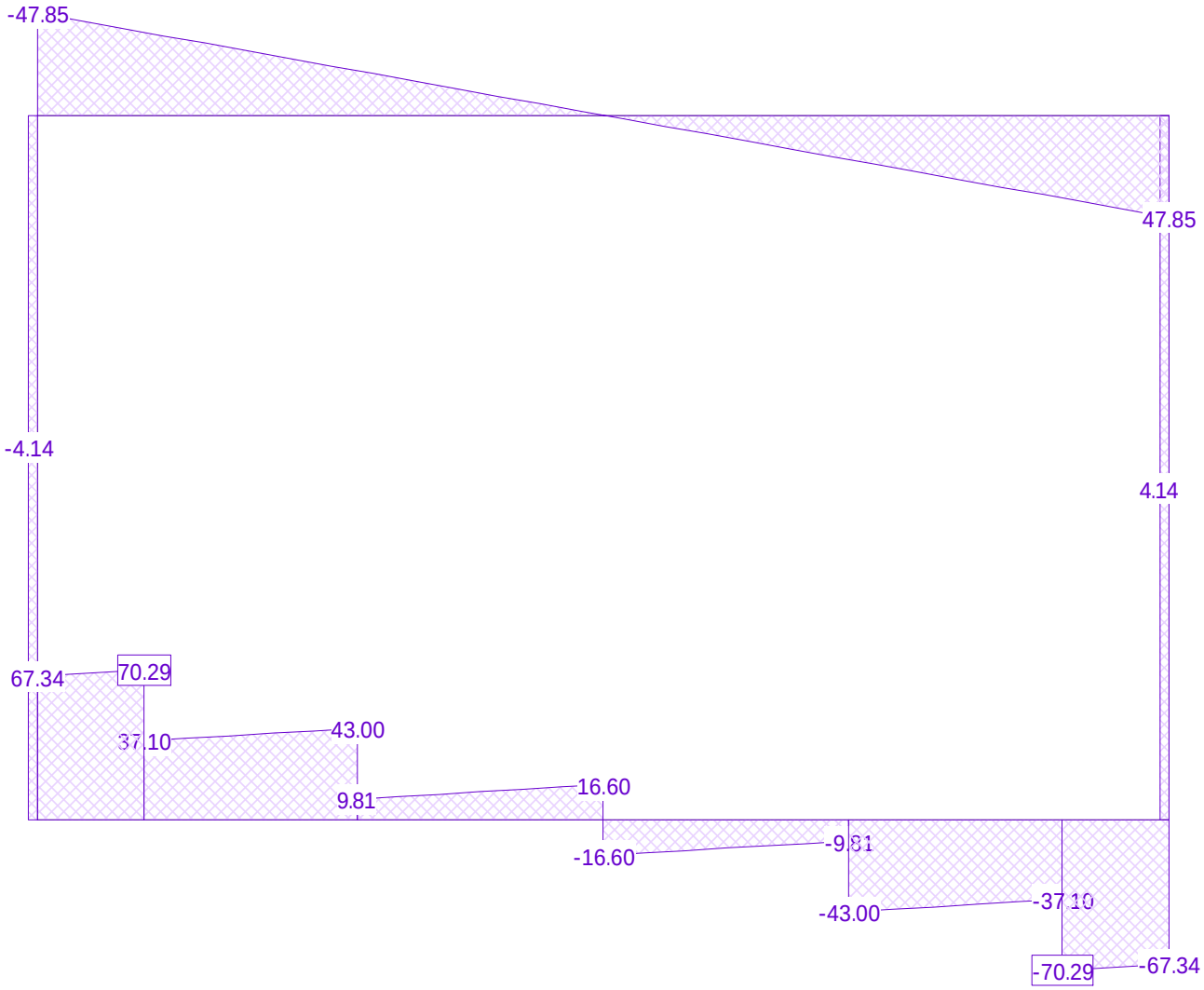
Resultatkombination Eigen-und-Auflast

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.350	Eigengewicht
B2	1.350	Auflast Schotter

Schnittkraft My [kNm] für: Eigen-und-Auflast Mstb. 1 :18.8



Schnittkraft Vz [kN] für: Eigen-und-Auflast Mstb. 1 :16.5

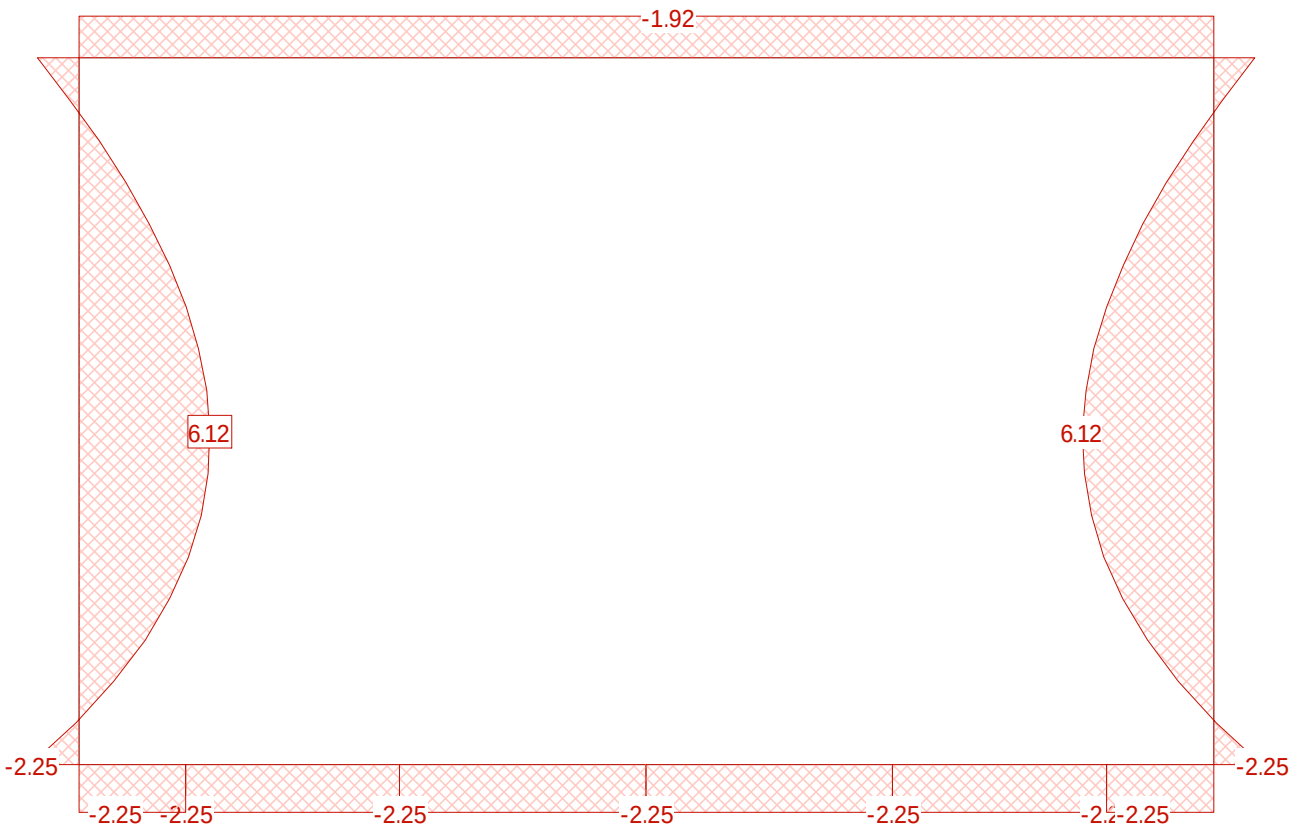


Resultatkombination

Resultatkombination Erddruck-horizontal

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B9	1.350	Erdlasten

Schnittkraft My [kNm] für: Erddruck-horizontal Mstb. 1 :17.7



Schnittkraft Vz [kN] für: Erddruck-horizontal Mstb. 1 :18.9

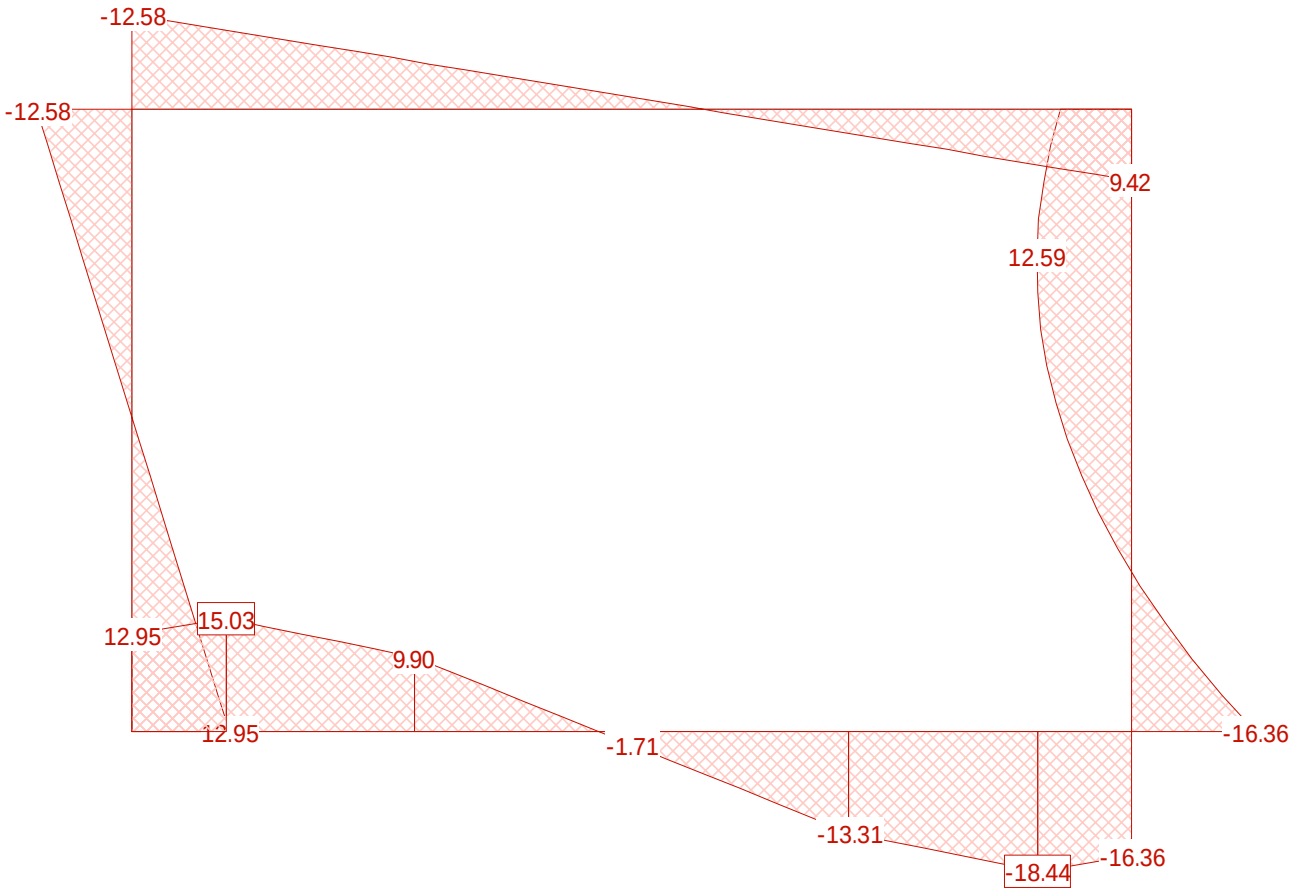


Resultatkombination

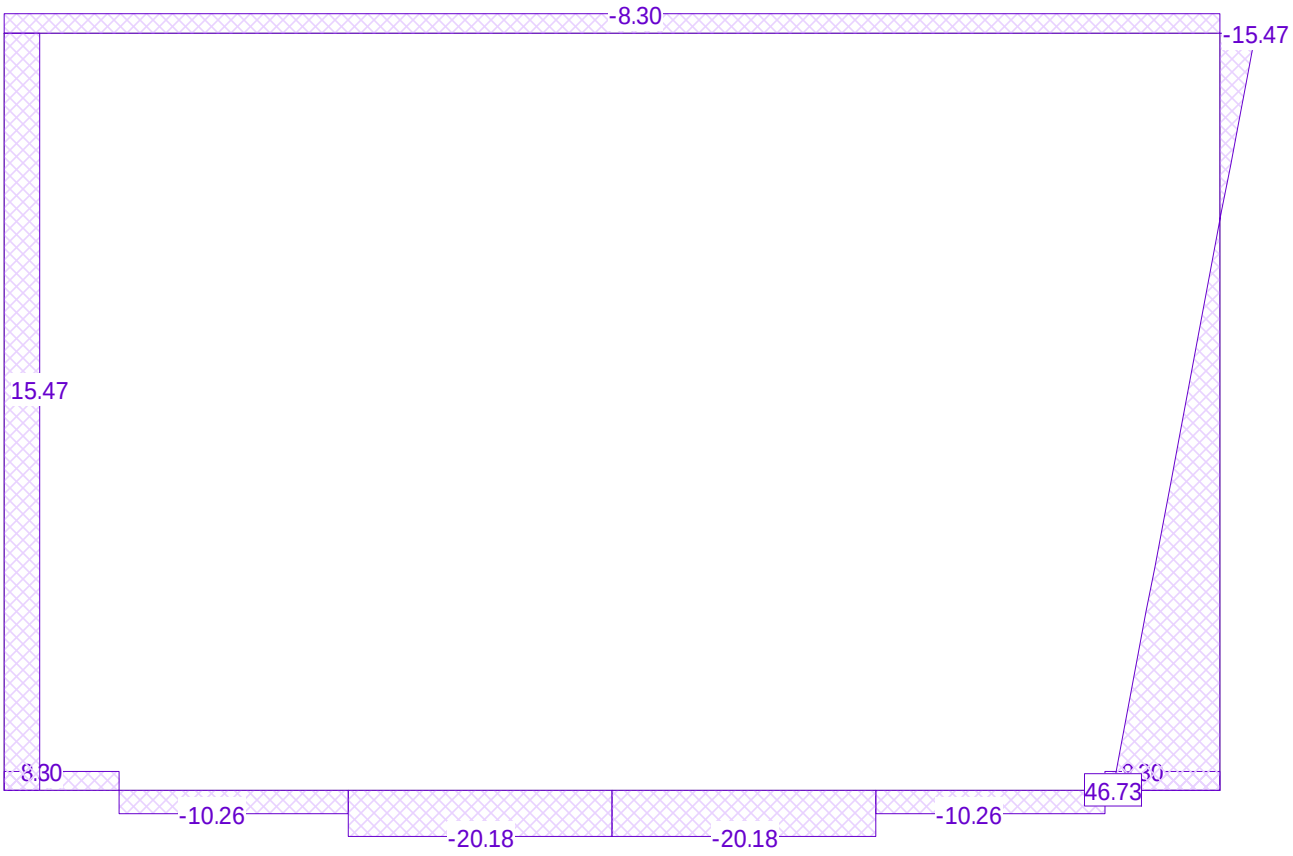
Resultatkombination Bahnlast-Pos-1

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.450	Erdlasten infolge Bahn rechts

Schnittkraft My [kNm] für: Bahnlast-Pos-1 Mstb. 1 :20.0



Schnittkraft Vz [kN] für: Bahnlast-Pos-1 Mstb. 1 :16.5

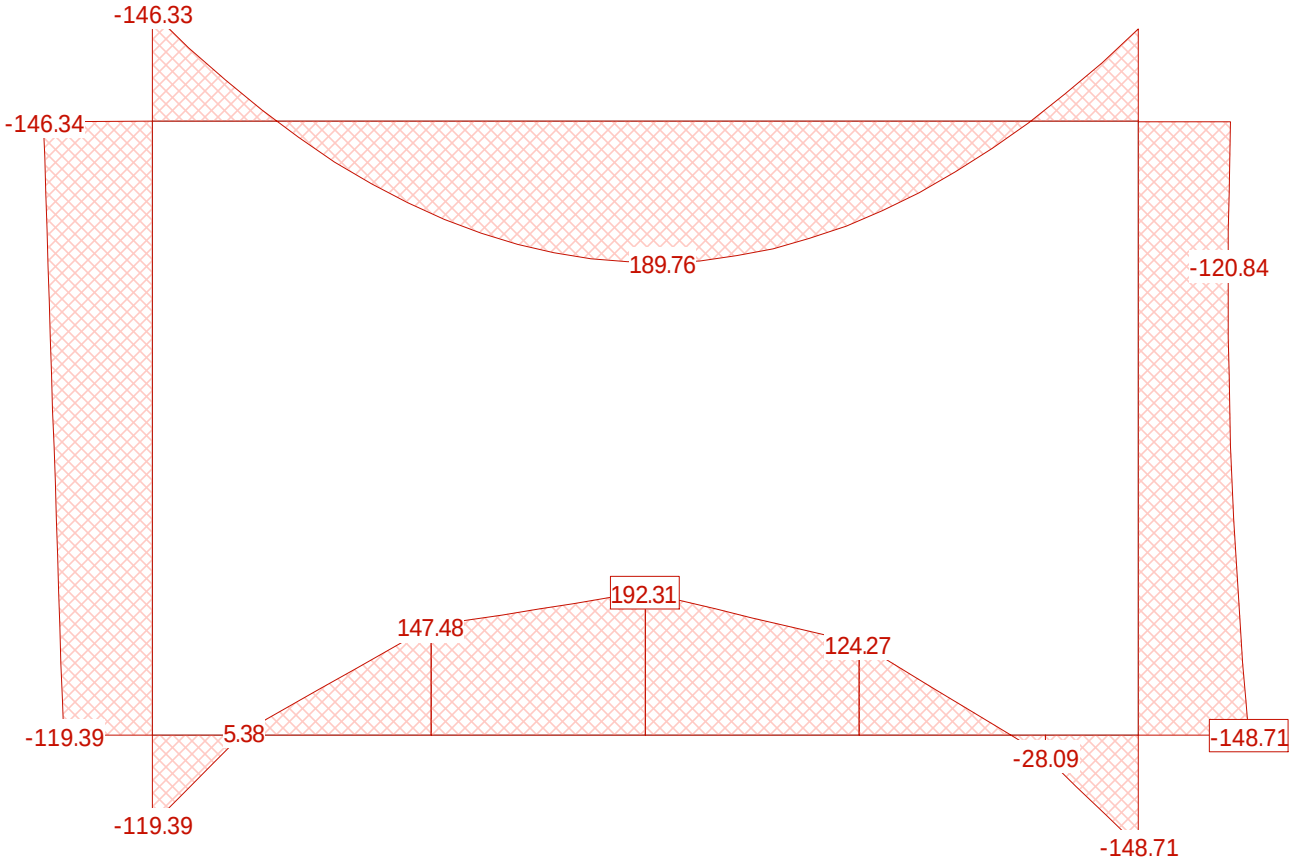


Resultatkombination

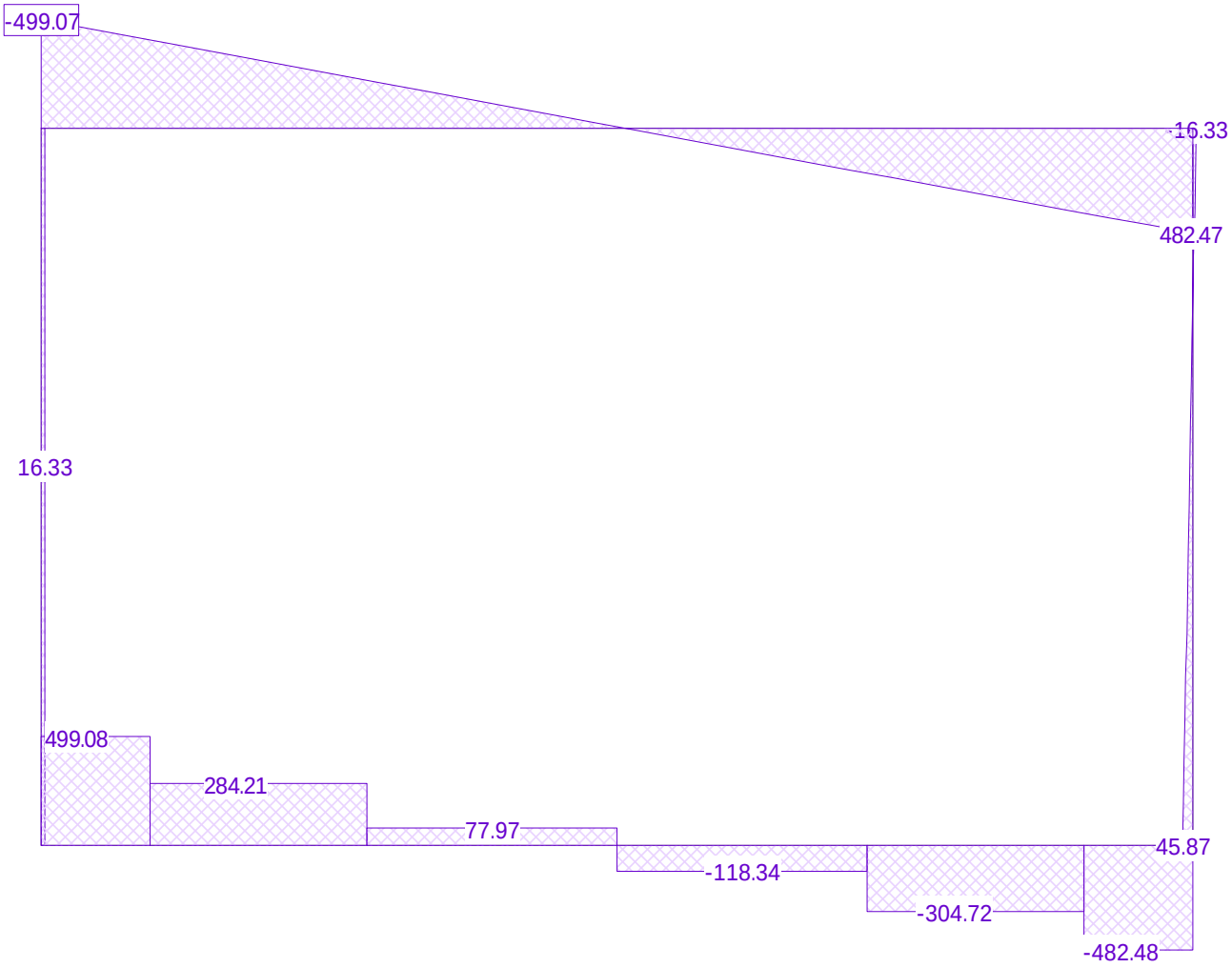
Resultatkombination Bahnlast-pos-2

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.450	Erdlasten infolge Bahn rechts
B8	1.000	Entgleisung

Schnittkraft My [kNm] für: Bahnlast-pos-2 Mstb. 1 :20.3



Schnittkraft Vz [kN] für: Bahnlast-pos-2 Mstb. 1 :16.6

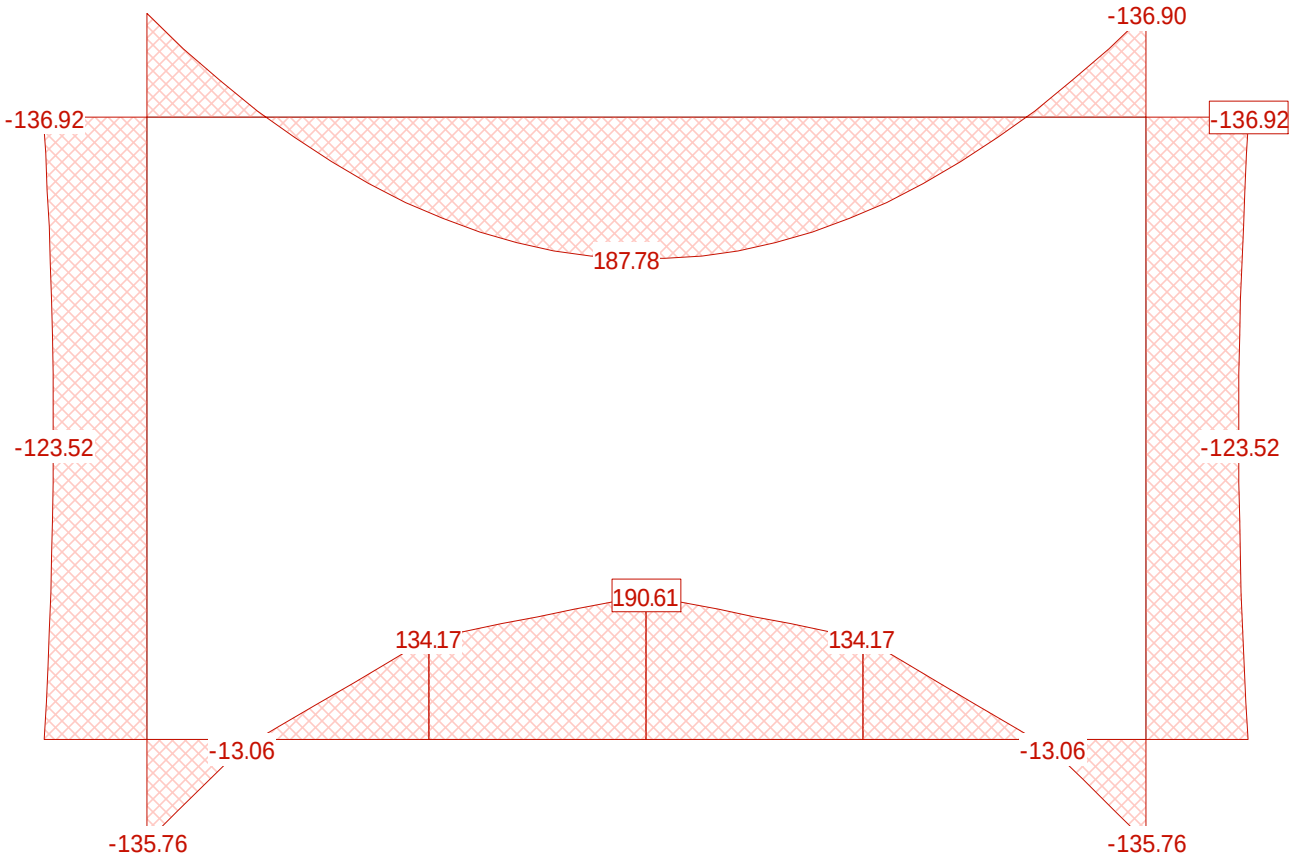


Resultatkombination

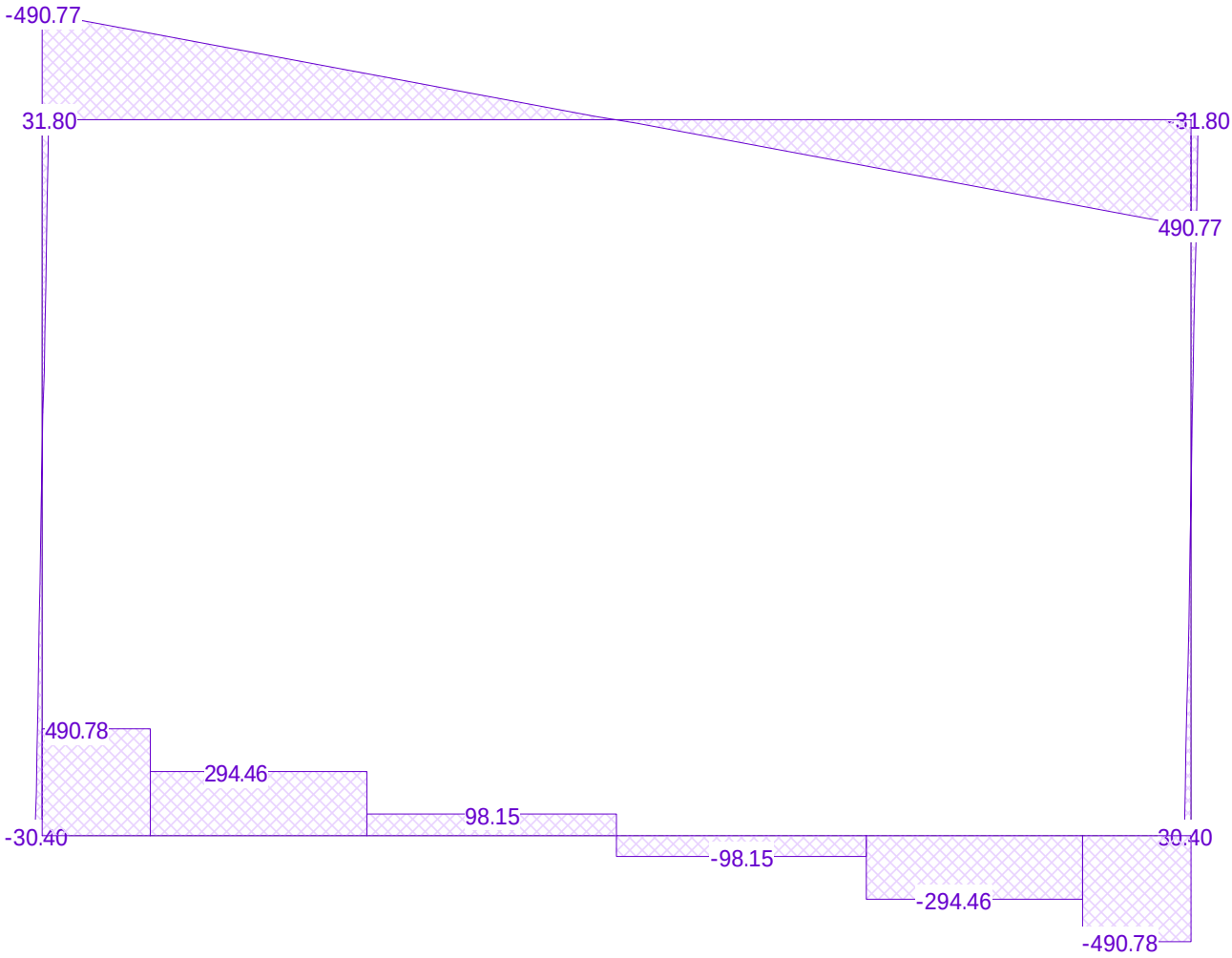
Resultatkombination Bahnlast-Pos-3

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.450	Erdlasten infolge Bahn rechts
B8	1.000	Entgleisung
B11	1.450	Erdlasten infolge Bahn links

Schnittkraft My [kNm] für: Bahnlast-Pos-3 Mstb. 1 :20.1



Schnittkraft Vz [kN] für: Bahnlast-Pos-3 Mstb. 1 :16.6

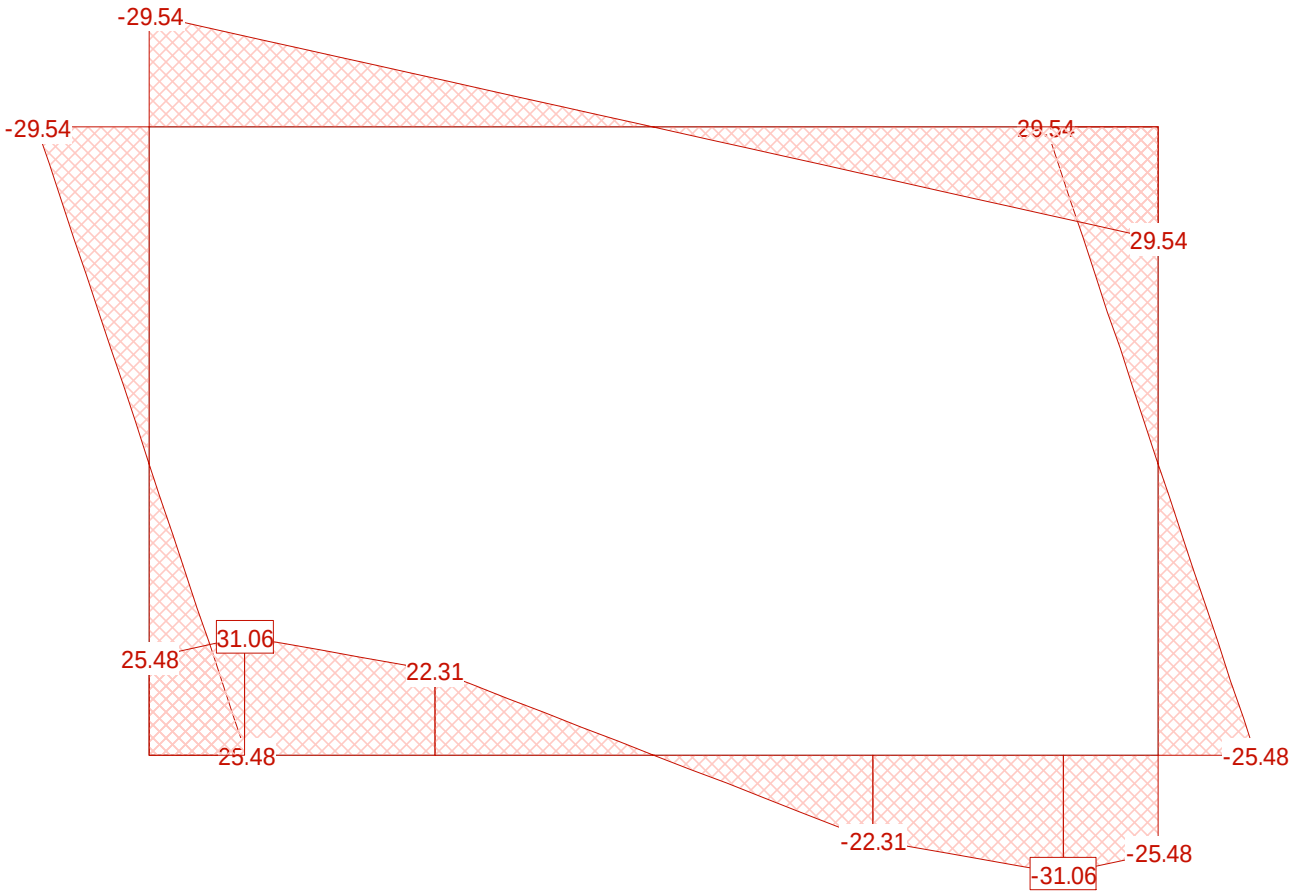


Resultatkombination

Resultatkombination Anfahrlast

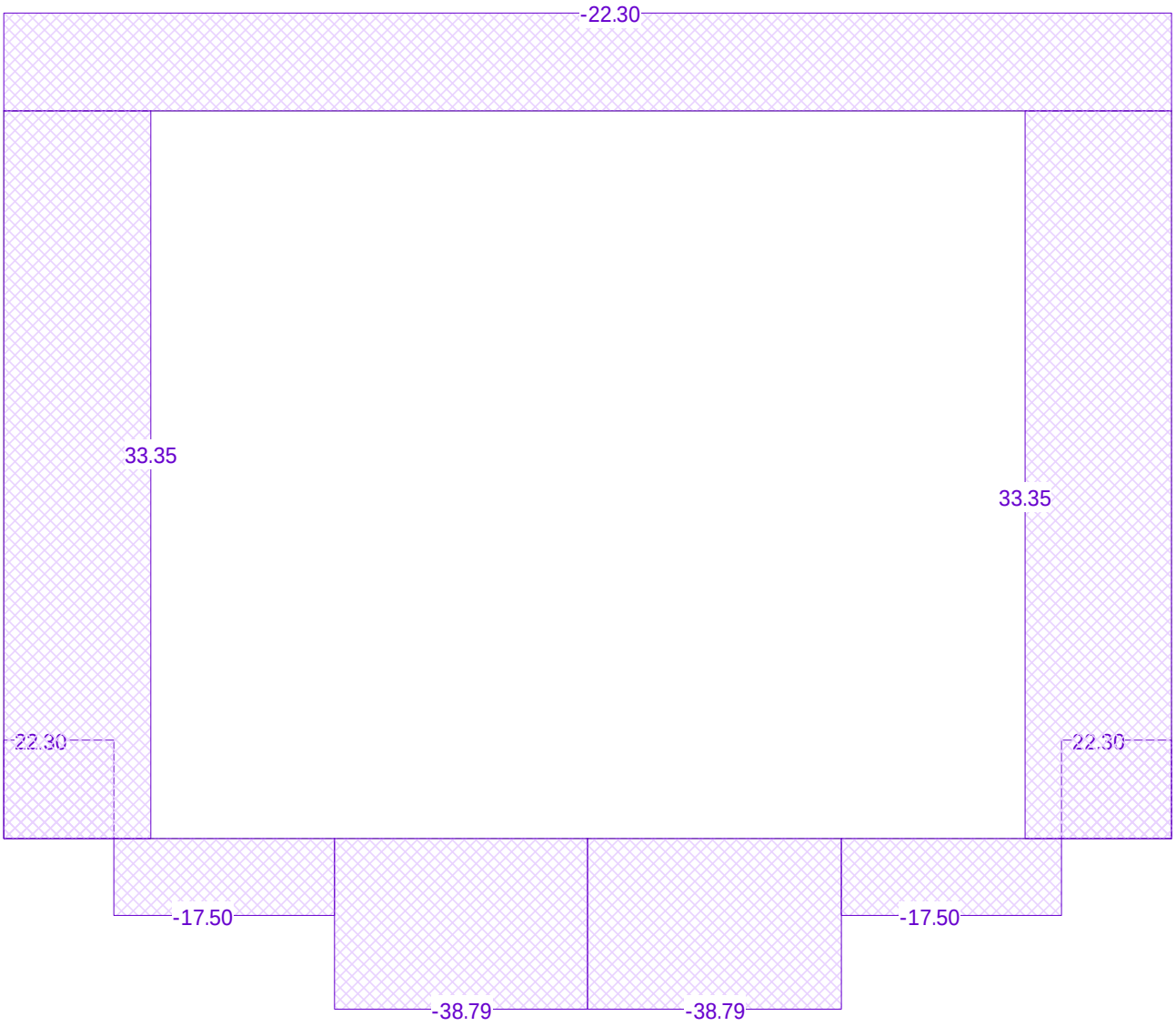
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B6	1.450	Anfahrlast

Schnittkraft My [kNm] für: Anfahrlast Mstb. 1 :19.9



Schnittkraft Vz [kN] für: Anfahrlast

Mstb. 1 :15.6

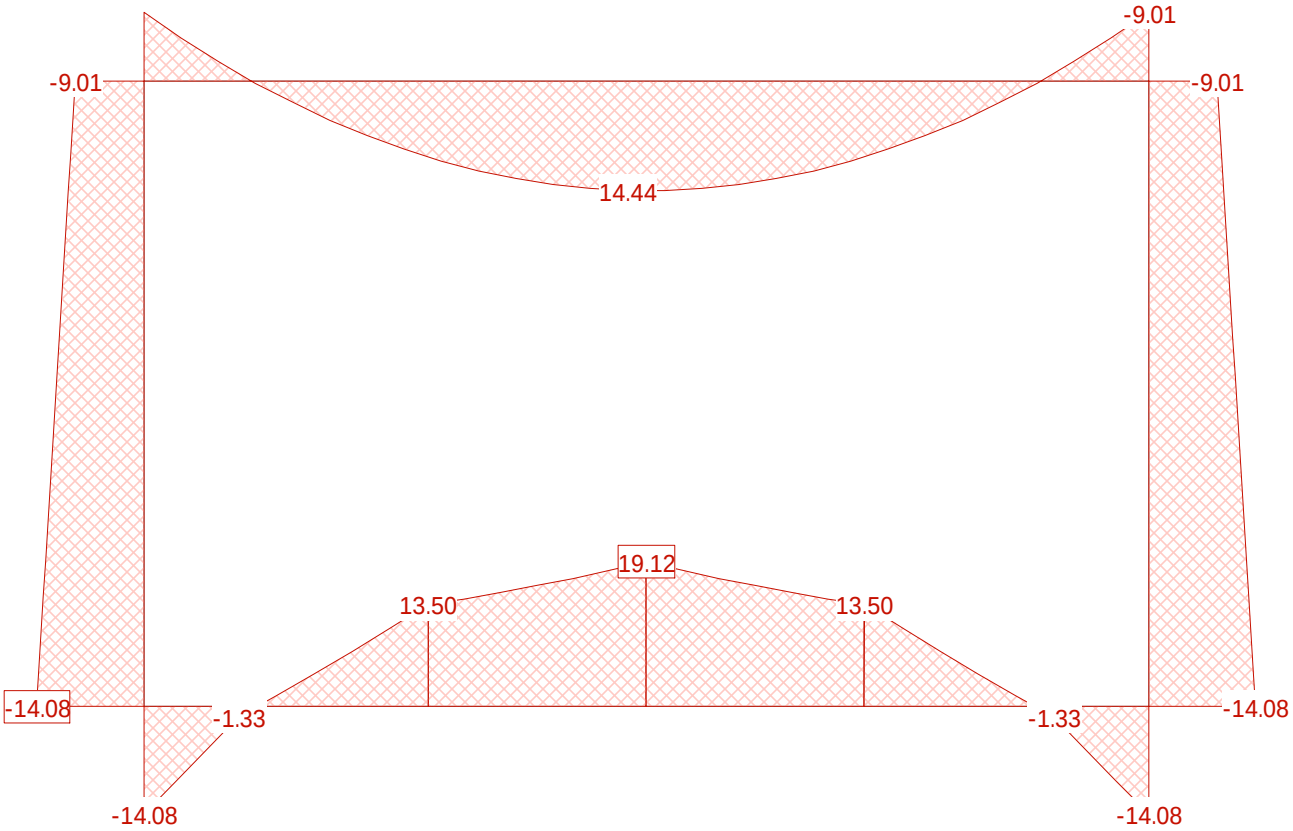


Resultatkombination

Resultatkombination Eigen-und-Auflast-Erm

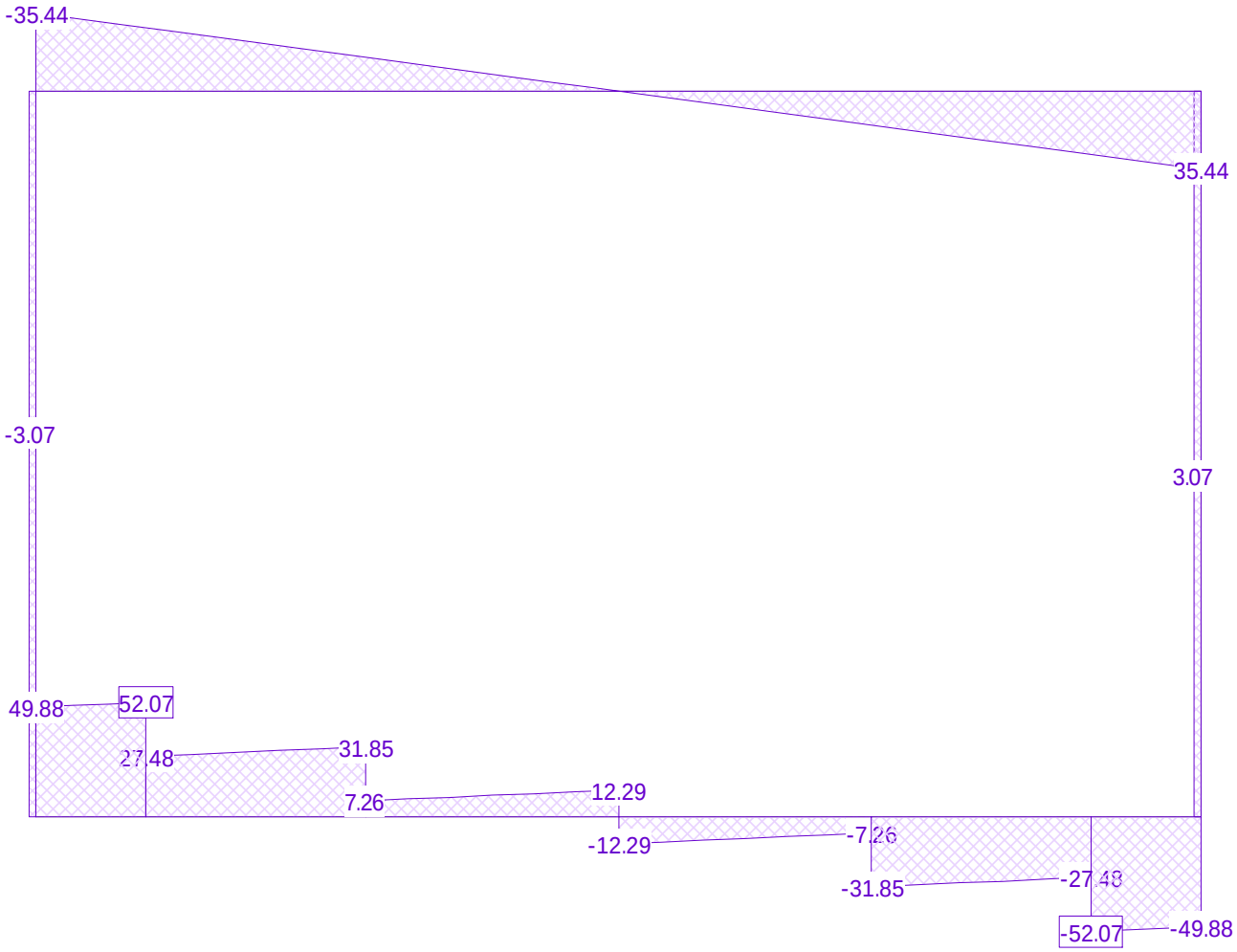
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
B2	1.000	Auflast Schotter

Schnittkraft My [kNm] für: Eigen-und-Auflast-Erm Mstb. 1 :19.9



Schnittkraft Vz [kN] für: Eigen-und-Auflast-Erm

Mstb. 1 :16.5



Resultatkombination

Resultatkombination Erddruck-horizontal-Er

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B9	1.000	Erdlasten

Schnittkraft My [kNm] für: Erddruck-horizontal-Er Mstb. 1 :17.3



Schnittkraft Vz [kN] für: Erddruck-horizontal-Er

Mstb. 1 :20.1

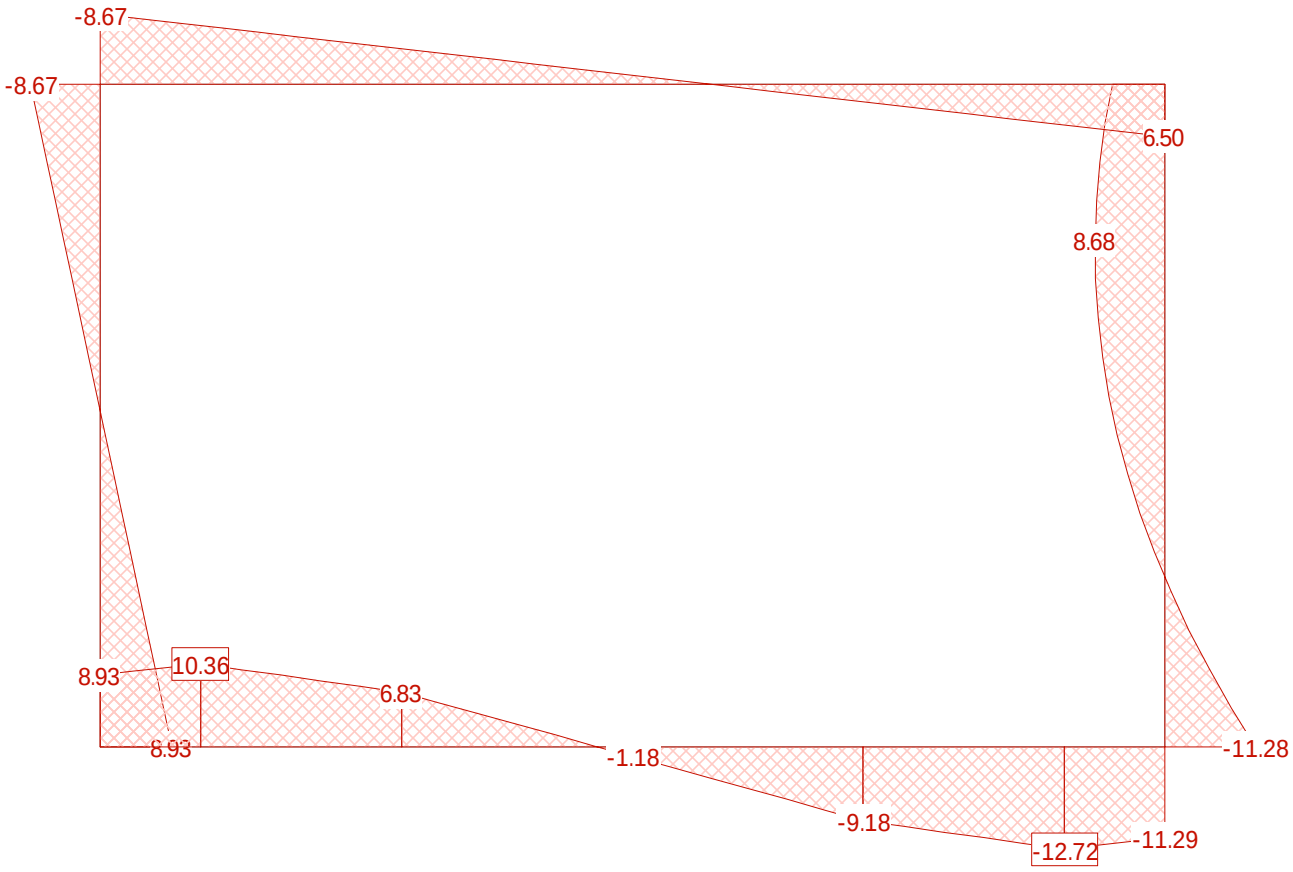


Resultatkombination

Resultatkombination Bahnlast-pos-1-Erm

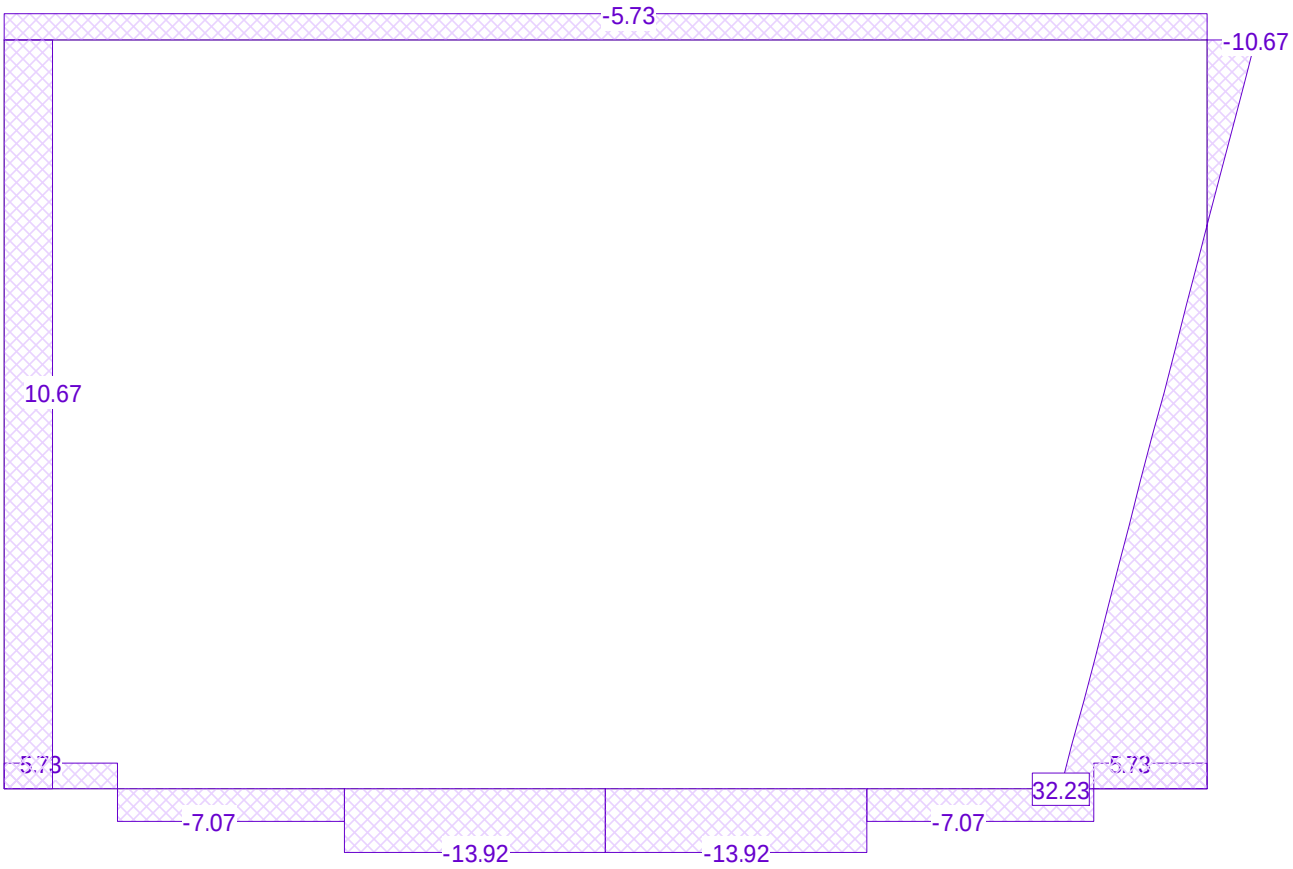
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.000	Erdlasten infolge Bahn rechts

Schnittkraft My [kNm] für: Bahnlast-pos-1-Erm Mstb. 1 :18.8



Schnittkraft Vz [kN] für: Bahnlast-pos-1-Erm

Mstb. 1 :16.7

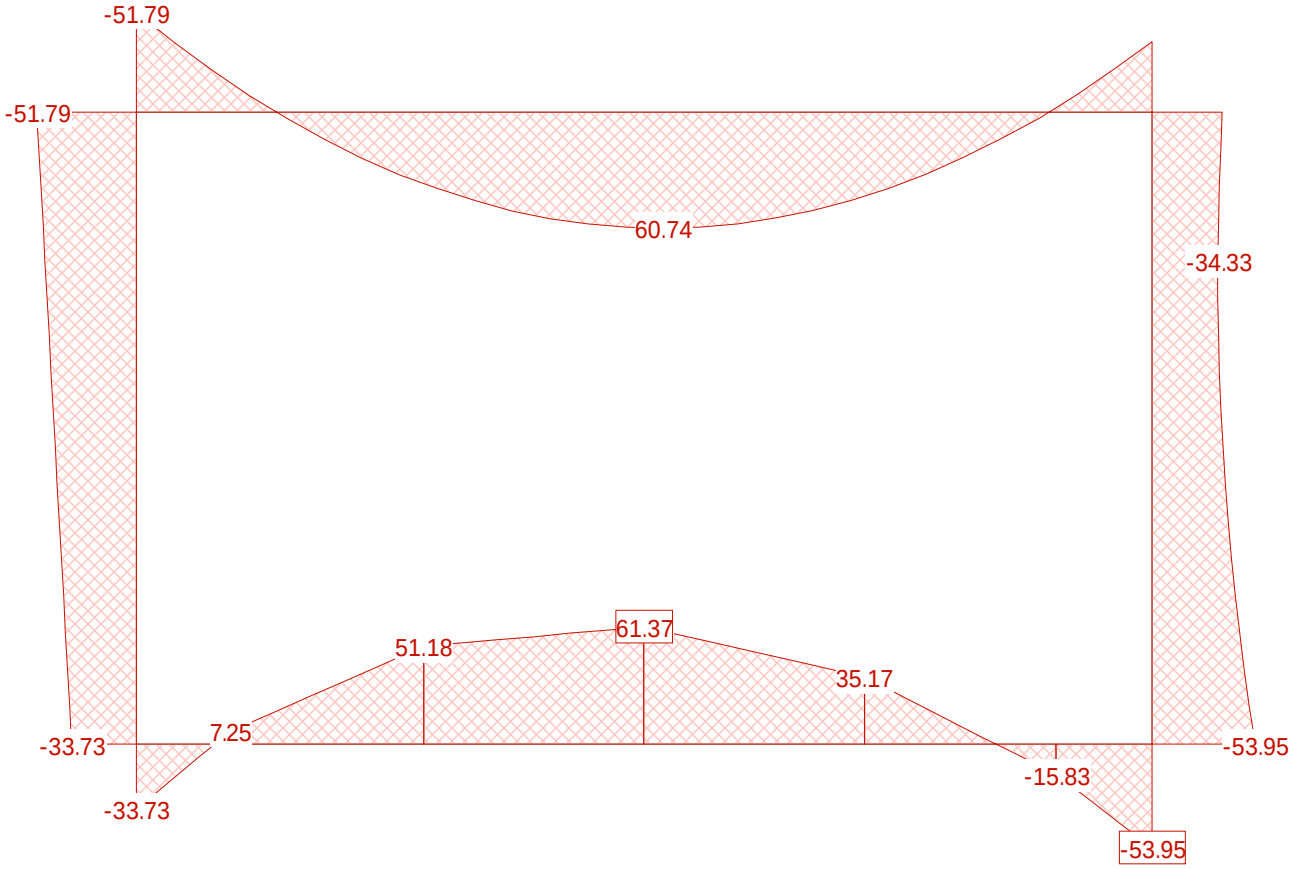


Resultatkombination

Resultatkombination Bahnlast-pos-2-Erm

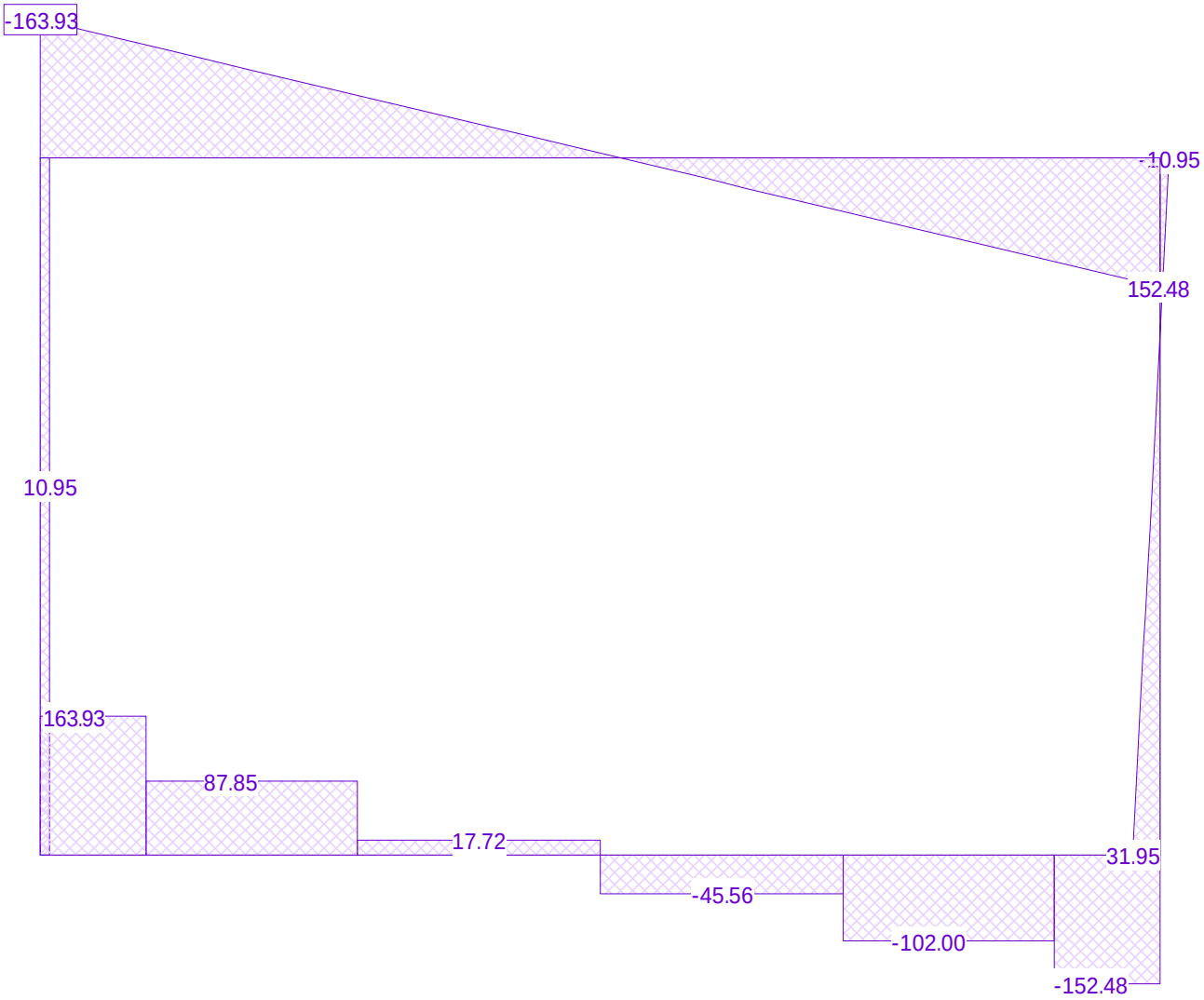
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.000	Erdlasten infolge Bahn rechts
B7	1.000	Ermüdung

Schnittkraft My [kNm] für: Bahnlast-pos-2-Erm Mstb. 1 :19.7



Schnittkraft Vz [kN] für: Bahnlast-pos-2-Erm

Mstb. 1 :16.7

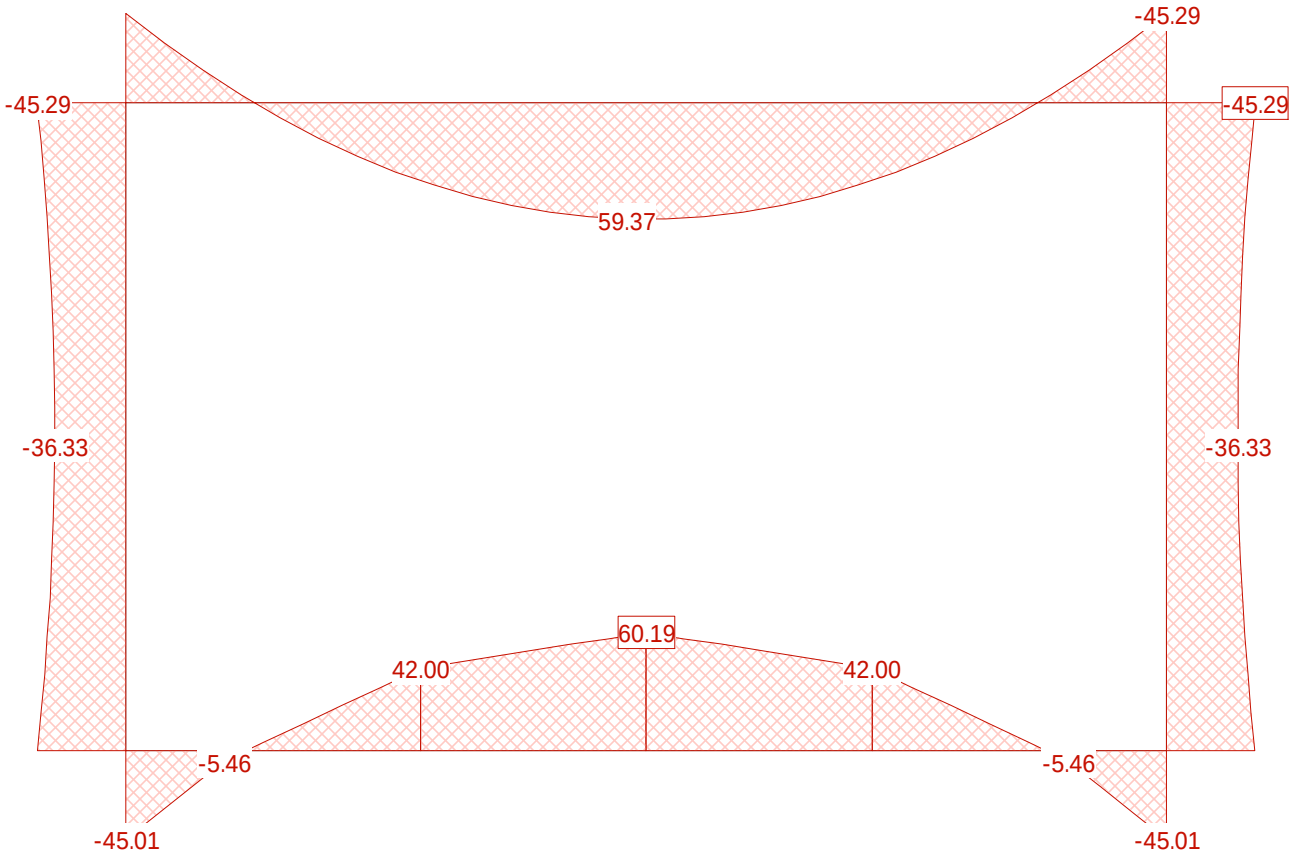


Resultatkombination

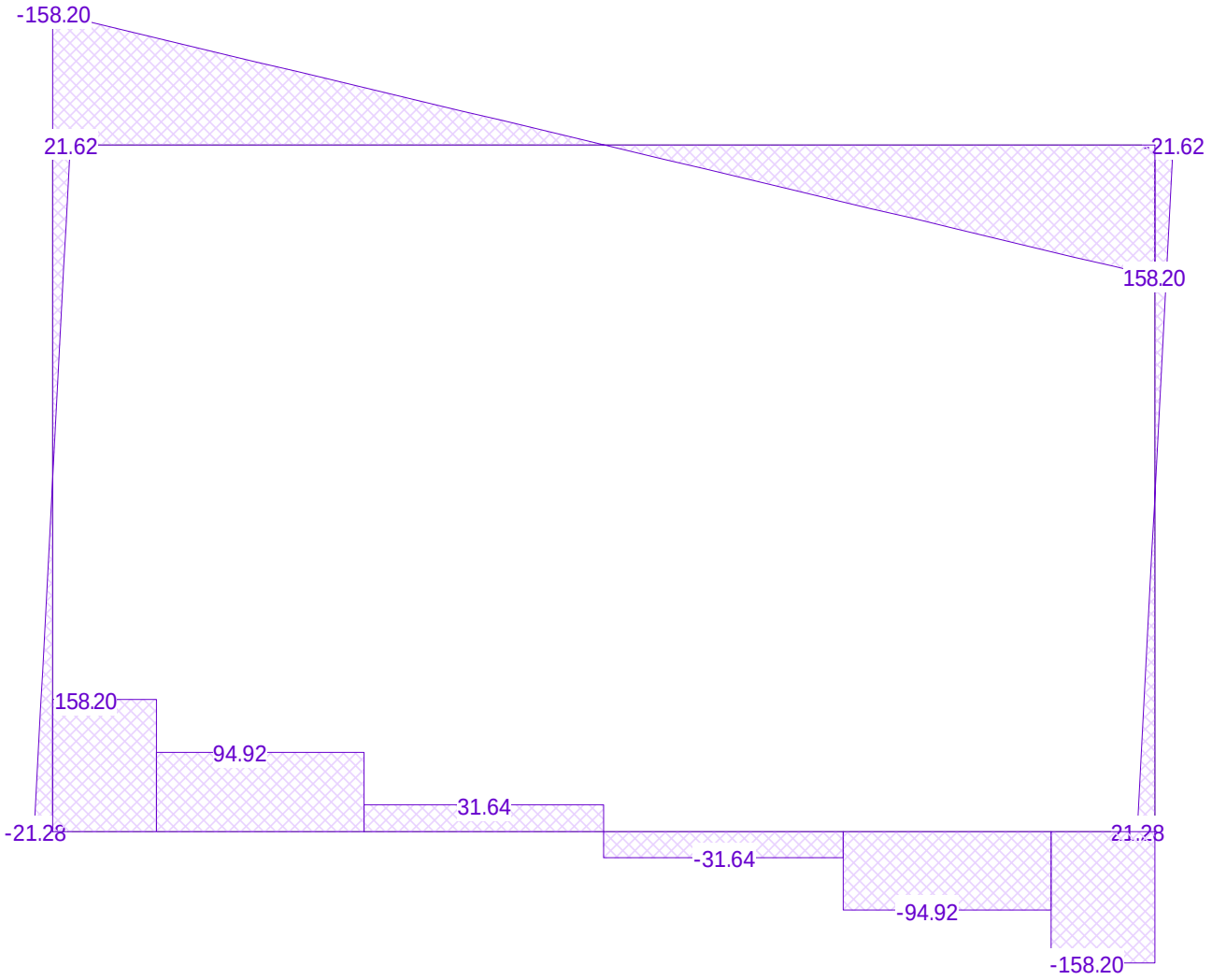
Resultatkombination Bahnlast-Pos-3-Erm

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.000	Erdlasten infolge Bahn rechts
B11	1.000	Erdlasten infolge Bahn links
B7	1.000	Ermüdung

Schnittkraft My [kNm] für: Bahnlast-Pos-3-Erm Mstb. 1 :19.3



Schnittkraft Vz [kN] für: Bahnlast-Pos-3-Erm Mstb. 1 :17.0



Grenzwertspezifikation: GZT2

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Einwirkung			Einwirkungskombinationen									
Nr	Name	Fak	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Eigenlast	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
2	Auflasten	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
3	Erddruck ständig	1	1.35	1.35	1.35	0.7	0.7	0.7	1.35	0.7	1.35	1.35
4	Erddruck Bahnlast	1	1.45	1.45	1.45	0.7	0.7	0.7				
5	Entgleisung	1										
	Set Bahnverkehr-N											
6	Lastmodell 1	1	1.45			1.45					1.45	
7	Lastmodell 2	1		1.45			1.45					1.45
8	Lastmodell 3	1			1.2			1.2				
9	Anfahr-/Bremskräfte	1	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45			1.45	1.45

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Einwirkungskombinationen - Fortsetzung

	Einwirkungskombinationen						
Nr	11	12	13	14	15	16	
1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
3	1.35	0.7	0.7	0.7	1.35	0.7	
4					1.45	0.7	
5					1	1	
6		1.45					
7			1.45				
8	1.2			1.2			
9	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	

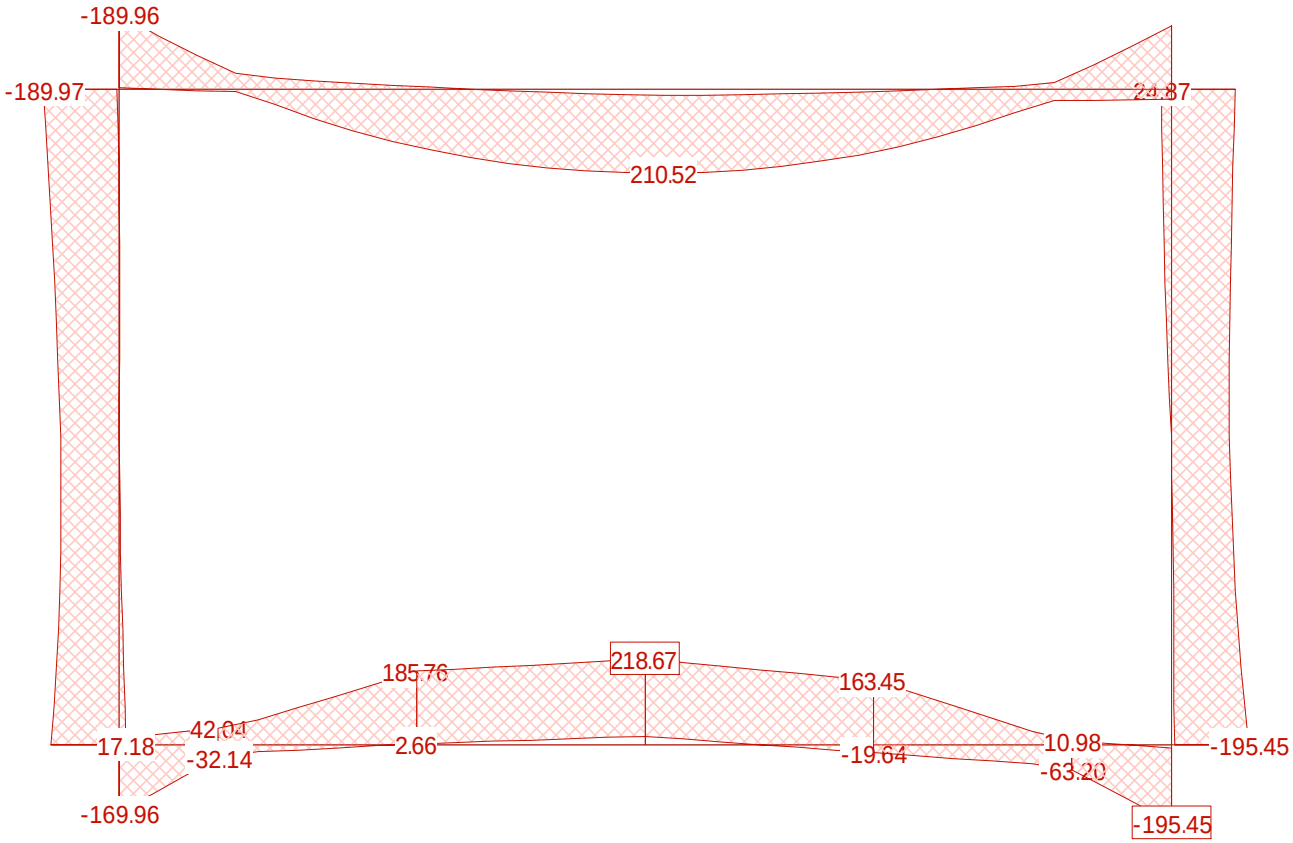
Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation GZT2

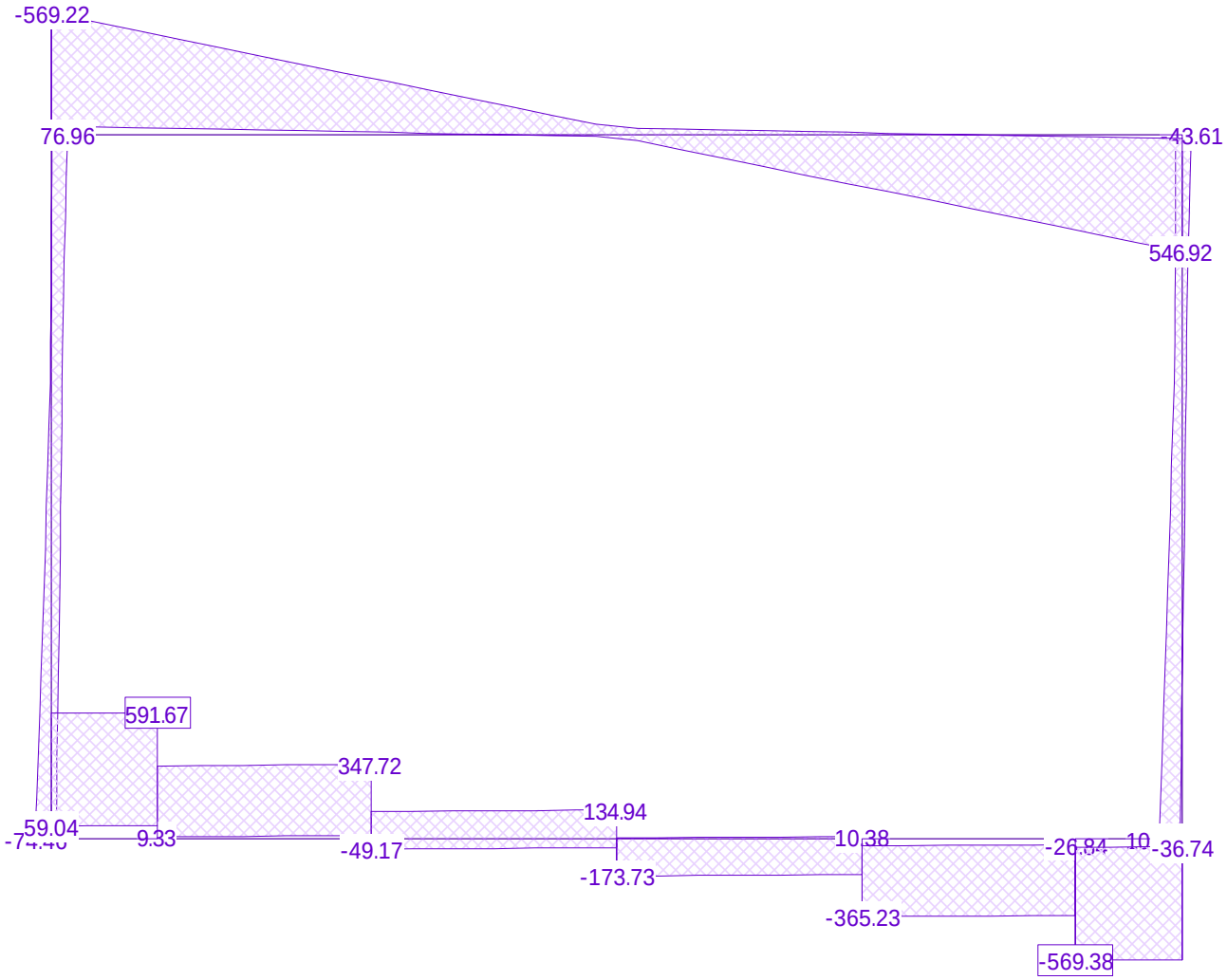
Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		B2 Auflast Schotter	1.000	
Erddruck ständig		ständig		B9 Erdlasten	1.000	
Erddruck Bahnlast		wo massgebend	entwede	B10 Erdlasten infolge Bahn rechts	1.000	
			oder	B11 Erdlasten infolge Bahn links	1.000	
			oder	B12 Erlasten inf Bahnl_beidseitig	1.000	
Entgleisung		wo massgebend		B8 Entgleisung	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend		B3 Bahnlast LM1	1.000	
Lastmodell 2		wo massgebend		B4 Bahnlast LM2	1.000	
Lastmodell 3		wo massgebend		B5 Bahnlast LM3	1.000	
Anfahr-/Bremskräfte		wo massgebend		B6 Anfahrlast	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Schnittkraftgrenzwerte My [kNm] für: GZT2 Mstb. 1 :19.0



Schnittkraftgrenzwerte Vz [kN] für: GZT2 Mstb. 1 :16.8



Grenzwertspezifikation: GZG-staendig

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Gebrauchstauglichkeit quasi-ständige Kombination

Einwirkungskombinationen

Einwirkung			Einwirkungskombinationen
Nr	Name	Fak	1
1	Eigenlast	1	1
2	Auflasten	1	1
3	Erddruck ständig	1	1
4	Erddruck Bahnlast	1	
	Set Bahnverkehr-N		
5	Lastmodell 1	1	
6	Lastmodell 2	1	
7	Lastmodell 3	1	
8	Anfahr-/Bremskräfte	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation GZG-staendig

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		B2 Auflast Schotter	1.000	
Erddruck ständig		ständig		B9 Erdlasten	1.000	
Erddruck Bahnlast		wo massgebend	entwede	B10 Erdlasten infolge Bahn rechts	1.000	
			oder	B11 Erdlasten infolge Bahn links	1.000	
			oder	B12 Erlasten inf Bahnl_beidseitig	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend		B3 Bahnlast LM1	1.000	
Lastmodell 2		wo massgebend		B4 Bahnlast LM2	1.000	
Lastmodell 3		wo massgebend		B5 Bahnlast LM3	1.000	
Anfahr-/Bremskräfte		wo massgebend		B6 Anfahrlast	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: GZG-selten

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Gebrauchstauglichkeit seltene Kombination

Einwirkungskombinationen

Einwirkung			Einwirkungskombinationen			
Nr	Name	Fak	1	2	3	
1	Eigenlast	1	1	1	1	
2	Auflasten	1	1	1	1	
3	Erddruck ständig	1	0.7	0.7	0.7	
4	Erddruck Bahnlast	1	0.7	0.7	0.7	
	Set Bahnverkehr-N					
5	Lastmodell 1	1	1			
6	Lastmodell 2	1		1		
7	Lastmodell 3	1				
8	Anfahr-/Bremskräfte	1	1	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation GZG-selten

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		B2 Auflast Schotter	1.000	
Erddruck ständig		ständig		B9 Erdlasten	1.000	
Erddruck Bahnlast		wo massgebend	entwede	B10 Erdlasten infolge Bahn rechts	1.000	
			oder	B11 Erdlasten infolge Bahn links	1.000	
			oder	B12 Erlasten inf Bahnl_beidseitig	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend		B3 Bahnlast LM1	1.000	
Lastmodell 2		wo massgebend		B4 Bahnlast LM2	1.000	
Lastmodell 3		wo massgebend		B5 Bahnlast LM3	1.000	
Anfahr-/Bremskräfte		wo massgebend		B6 Anfahrlast	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: GZG-haeufig

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Gebrauchstauglichkeit häufige Kombination

Einwirkungskombinationen

Einwirkung			Einwirkungskombinationen				
Nr	Name	Fak	1	2	3	4	
1	Eigenlast	1	1	1	1	1	
2	Auflasten	1	1	1	1	1	
3	Erddruck ständig	1	0.7	0.7	0.7	0.7	
4	Erddruck Bahnlast	1	0.7	0.7	0.7	0.7	
	Set Bahnverkehr-N						
5	Lastmodell 1	1		1			
6	Lastmodell 2	1			1		
7	Lastmodell 3	1					

Einwirkung			Einwirkungskombinationen				
Nr	Name	Fak	1	2	3	4	
8	Anfahr-/Bremskräfte	1		1	1		

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

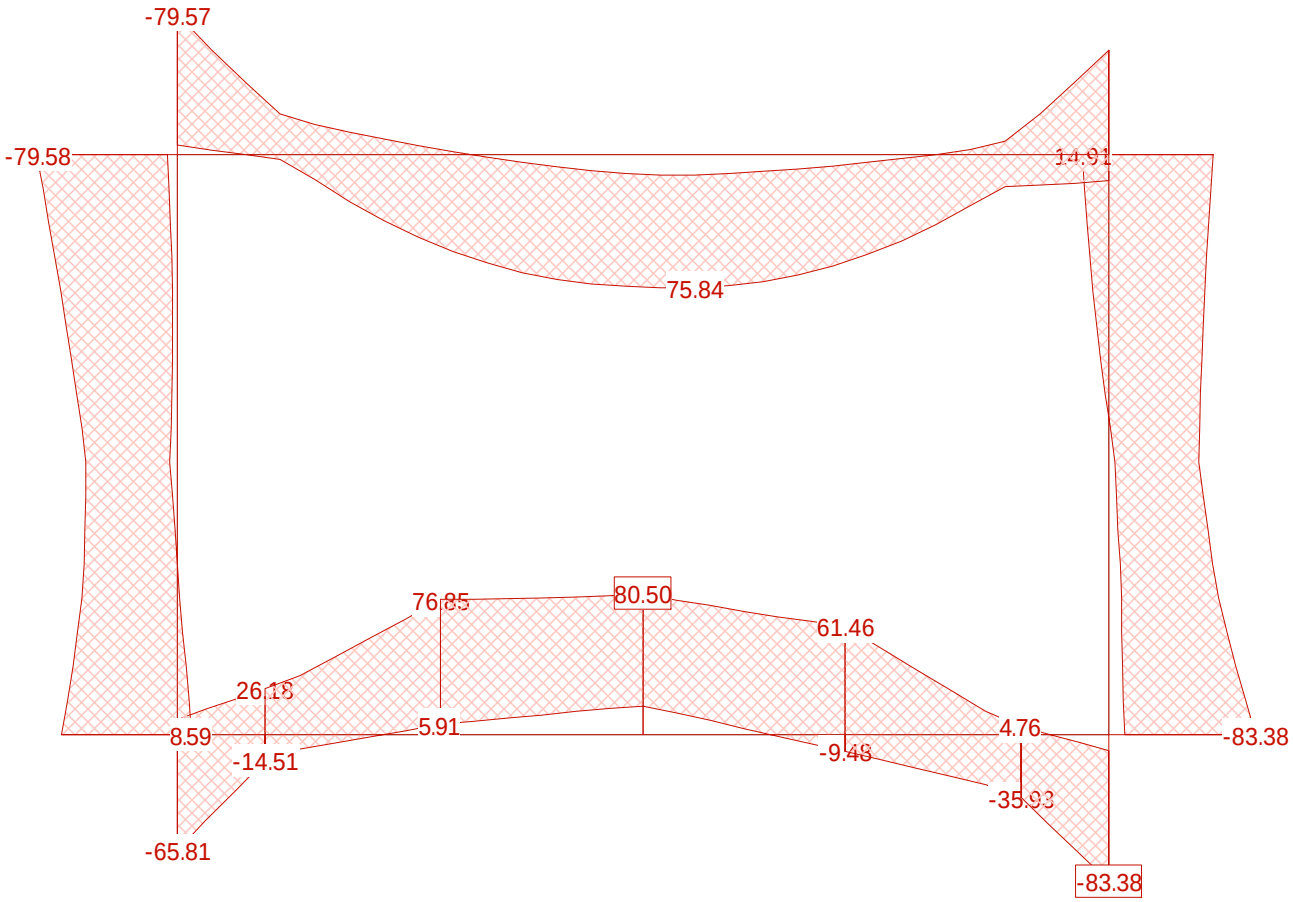
Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation GZG-haeufig

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		B2 Auflast Schotter	1.000	
Erddruck ständig		ständig		B9 Erdlasten	1.000	
Erddruck Bahnlast		wo massgebend	entwede	B10 Erdlasten infolge Bahn rechts	1.000	
			oder	B11 Erdlasten infolge Bahn links	1.000	
			oder	B12 Erlasten inf Bahnl_beidseitig	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend		B3 Bahnlast LM1	1.000	
Lastmodell 2		wo massgebend		B4 Bahnlast LM2	1.000	
Lastmodell 3		wo massgebend		B5 Bahnlast LM3	1.000	
Anfahr-/Bremskräfte		wo massgebend		B6 Anfahrlast	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Schnittkraftgrenzwerte My [kNm] für: GZG-haeufig Mstb. 1 :21.5



Grenzwertspezifikation: Ermüdung

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Einwirkung			Einwirkungskombinationen		
Nr	Name	Fak	1	2	
1	Eigenlast	1	1	1	
2	Auflasten	1	1	1	
3	Erddruck ständig	1	1	1	
4	Ermüdung	1	1		
5	Erddruck Bahnlast	1	1		

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

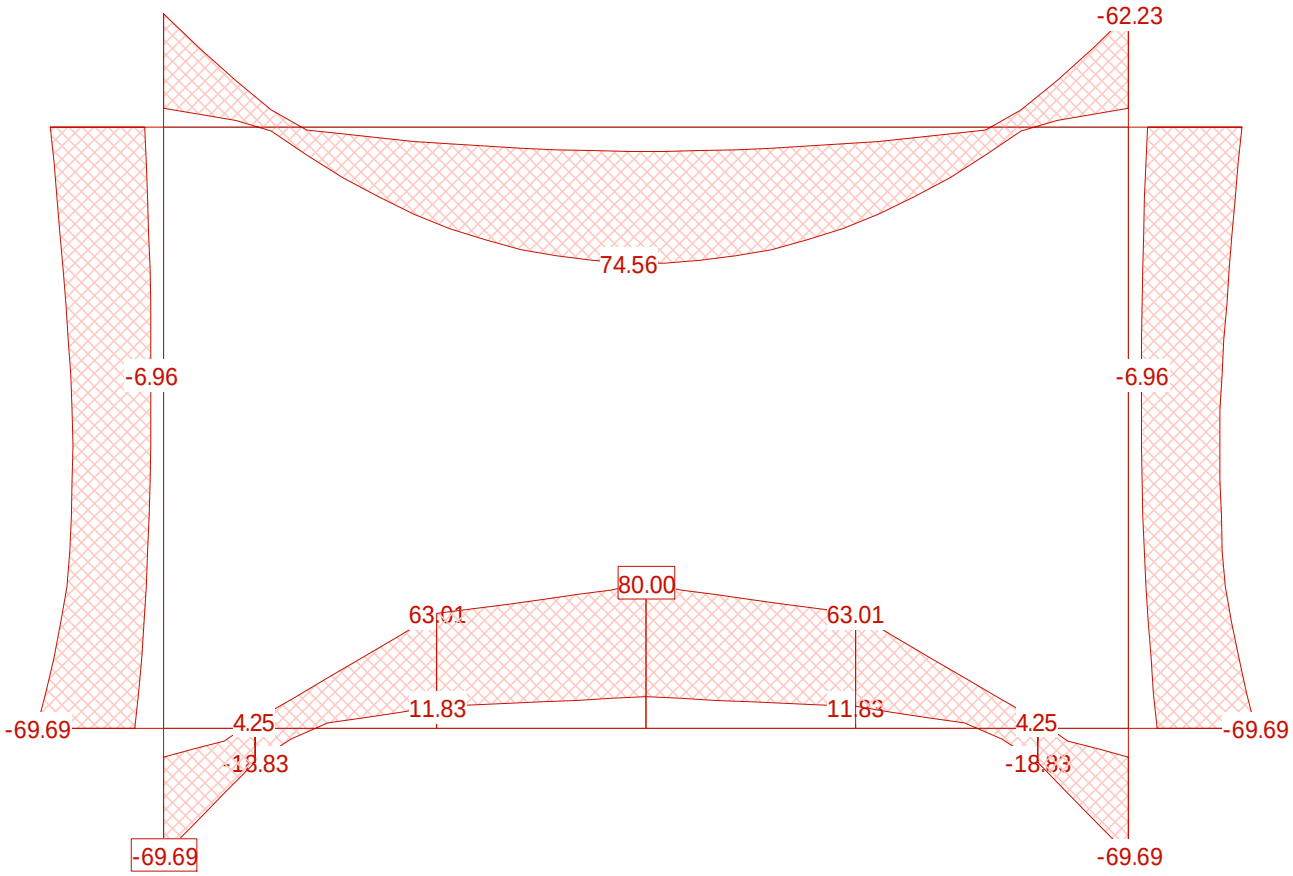
Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Ermüdung

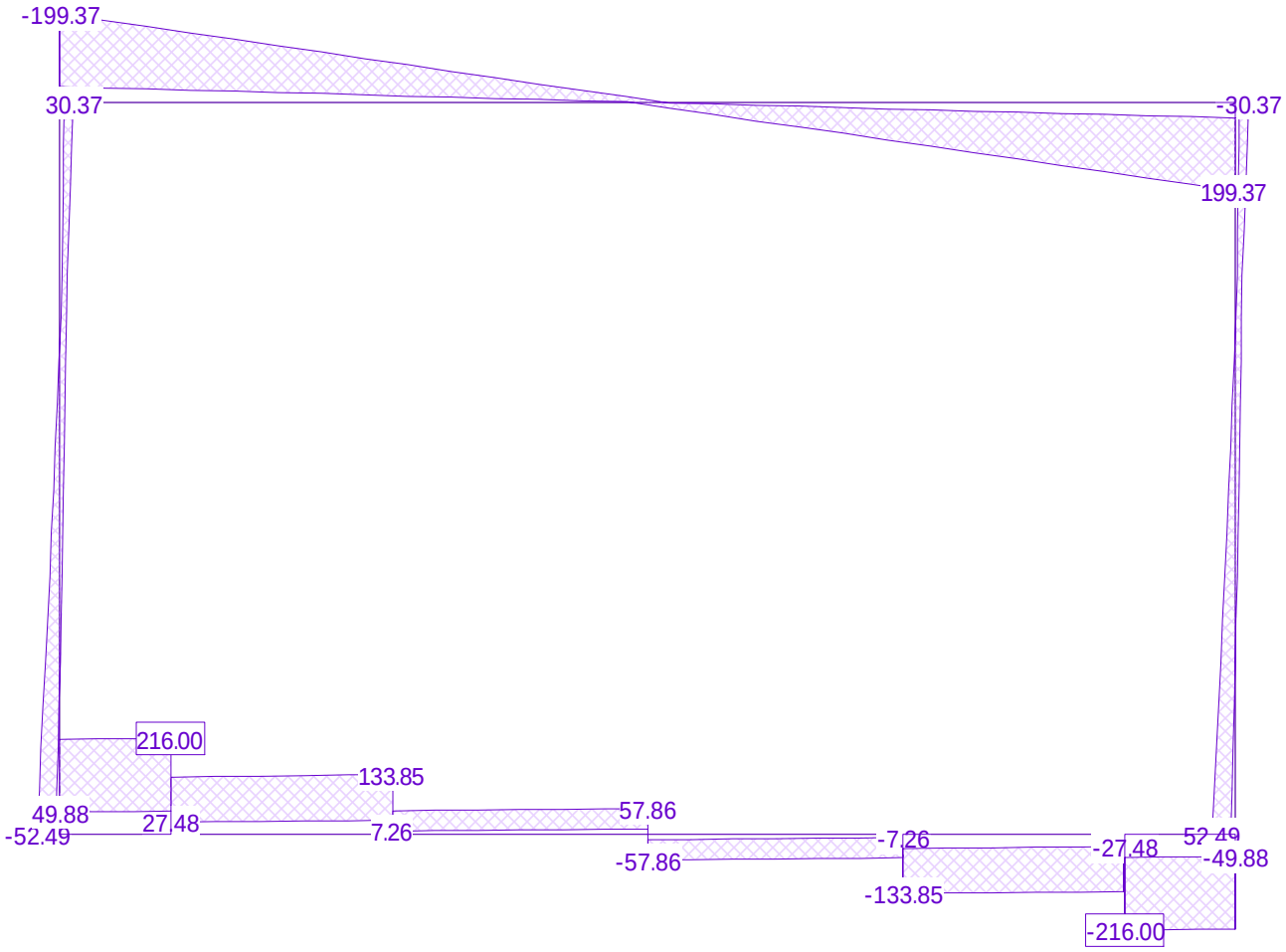
Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		B2 Auflast Schotter	1.000	
Erddruck ständig		ständig		B9 Erdlasten	1.000	
Ermüdung		ständig		B7 Ermüdung	1.000	
Erddruck Bahnlast		wo massgebend	entwede	B10 Erdlasten infolge Bahn rechts	1.000	
			oder	B11 Erdlasten infolge Bahn links	1.000	
			oder	B12 Erlasten inf Bahnl_beidseitig	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

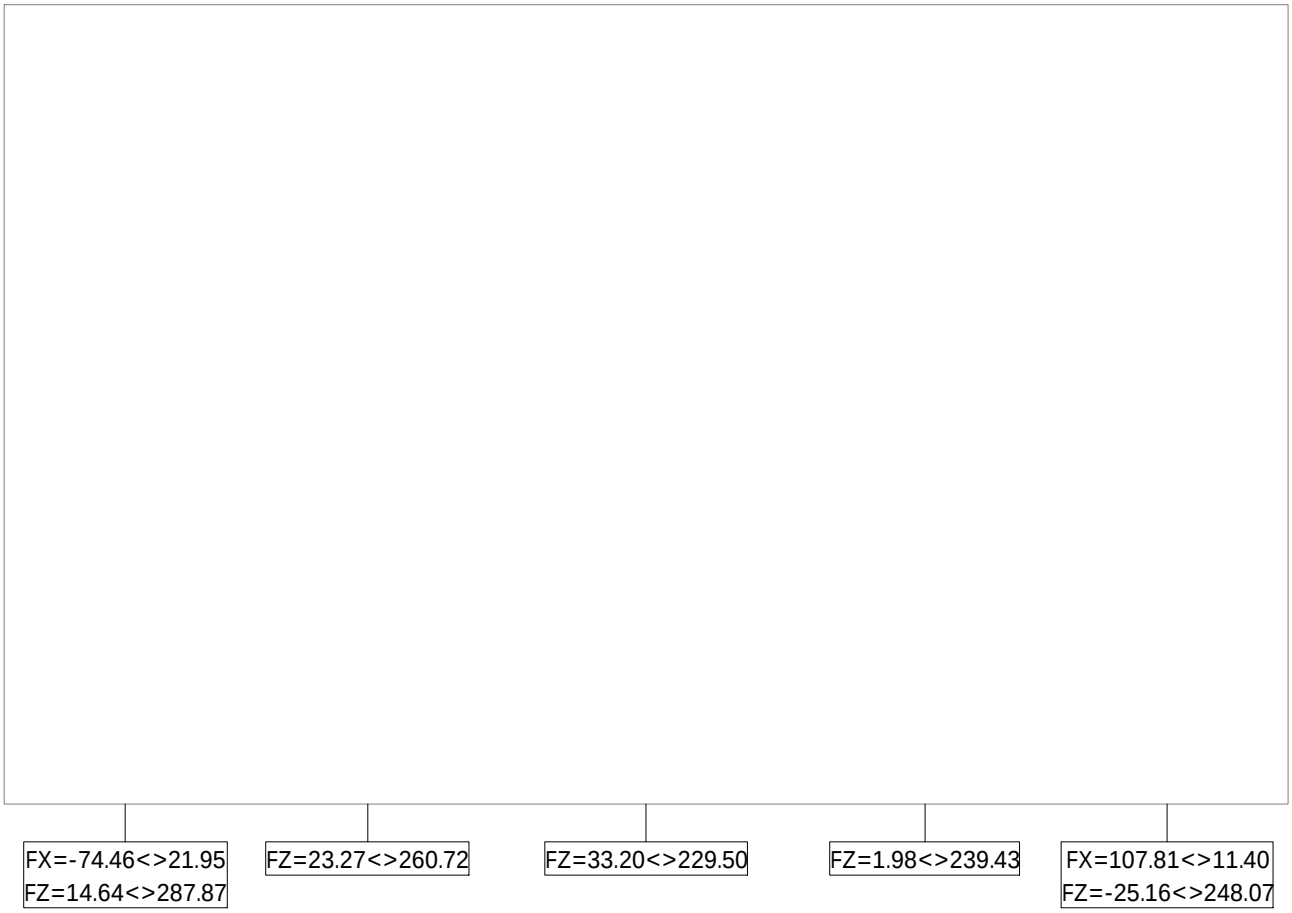
Schnittkraftgrenzwerte My [kNm] für: Ermüdung Mstb. 1 :20.8



Schnittkraftgrenzwerte Vz [kN] für: Ermüdung Mstb. 1 :17.0



Reaktionsgrenzwerte für FZ und zugehörige Komponenten [kN]/[kNm], Spezifikation: GZT2 Mstb. 1 :15.6



Resultatkombination

Resultatkombination Bodenpressung-char

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
B10	1.000	Erdlasten infolge Bahn rechts
B6	1.000	Anfahrlast
B9	1.000	Erdlasten
B10	1.000	Erdlasten infolge Bahn rechts
B11	1.000	Erdlasten infolge Bahn links
EG	1.000	Eigengewicht
B2	1.000	Auflast Schotter
B3	1.000	Bahnlast LM1

Schnittkraftgrenzwerte Vz [kN] für: GZT2 Mstb. 1 :16.8

