



Beilage Nr. 4 – 28

ZBB Stadt Bern Verkehrsmassnahmen

Baustein 4, Schanzenbrücke

Überbauungsordnung

Detaillierte Überprüfung 2023

Bericht

Orientierender Inhalt

Impressum

Erstelldatum 06.04.2023
Änderungsdatum -
Autor/in Philipp Künzler
Auftragsnummer 114000.21
Seitenanzahl 22 inkl. Deckblatt (+ 94 Anhang)

© Tiefbauamt der Stadt Bern

Verfasser:

Diggelmann + Partner AG
Bauingenieure sia / suisse.ing
Spitalackerstr. 20 A
3013 Bern



Änderungsverzeichnis

VERSION	DATUM	VERFASSER	BEMERKUNGEN
001	06.04.2023	D+P	Erstausgabe

Bauherrengemeinschaft ZBBS, c/o Tiefbauamt Stadt Bern
ZBB Stadt Bern Verkehrsmassnahmen – Schanzenbrücke

Detaillierte Überprüfung Schanzenbrücke 2023



Verfasser:

Diggelmann + Partner AG

Bauingenieure sia / suisse.ing

Spitalackerstr. 20 A

3013 Bern

fon: 031 / 350 00 20

mail: info@dig-ing.ch

web: www.dig-ing.ch

Bern, 06. April 2023

1229-10 / PK



INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	3
1.1	Ausgangslage und Ziel	3
1.2	Abgrenzung	3
2	GRUNDLAGEN	5
2.1	Projektspezifische Grundlagen	5
2.2	Normen und Richtlinien	5
2.3	EDV-Programme	5
3	OBJEKT- UND PROJEKTBSCHRIEB	6
3.1	Objekt Schanzenbrücke	6
3.2	Projekt ZBBS Verkehrsmassnahmen Schanzenbrücke	6
4	TRAGWERKSANALYSE	7
4.1	Ziel und Abgrenzung	7
4.2	Nutzungszustände	7
4.3	Statische Modellbildung	8
4.4	Baustoffe	8
4.5	Einwirkungen	9
4.6	Grenzzustände Tragsicherheit	11
4.7	Einfluss Projektzustand ZBBS auf massgebende Auswirkungen	11
4.8	Nachweise der Tragsicherheit – Hohlkasten (längs)	12
4.9	Nachweise der Tragsicherheit – Fahrbahnplatte (quer)	14
4.10	Nachweise der Tragsicherheit – Stützen	15
5	BEURTEILUNG DER TRAGSICHERHEIT	17
5.1	Tragverhalten	17
5.2	Tragsicherheit für Projektzustand ZBBS	17
6	MASSNAHMEN	18
6.1	Projektmassnahmen	18
6.2	Empfohlene weitere Massnahmen	18

ANHANG



1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Ziel

Im Rahmen des Projektes «Zukunft Bahnhof Bern Stadt ZBBS» sind u.a. Verkehrsmassnahmen im Bereich der Schanzenbrücke vorgesehen (Baustein 4). Diese umfassen insbesondere eine bereichsweise Fahrbahnerhöhung mit gleichzeitiger Fahrspurverengung stadtwärts (Umgestaltung Fussgängerübergang) sowie die Montage eines Fahrzeugrückhaltesystems aus Betonelementen am ostseitigen Fahrbahnrand. Diese Massnahmen bedingen eine Überprüfung des Tragwerks der Schanzenbrücke im Eigentum der SBB für den zukünftigen Nutzungszustand. Ziel ist die Erbringung der relevanten Tragsicherheitsnachweise für den Projektzustand und die Empfehlung allfälliger Massnahmen für die weitere Projektierung.

In einer früheren Projektphase wurden 2017/18 bzw. 2020 die Auswirkungen der Projektmassnahmen ZBBS auf das Tragwerk der Schanzenbrücke bereits rechnerisch überprüft inkl. entsprechende Massnahmenempfehlung (siehe [7][8][9]). Im Rahmen des Projektes «Ausbau Bahnhof Bern ABB RBS» wurde 2021 im Auftrag des RBS eine detaillierte Überprüfung der Schanzenbrücke inkl. detaillierte Zustandserfassung mit materialtechnologischen Untersuchungen für den temporären Bauzustand RBS mit prognostizierten Fundamentsetzungen der Schanzenbrücke (Erstellung Kavernen für Tiefbahnhof RBS) und mit im Sommer 2021 eingebauten Abfangkonstruktionen durchgeführt (siehe [3][4][5][6]). Die im Bauzustand massgebenden Tragsicherheitsnachweise konnten dabei für bisherigen Strassenverkehr bis 40 t normgemäss erbracht und genehmigt werden, mit Begrenzung der Fundamentsetzungen durch aktive Kompensation mittels hydraulischer Pressen auf den Abfangkonstruktionen bei Stützen C und D. Der massgebende Querkraftnachweis der annähernd direkt auf den Abfangkonstruktionen gelagerten Hohlkastenlängsträger (indirekte Lagerung mittels Querträger weitgehend entschärft) wurde dabei mittels vertiefter Berechnungen auf Nachweisstufe Level IV nach fib Model Code 2010 [18] (CSFM-Methode) erbracht (siehe [5][6]). Zwischenzeitlich sind die Kavernen Tiefbahnhof RBS im Bereich der Schanzenbrücke grösstenteils ausgebrochen und gesichert, mit erfolgreicher regelmässiger Setzungskompensation. Der Rückbau der Abfangungen mit allfällig erforderlichen Massnahmen ist für 2024/25 vorgesehen. Anschliessend soll die Schanzenbrücke bis zur Realisierung des Projektes ZBBS unverändert weitergenutzt werden.

Das vorliegende Dokument wird durch einen separaten Bericht bezüglich der vertieften Berechnungen Level IV für den Projektzustand ZBBS [1] ergänzt. Zusammen mit diesem sowie den beiden zugehörigen Sachverständigenberichten ist das vorliegende Dokument Bestandteil des übergeordneten Genehmigungsdossiers des Projektes ZBBS (öffentliche Auflage). Das vorliegende Dokument umfasst die massgebenden Berechnungen und Tragsicherheitsmassnahmen für den Projektzustand ZBBS sowie die sich daraus ergebenden Erkenntnisse und Massnahmen. Es gilt nur in Verbindung mit dem ergänzenden Bericht Level IV [1]. Die detaillierte Überprüfung wird gemäss SIA 269f (2011) durchgeführt.

Die Erkenntnisse aus den bisherigen Überprüfungen und Abklärungen bezüglich der Schanzenbrücke bilden die Grundlage des vorliegenden Berichts (siehe Kap. 2.1). Entsprechend wird stellenweise auf diese Berichte verwiesen.

1.2 Abgrenzung

Insbesondere folgende Aspekte sind **nicht Gegenstand** der vorliegenden Überprüfung und werden entsprechend abgegrenzt:

- Nutzung Brücke im aktuellen Bauzustand ABB RBS mit entsprechenden Fundamentsetzungen, Setzungskompensationen, Überwachungsmessungen, Abfangkonstruktionen inkl. deren Rückbau. Es wird davon ausgegangen, dass der Rückbau der Abfangkonstruktionen derart erfolgt, dass der Bauzustand RBS und die eingetretenen Fundamentsetzungen keinen relevanten Einfluss auf den Projektzustand ZBBS haben (ggf. sind durch den RBS entsprechende Massnahmen zu ergreifen).
- Allfällige zwischenzeitliche Nutzungsänderungen, bauliche Veränderungen, Instandsetzungen und Verstärkungen (zuständig: SBB als Eigentümerin). Es wird davon ausgegangen, dass für den Projektzustand ZBBS keine relevanten zwischenzeitlichen Veränderungen eintreten.



- Überprüfungen der Schanzenbrücke für bezüglich der vorliegenden Fragestellung als nicht massgebend beurteilte Aspekte, insbesondere für Berechnungen und Nachweise für längs und quer auf das Tragwerk einwirkende Horizontalkräfte.
- Rechnerische Nachweise bezüglich der Gebrauchstauglichkeit und bezüglich der Ermüdungsfestigkeit des Haupttragwerks in Brückenlängsrichtung (für vorliegende Fragestellung als nicht massgebend beurteilt, Brücke in Längsrichtung stark vorgespannt).
- Aussergewöhnliche Überprüfungssituationen, insbesondere bezüglich Erdbeben und Bahnanprall an Stützen (für vorliegende Fragestellung als nicht massgebend beurteilt).
- Überprüfungen und Abklärungen bezüglich benachbarter Bauwerke wie z.B. Postbrücke, Durchfahrt Bahnhofparking, Welle, PostParc, Gleis- und Perronanlagen SBB, etc. (zuständig: entsprechende Eigentümer und Betreiber).



2 Grundlagen

Nachfolgend werden die für die detaillierte Überprüfung ZBBS wesentlichen Grundlagen aufgelistet.

2.1 Projektspezifische Grundlagen

- [1] ZBBS TAB, Bericht «Detaillierte Überprüfung 2023 – Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV», 22.03.2023, D+P
- [2] Projektunterlagen ZBBS TAB gemäss Genehmigungsdossier April 2023 (insbesondere Pläne Situation 4-2, Querprofile 4-8, Längenprofil 403-4, Betonaufschichtung 4-25, Fahrzeugrückhaltesystem 4-27), jeweils als Stand per 20.12.2022, INGE M 2016 +
- [3] ABB RBS, AP Los 1.3, Bericht «Detaillierte Überprüfung 2021», 18.04.2021, D+P
- [4] ABB RBS, AP Los 1.3, Sachverständigenbericht Fachbereich Bautechnik, Rev. 01, 21.05.2021, Flückiger + Bosshard AG
- [5] ABB RBS, AP Los 1.3, Bericht «Ergänzung Berechnung Level IV zu detaillierter ÜP 2021», 14.12.2021, D+P (als Subplaner der PG RBS^{verbundet})
- [6] ABB RBS, AP Los 1.3, Sachverständigen-Bericht zu Berechnungen Level IV, 20.12.2021, IBK ETH Zürich
- [7] ZBBS TAB, Bericht «Aktualisierung Rechnerische Überprüfung 2018», 24.04.2020, D+P
- [8] ZBBS TAB, Bericht «Rechnerische Überprüfung 2017/18», 20.02.2018, D+P
- [9] ZBBS TAB, Bericht «Konzeptionelle Prüfung Sachverständiger Fachbereich Bautechnik», 23.04.2020, Flückiger + Bosshard AG
- [10] Umfangreiche Ausführungspläne und -listen aus der Bauzeit 1959 – 61, aus dem Archiv SBB (u.a. bezüglich Schalung, Bewehrung, Vorspannung)

2.2 Normen und Richtlinien

- [11] SIA 269 (2011) «Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken»
- [12] SIA 269/1 (2011) «Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen»
- [13] SIA 269/2 (2011) «Erhaltung von Tragwerken – Betonbau»
- [14] SIA 269/3 (2011) «Erhaltung von Tragwerken – Stahlbau» (inkl. Korrigenda C1:2017 und C2:2022)
- [15] SIA 260 (2013) «Grundlagen der Projektierung von Tragwerken» (inkl. Korrigenda C1:2020)
- [16] SIA 261 (2020) «Einwirkungen auf Tragwerke»
- [17] SIA 262 (2013) «Betonbau» (inkl. Korrigenda C1:2017)
- [18] «fib Model Code for Concrete Structures 2010», Oktober 2013, fib (*Hinweis: Der fib Model Code 2020 ist zurzeit noch in Erarbeitung*)

2.3 EDV-Programme

- [19] Software «STATIK-7», 2021, Cubus AG (Version 1.00.0, Build: 109)
- [20] Software «FAGUS-7», 2021, Cubus AG (Version 1.00.1, Build: 93) für Brückenlängsrichtung bzw. «FAGUS-9», 2023, Cubus AG (Version 1.00.0, Build 16) für Brückenquerrichtung
- [21] Software «CEDRUS-9», 2023, Cubus AG (Version 1.00.0, Build 23)



3 Objekt- und Projektbeschreibung

3.1 Objekt Schanzenbrücke

Die 1959 – 61 erstellte 4-feldrige Schanzenbrücke im Eigentum der SBB ist 108 m lang, 21.70 m breit und besteht aus zwei längs voll vorgespannten und typengleichen Spannbetonhohlkästen, welche über eine quer vorgespannte Fahrbahnplatte verbunden sind. Die Brücke lagert auf 2 x 3 Stahlrohrpendelstützen und den beidseitigen Widerlagern aus Stahlbeton. Die Schanzenbrücke überquert die Gleise SBB an der westlichen Bahnhofseinfahrt und trägt die städtische Schanzenstrasse. Diese umfasst zurzeit je Richtung eine Fahrspur (MIV), eine Busspur stadtwärts, eine westseitige Taxistandspur sowie beidseitige breite Gehwege. Die gesamte Fahrbahnbreite beträgt zurzeit i.d.R. 14.00 m. Es besteht keine signalisierte Höchstgewichtsbeschränkung, es führt keine Ausnahmetransportroute über die Brücke. Die Nutzung durch privaten Schwerverkehr (LKW bis 40 t) ist relativ gering (keine Transitachse durch die Längsgasse).

Ein ausführlicher Objektbeschreibung der Schanzenbrücke mit zugehörigen Planausschnitten und Achszeichnungen A – E ist in [3] zu finden.

3.2 Projekt ZBBS Verkehrsmassnahmen Schanzenbrücke

Im Rahmen des Projektes ZBBS und zur Umsetzung des Behindertengleichstellungsgesetzes BehiG ist im Bereich der Schanzenbrücke eine Umgestaltung des Strassenraumes mit entsprechenden Verkehrsmassnahmen vorgesehen (Baustein 4), mit Umsetzung ab 2028/29 (Planungsziel). Dabei umfassen die projektierten Verkehrsmassnahmen im Bereich der Schanzenbrücke folgende, für das Tragwerk wesentliche Anpassungen (gemäss [2], siehe Abbildung 1 und vergrössert in Anhang 1):

- Reduktion der Fahrspuren in südlicher Richtung (stadtwärts) auf der südseitigen Brückenhälfte (Felder CD und DE), durch kombinierte MIV-/Busspur (statt bisher separate Spuren), mit Radstreifen. Gleichzeitig entsprechende Reduktion der Fahrbahnbreite von 14.00 m auf 11.85 m (Verbreiterung westseitiger Gehweg).
- Neugestaltung Fussgängerübergang mit flächiger Fahrbahnerhöhung auf der südseitigen Brückenhälfte (Felder CD und DE), zwecks Reduktion Randsteinhöhe auf 3 cm im Bereich des Fussgängerübergangs. Die Fahrbahnerhöhung ist auf einer Länge von ca. 46.6 m vorgesehen, mit Erhöhungen von bis zu 8 cm (westseitiger Fahrbahnrand) bzw. 15 cm (ostseitiger Fahrbahnrand). Die Fahrbahnerhöhung wird mittels Aufbeton 4 – 13 cm (konstruktiv mit bestehender Fahrbahnplatte verbunden) und Gussasphaltbelag realisiert. Die Fussgängerinsel wird entsprechend angepasst.
- Punktuelle Anpassung der Betonleitelemente (Absturzsicherung) am westseitigen Fahrbahnrand. Ergänzung der Absturzsicherung am ostseitigen Fahrbahnrand mittels aufgelöst angeordneter Betonleitelemente (Leitelemente analog Westseite).

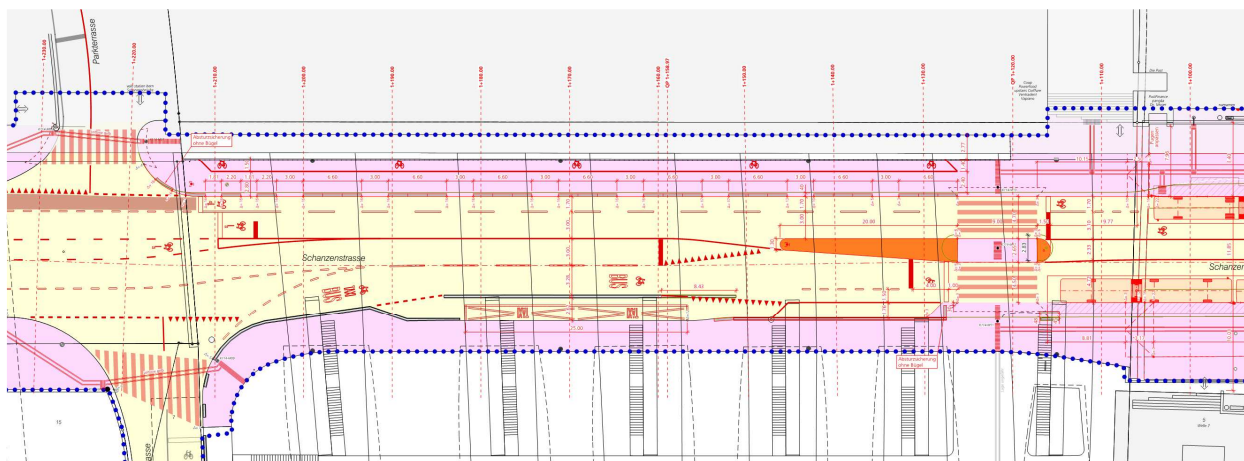


Abbildung 1: Situation Projekt ZBBS Verkehrsmassnahmen Schanzenbrücke, Planausschnitt aus [2] (Situation 4-2, siehe auch Anhang 1)



4 Tragwerksanalyse

4.1 Ziel und Abgrenzung

Ziel und Abgrenzung der detaillierten Überprüfung und damit auch der nachfolgenden Tragwerksanalyse sind in Kap. 1.1 und Kap. 1.2 beschrieben. Die Tragwerksanalyse erfolgt damit hinsichtlich des zukünftigen Projekt- bzw. Nutzungszustands ZBBS der Schanzenbrücke mit bereichsweiser Fahrbahnerhöhung und gleichzeitiger Fahrspurreduktion. Die Nutzung der Brücke im aktuellen Zustand vorgängig des Projektzustands ZBBS wird für die Tragwerksanalyse entsprechend abgegrenzt.

Die Tragwerksanalyse basiert auf den 2021 durchgeführten detaillierten Zustandserfassung und Zustandsuntersuchungen (siehe [3]). Die durchgeführte Tragwerksanalyse der detaillierten Überprüfung 2021 bildet zudem die Grundlage für die vorliegende Tragwerksanalyse (siehe [3]).

Im Rahmen der Tragwerksanalyse werden die für die vorliegende Fragestellung im Projektzustand ZBBS massgebenden Tragsicherheitsnachweise des Brückentragwerks geführt. Im Vordergrund stehen dabei jene Nachweise, welche durch den Projektzustand ZBBS gegenüber dem bisherigen Nutzungszustand relevant verschärft werden. Folgende Überprüfungssituationen und rechnerischen Nachweise werden für die vorliegende Tragwerksanalyse und Fragestellung abgegrenzt:

- Überprüfungssituation Erdbeben (durch Projekt ZBBS nur unwesentlich beeinflusst)
- Überprüfungssituation Brand (durch Projekt ZBBS nur unwesentlich beeinflusst)
- Überprüfungssituation Anprall Bahnfahrzeuge an Stahlstützen (durch Projekt ZBBS nur unwesentlich beeinflusst)
- Explosion, Sabotage, Vandalismus (durch Projekt ZBBS nur unwesentlich beeinflusst, akzeptiertes Risiko)
- Betrachtung von äusseren Horizontalkräften in Längs- und Querrichtung auf Brückenüberbau und deren Abtragung (durch Projekt ZBBS nur unwesentlich beeinflusst, für Fragestellung von untergeordneter Bedeutung)
- Nachweise Tragsicherheit Ermüdung im Grenzzustand Typ 4 für Haupttragwerk in Brückenlängsrichtung (durch Projekt ZBBS nur unwesentlich beeinflusst; Ermüdung Hohlkästen in Längsrichtung infolge voller Vorspannung für häufige Nutzlasten als nicht massgebend beurteilt)
- Einflüsse von Fundamentsetzungen aus Bauzustand ABB RBS (durch Projekt RBS mit allfälligen Massnahmen derart zu begegnen, dass diese ohne relevanten Einfluss auf Tragsicherheit Tragwerk und auf den Projektzustand ZBBS sind)

4.2 Nutzungszustände

Die berücksichtigten Nutzungszustände der Schanzenbrücke für den Projektzustand ZBBS können wie folgt charakterisiert werden:

- Strassenverkehr auf der Brücke, im projektierten Fahrbahnbereich (Fahrspurreduktion berücksichtigt, Gehwege und Mittelinsel baulich-konstruktiv als nicht-befahrbar ausgebildet). Strassenverkehr dabei weiterhin ohne Höchstgewichtsbeschränkung aufrechterhalten (d.h. max. 40 t gemäss Strassenverkehrsgesetz zugelassen, inkl. Überfahrt Kranwagen bis 60 t).
- Nichtmotorisierter Verkehr auf der Brücke mit möglichem Menschengedrange, in beidseitigen Gehwegbereichen (Gehwege teils verbreitert)
- Einflüsse infolge Temperaturschwankungen (im Tagesverlauf und saisonal, untergeordnet)
- Projektbedingte Mehraufasten auf der Brücke infolge bereichsweiser Fahrbahnerhöhung (Aufbeton) und ergänzter Betonleitelemente. Ansonsten keine anderen baulichen Veränderungen auf der Schanzenbrücke gegenüber dem aktuellen und projektierten Zustand.



4.3 Statische Modellbildung

4.3.1 Brückenlängsrichtung

Die statische Modellbildung der Schanzenbrücke erfolgt für die Brückenlängsrichtung mittels Stabstatikmodell der gesamten Brücke mit zwei Hohlkästen in STATIK-7, mit linear-elastischer Schnittgrössenermittlung. Die Modellbildung wird gemäss detaillierte Überprüfung 2021 übernommen (siehe Detailbeschreibung in [3] Kap. 5.3). Für die Ermittlung von Querschnittswiderständen werden dabei reduzierte mitwirkende Breiten der angrenzenden Plattenbereiche berücksichtigt, insbesondere in Stützenbereichen (Details siehe Anhang 2).

Bezüglich der Interaktion von Längs- und Querrichtung im Bereich der mittels vorgespannter Querträger indirekt gelagerten Hohlkastenlängsträger wird auf die ergänzenden, vertieften Berechnungen Level IV verwiesen [1].

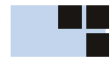
4.3.2 Brückenquerrichtung

Die statische Modellbildung der Schanzenbrücke erfolgt für die Brückenquerrichtung wie folgt. Details dazu sind den Statischen Berechnungen in Anhang 2 zu entnehmen:

- 2 unabhängige, ähnliche Plattenmodelle der Fahrbahnplatte zwischen den beiden Hohlkästen sowie innerhalb eines Hohlkastens (d.h. zwischen innerem und äusserem Hohlkastensteg). Die Fahrbahnplatte wird dabei jeweils als in den steifen Hohlkästen bzw. den steifen Hohlkastenstegen vollständig eingespannt berücksichtigt. Die Spannweiten der Platten betragen dabei 6.35 m und 4.75 m, bei variablen Plattenstärken von 22 – 36 cm. Die Berechnungen erfolgen für Plattenbereiche ausserhalb des direkten Einflussbereichs der Stützenquerträger, da letztere die benachbarte Fahrbahnplatte bezüglich der Querrichtung wesentlich entlasten.
- Die massgebenden Strassenverkehrslasten (Radlasten) werden jeweils in ungünstigster möglicher Stellung berücksichtigt. Die bereichsweise Fahrbahnerhöhung (Aufbeton) wird konservativ-erweise rein lastseitig überlagert.
- Die i.d.R. zentrischen Fahrbahnplattenspannglieder werden im Rahmen der Querschnittsanalysen bzw. widerstandsseitig berücksichtigt, unter Berücksichtigung der zugehörigen Spannvorgänge (einseitig) und Spannkraftverluste.
- Für die auskragenden Gehwegplatten werden keine Nachweise geführt, da diese durch den Projektzustand ZBBS nicht verschärft werden (durch Ergänzung mit Betonleitelementen zukünftig durch Strassenverkehr nicht mehr unabsichtlich befahrbar, nur nichtmotorisierter Verkehr).
- Schnittgrössenermittlung linear elastisch ungerissen mittels FE-Plattenmodelle.
- Querschnittswiderstände i.d.R. plastisch ermittelt, mit Materialverhalten der Baustoffe linear-elastisch ideal-plastisch (Betonstahl, Spannstahl) bzw. elastisch-plastisch (Beton) gemäss SIA 262. Spannungsberechnungen für Ermüdungssituation mit i.d.R. linear-elastischen Baustoffverhalten.
- Nachweise für Grenzzustand GZ Typ 4 Ermüdung für Dauerfestigkeit (wo ausreichend) und für Betriebsfestigkeit (wo erforderlich).
- Verwendete Statik-Software: CEDRUS-9 und FAGUS-9 von Cubus AG [20][21].

4.4 Baustoffe

Die für die Tragwerksanalyse berücksichtigten Baustoffe mit den entsprechenden, aktualisierten Kennwerten werden gemäss detaillierter Überprüfung 2021 übernommen (Details siehe [3] Kap. 5.4). Sie sind in Tabelle 1 aufgeführt. Die Fahrbahnplatten-Spannglieder sind analog ergänzt.



Baustoff, Bauteil	Bezeichnung, Planangaben	Kennwerte	Bemerkungen
Beton Hohlkastentröge (Stege, untere Kas- tenplatte)	PC 325, min. $\beta_d^{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ ca. C35/45	$f_{ck,act} = 38.8 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd,act} = 23.7 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 36 \text{ kN/mm}^2$	Für Hohlkastentrog DE ₂ mit minimaler Festigkeit
Beton Querträger	HPC 325 (1.Et.) / PC 350 (2.Et.), min. $\beta_d^{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ C60/75	$f_{ck,act} = 60.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd,act} = 31.7 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 36 \text{ kN/mm}^2$	Für Querträger D ₁ mit mini- maler Festigkeit
Beton Fahrbahnplatte	PC 325, min. $\beta_d^{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ C55/67	$f_{ck,act} = 55.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd,act} = 30.0 \text{ N/mm}^2$ $T_{cd,act} = 1.48 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm,q} = 39.8 \text{ kN/mm}^2$	Für Fahrbahnplatte DE ₁ mit minimaler Festigkeit. Mit $D_{max} = 16 \text{ mm}$.
Betonstahl generell	Caron-Stahl, $\beta_{zf} = 4'600 \text{ kg/cm}^2$	$f_{sk,act} = 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{sd,act} = 390 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$	Gemäss www.steeldata.ch, kaltverwunden, Duktilitäts- klasse C. Ohne Quer- schnittsverminderungen.
Betonstahl Kabelhal- terbügel	Box-Stahl, Stahl II b	$f_{sk,act} = 345 \text{ N/mm}^2$ $f_{sd,act} = 300 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$	Gemäss SIA 269/2 [15], naturhart (schweisgeeig- net), Duktilitätsklasse B. Ohne Querschnittsverminde- rungen.
Spannglieder Hohl- kastenstege und Querträger	VSL Typ 150 t 29 Drähte Ø 8 mm $\beta_z = 160 \text{ kg/mm}^2$, $\beta_{zf} = 140$ kg/mm^2 (= Y1570C)	$A_p = 1'458 \text{ mm}^2$ $f_{pk,act} = 1'570 \text{ N/mm}^2$ $f_{pd,act} = 1'130 \text{ N/mm}^2$ $E_p = 205 \text{ kN/mm}^2$ $\sigma_{p0} = 0.66 f_{pk}$ (= 1'036 N/mm^2) $\mu = 0.22$, $k = 0.001/\text{m}$	Blechlüllrohr 65/72 mm, mit Verbund. Gemäss [10] beidseitig auf 155 t überspannt (= 0.66 f_{pk}) und auf 144 t abgelassen (= 0.62 f_{pk}). Langzeitverluste ca. 20 %. Ohne Querschnittsverminde- rungen.
Spannglieder Fahr- bahnplatte	Freyssinet Typ F 50 t 12 Drähte Ø 7 mm $\beta_z = 162 \text{ kg/mm}^2$, $\beta_{zf} = 146$ kg/mm^2 (= Y1570C) i.d.R. alle 2.0 m angeordnet	$A_p = 462 \text{ mm}^2$ $f_{pk,act} = 1'570 \text{ N/mm}^2$ $f_{pd,act} = 1'130 \text{ N/mm}^2$ $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$ $\sigma_{p0} = 0.68 f_{pk}$ (= 1'062 N/mm^2) $\mu = 0.22$, $k = 0.001/\text{m}$	Blechlüllrohr 40/45 mm, mit Verbund. Gemäss [10] einseitig auf 50 t gespannt (= 0.68 f_{pk}). Langzeitverluste ca. 20 %. Ohne Querschnittsverminde- rungen.
Stahl Stützen	Stahl 52 (= S 355) ROR 495 x 60 (ausbetoniert)	$f_{yk,act} = 355 \text{ N/mm}^2$	Gemäss Ausführungsstatik [10]

Tabelle 1: Für Tragwerksanalyse berücksichtigte Baustoffe mit aktualisierten Kennwerten

4.5 Einwirkungen

Die für die Tragwerksanalyse in den betrachteten Nutzungszuständen berücksichtigten ständigen und veränderlichen Einwirkungen mit den entsprechenden, aktualisierten Kennwerten werden gemäss detaillierter Überprüfung 2021 übernommen (Details siehe [3] Kap. 5.5 und vorliegender Anhang 2). Sie sind in Tabelle 2 aufgeführt. Die für den Projektzustand ZBBS veränderten Einwirkungen (Mehrauflasten infolge Fahrbahnerhöhung und Betonleitelemente, Strassenverkehrslasten mit Fahrspurreduktion, nicht-motorisierter Verkehr auf verbreiterten Gehwegen) sind dabei entsprechend angepasst. Die Ermüdungs-lastmodelle für Strassenverkehr in Brückenquerrichtung sind ergänzt, für Nachweise von Dauer- und Betriebsfestigkeit.



Einwirkung	Charakteristische, aktualisierte Werte	
Eigenlasten (bestehend)	Stahlbeton, Spannbeton (Hohlkästen, Fahrbahnplatte, Querträger)	$\gamma_{k,act} = 25 \text{ kN/m}^3$
Auflasten (bestehend)	Belag Fahrbahnbereich	$\gamma_{k,act} = 24 \text{ kN/m}^3$ $g_{k,act} = 2.6 \text{ kN/m}^2$ (Stärke 11 cm, i.d.R.) $g_{k,act} = 3.4 \text{ kN/m}^2$ (Stärke 14 cm, Spur West)
	Belag Gehwegbereiche	$\gamma_{k,act} = 24 \text{ kN/m}^3$ $g_{k,act} = 1.2 \text{ kN/m}^2$ (Stärke 5 cm)
	Füllbeton und Randsteine	$\gamma_{k,act} = 25 \text{ kN/m}^3$
	Betonleitelemente (als Fahrzeugrückhaltesystem, westseitig durchgehend)	Aus Stahlbeton H = 45 cm, B = 25 / 35 cm, mit aufgesetztem Stahlrohr (ROR 159x5.0) $g_{k,act} = 3.6 \text{ kN/m}$
	Diverse Ausrüstungen (Geländer, Schutzdächer, Maste, Entwässerungsleitung, i.d.R. je Hohlkasten)	Staketengeländer: $g_{k,act} = 0.5 \text{ kN/m}$ (2x) Schutzdächer: $g_{k,act} = 1.0 \text{ kN/m}$ (v.a. West) Maste, Kandelaber: $g_{k,act} = 0.2 \text{ kN/m}$ (2x) Entw.leitung DN 200: $g_{k,act} = 0.5 \text{ kN/m}$ (2x)
Mehrauflasten ZBBS (projektiert)	Aufbeton + Belag Fahrbahnbereich	$\gamma_{k,act} = 25 \text{ kN/m}^3$ Fahrbahnerhöhung variabel $\Delta = 0 - 15 \text{ cm}$
	Betonleitelemente (als Fahrzeugrückhaltesystem, ostseitig mit Lücken angeordnet)	Aus Stahlbeton H = 45 cm, B = 25 / 35 cm, mit aufgesetztem Stahlrohr (ROR 159x5.0) $\Delta g_k = 1.6 \text{ kN/m}$
Vorspannung	Zwängungsschnittgrössen (für Spannglieder der Hohlkastenstege in Brückenlängsrichtung)	Gemäss Spannglied geometrie und Spannvorgängen, mit nominellem Wert $P_{k,act,\infty}$ inkl. Reibungs- und Langzeitverluste

Tabelle 2: Für Tragwerksanalyse und Nutzungszustände berücksichtigte ständige Einwirkungen mit aktualisierten Kennwerten

Einwirkung	Charakteristische, aktualisierte Werte	
Strassenverkehr ohne Lastbeschränkung, für GZ Typ 2 (d.h. gemäss SVG bis max. 40 t, inkl. Kranwagen bis 60 t)	Aktualisiertes Lastmodell 1 gemäss SIA 269/1, inkl. dynamische Effekte. In fiktiven Fahrstreifen à 3.00 m im Fahrbahnbereich gemäss Projekt ZBBS angeordnet (Gehwege und Mittelinsel als nicht-befahrbar ausgebildet).	$\alpha_{Q1,act} \times Q_{k1} = 0.70 \times 300 = 210 \text{ kN}$ (2x) $\alpha_{Q2,act} \times Q_{k2} = 0.50 \times 200 = 100 \text{ kN}$ (2x) $\alpha_{q1,act} \times q_{k1} = 0.50 \times 9.0 = 4.5 \text{ kN/m}^2$ $\alpha_{q2/3/4/r,act} \times q_{k2/3/4/r} = 0.50 \times 2.5 = 1.25 \text{ kN/m}^2$
Strassenverkehr ohne Lastbeschränkung, für GZ Typ 4 (Ermüdung Fahrbahnplatte) (d.h. gemäss SVG bis max. 40 t, inkl. Kranwagen bis 60 t)	Dauerfestigkeitsnachweise (FBPL): Achslasten Fahrstreifen 1 des aktualisierten Lastmodell 1 gemäss SIA 269/1. Auf effektiven Schwerverkehrs-Fahrspuren (bisherige und zukünftige) angeordnet.	$\alpha_{Q1,act} \times Q_{k1} = 0.70 \times 300 = 210 \text{ kN}$ (2x)
	Betriebsfestigkeitsnachweise (FBPL): Achslasten Fahrstreifen 1 des Lastmodell 1 gemäss SIA 261. Auf effektiven Schwerverkehrs-Fahrspuren (bisherige und zukünftige) angeordnet.	$\alpha_{Q1} \times Q_{k1} = 0.90 \times 300 = 270 \text{ kN}$ (2x) $\lambda_1 = 0.7$ (Sammelstrasse, $L_\lambda = 4 - 10 \text{ m}$) $\lambda_2 = 1.0$ (normgemäßes Verkehrsvolumen) $\lambda_3 = 1.0$ (gesamte Nutzungsdauer 100 Jahre, d.h. bis 2060) $\lambda_4 = 1.0$ (nur 1 Fahrspur pro Platte relevant) -> somit total $\lambda = 0.7$.
Nichtmotorisierter Verkehr	Menschengedränge auf Gehwegbereichen gemäss Projekt ZBBS (teils verbreitert)	$q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$ (LM 1) (LM 2 wird nicht massgebend)



Temperatur	Linearer Anteil der Temperaturänderung	$\Delta T_{2k} = + 11^\circ\text{C}$ (oben warm, $h = 1.5\text{ m}$) $\Delta T_{2k} = - 3.75^\circ\text{C}$ (oben kalt, $h = 1.5\text{ m}$) (gleichmässiger Anteil ΔT_{1k} nicht massgebend)
-------------------	--	--

Tabelle 3: Für Tragwerksanalyse und Nutzungszustände berücksichtigte veränderliche Einwirkungen mit aktualisierten Kennwerten

4.6 Grenzzustände Tragsicherheit

Die für die Tragwerksanalyse mit den betrachteten Nutzungszuständen massgebenden Grenzzustände der Tragsicherheit für die andauernden und vorübergehenden Überprüfungssituationen sind mit den entsprechenden, teils aktualisierten Last- und Reduktionsbeiwerten in Tabelle 4 aufgeführt. Grundlage dazu bilden die SIA 269 und SIA 260. Die bestehenden Eigenlasten und Auflasten sind gemäss SIA 269/1 aktualisiert (Details siehe [3]).

Gefährdungsbild	TS 1 Strassenverkehr GZ Typ 2	TS 2 Nichtmot. Verkehr GZ Typ 2	TS 3 Temperatur GZ Typ 2	TS 4 Strassenverkehr GZ Typ 4 (Ermüdung)
Ständige Einwirkungen:				
- Eigenlasten (bestehend)	1.20 / 0.90	1.20 / 0.90	1.20 / 0.90	1.00
- Auflasten (bestehend)	1.20 / 0.90	1.20 / 0.90	1.20 / 0.90	1.00
- Mehrauflasten ZBBS (projektiert)	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.35 / 0.80	1.00
- Vorspannung	1.00	1.00	1.00	1.00
Veränderliche Einwirkungen:				
- Strassenverkehr	1.50	0.75 / -	0.75 / -	1.00
- Nichtmotorisierter Verkehr	0.40 / -	1.50	- / 0.40	-
- Temperatur	- / 0.60	- / 0.60	1.50	-

Tabelle 4: Für Tragwerksanalyse und Nutzungszustände massgebende Grenzzustände der Tragsicherheit mit entsprechenden Last- und Reduktionsbeiwerten

4.7 Einfluss Projektzustand ZBBS auf massgebende Auswirkungen

Der Einfluss des Projektzustands ZBBS auf massgebende rechnerische Auswirkungen des Tragwerks der Schanzenbrücke kann wie folgt quantifiziert und beurteilt werden (verglichen mit dem bisherigen Zustand ohne Projekt ZBBS). Details sind in Anhang 2 ersichtlich:

- Erhöhung ständige Auswirkungen auf Brückenüberbau in Längsrichtung (insbesondere Biegung und Querkraft Hohlkasten) um ca. + 5 bis 10 % im Bereich der südseitigen Felder C – E. Entsprechende Erhöhung ständige Stützenreaktion Achse D um ca. + 9 % (Stütze D₂) bzw. + 12 % (Stütze D₁). Infolge starker Längsvorspannung der Hohlkästen bleibt das Verhalten unter ständigen Gebrauchslasten ungerissen und überdrückt.
- Erhöhung Biegemomente des Brückenüberbaus in Längsrichtung (Hohlkasten) auf Bemessungsniveau für Grenzzustand Typ 2 im Stützenbereich Achse D um ca. + 1 % (D₂) bis + 7 % (D₁). In übrigen Stützenbereichen und in sämtlichen Feldbereichen keine Erhöhung.
- Erhöhung Querkräfte des Brückenüberbaus in Längsrichtung (Hohlkasten) auf Bemessungsniveau für Grenzzustand Typ 2 im Stützenbereich Achse D um ca. + 2 % (Feld C – D vor D₁) bis + 5 % (Feld D – E vor D₁). In übrigen Bereichen keine Erhöhung.
- Erhöhung Stützenreaktionen auf Bemessungsniveau für Grenzzustand Typ 2 für Achse D um ca. + 4 % (D₂) bzw. + 7 % (D₁). Für übrige Stützen keine Erhöhung.



- Keine Erhöhung vertikaler Widerlagerreaktionen auf Bemessungsniveau für Grenzzustand Typ 2 für Widerlager Süd (E) und Widerlager Nord (A).
- Leichte Erhöhung Biegemomente und Querkräfte der Fahrbahnplatte in Querrichtung auf Bemessungsniveau für Grenzzustand Typ 2 um ca. + 7 % (Hinweis: Aufbeton wirkt effektiv gleichzeitig teils mit Teil der Fahrbahnplatte).

Aufgrund obiger Quantifizierungen kann der Einfluss des Projektzustands ZBBS auf massgebende Auswirkungen des Tragwerks der Schanzenbrücke insgesamt mit bereichsweise max. ca. + 5 % bis + 10 % (Bereich Achse D) als vergleichsweise gering und von untergeordneter Bedeutung beurteilt werden. Ein wesentlicher Teil der Mehraufasten infolge Fahrbahnerhöhung wird durch gleichzeitige Reduktion der Auswirkungen Strassenverkehrslasten infolge Fahrspurreduktion kompensiert.

4.8 Nachweise der Tragsicherheit – Hohlkästen (längs)

Die nachfolgend zusammengestellten Tragsicherheitsnachweise erfolgen gemäss SIA 269 in Form des **Erfüllungsgrades** $n = R_{d,act} / E_{d,act}$. Sie sind für $n \geq 1.00$ normgemäss erfüllt. Die Nachweise erfolgen grundsätzlich analog der in der detaillierten Überprüfung 2021 [3] geführten Nachweise. Details zu den einzelnen Nachweisen sind in den Statischen Berechnungen in Anhang 2 dokumentiert.

4.8.1 Biegung Hohlkästen

Die Tragsicherheitsnachweise für Biegung der Hohlkästen in Längsrichtung werden an folgenden 3 massgebenden Querschnittsstellen geführt, siehe Tabelle 5: Innenfeld BC₂, Randfeld DE₁ und über Stütze D₁. Der Biegewiderstand des Hohlkastens wird dabei hauptsächlich durch die Spannglieder bestimmt. Für den Querschnitt über der Stütze D₁ wird eine reduzierte mitwirkende Breite von Fahrbahnplatte und unterer Kastenplatte berücksichtigt, insbesondere aufgrund der eher geringen Querbewehrung (Schubanschluss Gurtplatten). Der Einfluss des zugehörigen Torsionsmoments auf den Biegewiderstand (Überlagerung Längsbewehrungskräfte) ist für diese Nachweisstellen gering und vernachlässigbar. Die Querschnittsduktilität ist in den betrachteten Feldbereichen mit $x/d \leq 0.35 \times 1.12 = 0.39$ ausreichend. Im betrachteten Stützenbereich D₁ ist die Querschnittsduktilität im Bruchzustand mit $x/d = 0.65 > 0.50 \times 1.12 = 0.56$ beschränkt, insbesondere aufgrund der starken, für effektive Überprüfungs Momente nicht ausgenutzte Längsvorspannung bei reduzierter mitwirkender Breite der unteren Kastenplatte. Der Biegenachweis ist ohne plastische Schnittgrössenumlagerung erfüllt.

Nachweis- Querschnitt	Auswirkung $M_{y,d,act}$		Widerstand $M_{Rd,act}$ [MNm]	Erfüllungsgrad $n = R_{d,act} / E_{d,act}$	
	[MNm]	(Anteil $G_{d,act}$)			
Innenfeld BC ₂	25.2	(60 %)	36.5	1.45	erfüllt
Randfeld DE ₁	18.7	(68 %)	25.8	1.38	erfüllt
über Stütze D ₁	-17.7	(67 %)	-29.3	1.66	erfüllt

Tabelle 5: Tragsicherheitsnachweise mit Erfüllungsgraden für Biegung Hohlkästen in Längsrichtung

Die in Tabelle 5 dargestellten Nachweise zeigen **klar ausreichende Erfüllungsgrade** $n \geq 1.00$ für Biegung der Hohlkästen, diese Nachweise sind somit erfüllt. Die ständigen Einwirkungen überwiegen mit einem Anteil von ca. 60 – 70 % die veränderlichen Einwirkungen.



4.8.2 Querkraft Hohlkastenstege

Die Tragsicherheitsnachweise für Querkraft der Hohlkastenstege in Längsrichtung werden an verschiedenen, massgebenden Stellen von Innenstegen (IS) und Aussenstegen (AS) geführt, siehe Tabelle 6. Die Nachweise erfolgen dabei analog der detaillierten Überprüfung 2021 [3] einerseits gemäss Nachweisformat SIA 269/2 auf Level II (ohne Betonanteil am Querkraftwiderstand) und andererseits gemäss fib Model Code 2010 [18] auf Level III (vertieft, mit zusätzlichem Betonanteil $V_{Rd,c}$ am Querkraftwiderstand). Die Nachweise erfolgen als Querschnittsbetrachtungen in entsprechenden Nachweisschnitten, ohne Interaktion bezüglich der indirekten Lagerungen mittels Querträger (siehe hierzu Kap. 4.8.3). Bezüglich wesentlicher Annahmen und Details dieser Berechnungen Level II und Level III wird auf die detaillierte Überprüfung 2021 verwiesen (siehe [3] Kap. 5.7.3).

Nachweis-Querschnitt	Auswirkung $V_{d,act}$	Widerstand $V_{Rd,act}$				Erfüllungsgrad $n = R_{d,act} / E_{d,act}$			
		[kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$\Delta V_{Rd,p}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,tot}$ [kN]	SIA 269/2 Level II	fib MC 2010 Level III	
Innenfeld CD ₁ , vor C	IS	1'742	1'595	688	761	3'045	1.31	1.75	erfüllt
	AS	1'624	1'125	935	1'003	3'063	1.27	1.89	erfüllt
Innenfeld CD ₁ , vor D	IS	1'836	719	757	161	1'637	0.80	0.89	nicht erfüllt
	AS	1'734	750	1'113	391	2'253	1.07	1.30	erfüllt
Randfeld DE ₁ , vor D	IS	1'817	771	1'024	393	2'188	0.99	1.20	erfüllt
	AS	1'679	789	1'265	600	2'654	1.22	1.58	erfüllt
Randfeld DE ₂ , vor E	IS	1'534	682	452	600	1'734	0.74	1.13	erfüllt
	AS	1'239	705	420	647	1'772	0.91	1.43	erfüllt

Tabelle 6: Tragsicherheitsnachweise Querkraft Hohlkastenstege in Längsrichtung. Mit Erfüllungsgraden für Innenstege (IS) und Aussenstege (AS) an massgebenden Stellen. Mit Nachweisformaten SIA 269/2 Level II und fib Model Code 2010 [18] Level III.

Die in Tabelle 6 dargestellten Nachweise zeigen für Hohlkastenstege an den meisten Stellen genügende Erfüllungsgrade $n \geq 1.00$, unter Berücksichtigung des vertieften Nachweisformats Level III. Lediglich an massgebender Stelle des Hohlkasteninnenstegs CD₁ vor D zeigt sich selbst für Level III ein ungenügender Erfüllungsgrad $n = 0.89 < 1.00$ für Querkraft. Dieser nicht erfüllte Querkraftnachweis Level III ist Gegenstand der ergänzenden, vertieften Berechnungen Level IV (siehe Kap. 4.8.3 und [1]). Für die Querkraftnachweise überwiegen die ständigen Einwirkungen die veränderlichen Einwirkungen jeweils.

4.8.3 Indirekt auf Stützenquerträger D₁ gelagerte Hohlkastenstege CD₁, DE₁ (Interaktion, Berechnungen Level IV, Fazit aus [1])

Für den auf Level III einzig nicht erfüllten Querkrafttragsicherheitsnachweis des Hohlkastenstegs CD₁ vor D werden ergänzende, vertiefte Berechnungen Level IV gemäss fib Model Code 2010 [18] durchgeführt. Diese sind im separaten Bericht [1] dokumentiert und beurteilt, zudem werden diese spezifischen Berechnungen durch einen weiteren Sachverständigen geprüft. Die Berechnungen Level IV erfolgen mittels nichtlinearer FE-Berechnungen nach der CSFM-Methode (Kompatible Spannungsfeldmethode) mittels Software IDEA StatiCa Detail. Dabei werden sowohl für den betrachteten Hohlkasteninnensteg CD₁, DE₁ wie für den Querträger D₁ scheibenförmige Modelle mit zugehörigen Spannungsfeldern erstellt, welche gemeinsam die indirekte Lagerung der Hohlkastenstege berücksichtigen. Aus diesen Berechnungen Level IV lässt sich bezüglich Tragsicherheit Folgendes festhalten (Details siehe [1]):



- Die durchgeführten Tragsicherheitsnachweise können für den Hohlkasteninnensteg CD₁ vor D₁ (Erfüllungsgrad $n = 1.03$) und den Querträger D₁ ($n = 1.00$) vollumfänglich erbracht werden. Somit ergibt sich insgesamt für das betrachtete System aus Hohlkastensteg und Querträger eine normgemässe Tragsicherheit mit einem **Erfüllungsgrad $n = 1.00$** , unter Berücksichtigung der indirekten Lagerung. Somit kann die **Querkrafttragsicherheit** für den **Hohlkasteninnensteg CD₁ vor D₁** und den **Querträger D₁** auf Level IV mit je $n = 1.00$ erfüllt werden. Massgebend dabei wird das Erreichen der Zugfestigkeit der vorhandenen Bügelbewehrungen.
- Die durchgeführten Berechnungen Level IV zeigen den massgebenden Einfluss der indirekten Lagerung der Hohlkastenstege auf das Tragverhalten und die Tragsicherheit der betrachteten Tragwerksteile inkl. entsprechender Interaktion. Dabei zeigt sich der wesentliche, günstige Einfluss der starken Vorspannung der Hohlkastenstege und des Querträgers, insbesondere unter Berücksichtigung der fehlenden konzentrierten Aufhängebewehrung im Schnittpunkt Hohlkastensteg – Querträger. Ein günstigeres Tragverhalten im Bereich der indirekten Lagerung durch die effektiv vorhandene, aber rechnerisch nicht berücksichtigte räumliche Tragwirkung über direkten Querkraftabtrag über die mitwirkende Fahrbahnplatte bedeutet eine entsprechende Tragreserve.
- **Biegetragsicherheit Querträger D₁** über Stütze D₁ klar ausreichend und gegenüber Querkrafttragfähigkeit nicht massgebend, mit **Erfüllungsgrad $n \approx 1.5 > 1.00$** (siehe auch [3]). Der Biege-widerstand wird dabei vorwiegend durch die Querspannglieder bestimmt. Die Querschnittsduktilität (im Bruchzustand) ist mit $x/d \approx 0.40$ ausreichend.

Die Erkenntnisse aus den für den massgebenden Hohlkastenbereich mit indirekter Lagerung bei D₁ durchgeführten vertieften Berechnungen Level IV lassen sich auf die übrigen, bauähnlichen und etwas geringer ausgenutzten Hohlkastenbereiche bei den übrigen Stützenquerträgern B, C und D₂ übertragen. Die entsprechenden Tragsicherheiten sind somit auch für jene gegeben.

4.9 Nachweise der Tragsicherheit – Fahrbahnplatte (quer)

Die Tragsicherheitsnachweise der Fahrbahnplatte in Querrichtung werden für massgebende Bereiche ausserhalb des günstigen Einflusses der Stützenquerträger geführt, sowohl für die Fahrbahnplatte zwischen innerem und äusserem Hohlkastensteg (d.h. innerhalb Hohlkasten) wie für die Fahrbahnplatte zwischen den beiden inneren Hohlkastenstegen (d.h. zwischen Hohlkästen). Die Nachweise erfolgen jeweils für maximale Feldmomente und Einspannmomente (am Stegrand) und für maximale Querkräfte vor dem Voutenansatz, siehe Tabelle 7 und Tabelle 8. Die Ermüdungsnachweise erfolgen als Betriebsfestigkeitsnachweise für die maximalen äquivalenten Biegespannungsdifferenzen in der Betonstahlbewehrung im Feld und bei der Einspannung (am Stegrand), siehe Tabelle 9.

Nachweis-Querschnitt Fahrbahnplatte	Auswirkung $m_{y,d,act}$ [kN]	Widerstand $m_{Rd,act}$ [kN]	Erfüllungsgrad $n = R_{d,act} / E_{d,act}$
Innerhalb Hohlkasten – Feld	60	91	1.52 erfüllt
Innerhalb Hohlkasten – Stegrand	106	182	1.72 erfüllt
Zwischen Hohlkästen – Feld	87	138	1.59 erfüllt
Zwischen Hohlkästen – Stegrand	163	229	1.40 erfüllt

Tabelle 7: Tragsicherheitsnachweise GZ Typ 2 mit Erfüllungsgraden für Biegung der Fahrbahnplatte in Querrichtung



Nachweis-Querschnitt Fahrbahnplatte	Auswirkung $V_{yd,act}$ [kN/m]	Widerstand $V_{Rd,act}$ [kN/m]	Erfüllungsgrad $n = R_{d,act} / E_{d,act}$
Innerhalb Hohlkasten – bei Voutenansatz	134	220	1.64 erfüllt
Zwischen Hohlkästen – bei Voutenansatz	127	230	1.81 erfüllt

Tabelle 8: Tragsicherheitsnachweise GZ Typ 2 mit Erfüllungsgraden für Querkraft der Fahrbahnplatte in Querrichtung

Nachweis-Querschnitt Fahrbahnplatte	Auswirkung $\Delta\sigma_{ed,s}$ [N/mm ²]	Widerstand $\Delta\sigma_{sd,fat,act}$ [N/mm ²]	Erfüllungsgrad $n = R_{d,act} / E_{d,act}$
Innerhalb Hohlkasten – Feld	141	150	1.06 erfüllt
Innerhalb Hohlkasten – Stegrand	82	150	1.83 erfüllt
Zwischen Hohlkästen – Feld	109	150	1.38 erfüllt
Zwischen Hohlkästen – Stegrand	109	150	1.38 erfüllt

Tabelle 9: Tragsicherheitsnachweise GZ Typ 4 Ermüdung (Betriebsfestigkeitsnachweise) mit Erfüllungsgraden für Biegespannungsdifferenzen in der Betonstahlbewehrung der Fahrbahnplatte in Querrichtung

Die in obigen Tabellen dargestellten Nachweise zeigen **ausreichende Erfüllungsgrade $n \geq 1.00$** für Biegung, Querkraft und Ermüdung (Betriebsfestigkeit) der vorgespannten Fahrbahnplatte in Querrichtung, diese Nachweise sind somit erfüllt. Die Strassenverkehrslasten sind dabei dominant. Für die obigen Nachweise kann die Interaktion mit der Längstragwirkung der Fahrbahnplatte als Teil des Hohlkastenquerschnitts als vernachlässigbar beurteilt werden, da einerseits der in Querrichtung massgebende Bereich nicht im in Längsrichtung stärker belasteten Stützenquerträgerbereich (mit relevantem Schubanschluss Fahrbahnplatte) liegt und da andererseits die massgebenden Auswirkungen in Querrichtung lokal begrenzte Spitzenwerte infolge dominanter Radlasten darstellen.

4.10 Nachweise der Tragsicherheit – Stützen

Die Tragsicherheitsnachweise für Knicken der ausbetonierten Stahlstützen (Stabilitätsnachweis) werden für die massgebenden Stützen B₂ und D₁ geführt, siehe Tabelle 10. Die Stahlstützen sind dabei als beidseitig gelenkige Pendelstützen ausgebildet, mit ROR 495 x 60 mm als Stützenquerschnitt (Stahl 52 bzw. S 355). Die Ausbetonierung der Stütze wird für den Nachweis nicht berücksichtigt. Eine Querbelastung der Stützen durch Fahrzeuanprall wird nicht berücksichtigt (siehe Kap. 4.1). Es ist darauf hinzuweisen, dass die Stützen gemäss Ausführungsstatik [10] für einen Anprall von Bahnfahrzeugen mit einer Anprallkraft von 100 t auf einer Höhe von 2.0 m über SOK bemessen wurden. Die maximalen Stahlspannungen in den Stahlguss-Kalottenlagern $\varnothing = 250$ mm am Stützenkopf bzw. -fuss betragen dabei $\sigma_{sd,max} = 180$ N/mm² (Stütze D₁, vgl. $f_{yd} = 338$ N/mm², i.O.).

Nachweis-Querschnitt	Auswirkung $N_{d,act}$		Widerstand $N_{K,Rd,act}$ [MN]	Erfüllungsgrad $n = R_{d,act} / E_{d,act}$
	[MN]	(Anteil $G_{d,act}$)		
Stütze B ₂	8.07	(76 %)	18.3	2.3 erfüllt
Stütze D ₁	8.82	(79 %)	24.5	2.8 erfüllt

Tabelle 10: Tragsicherheitsnachweise mit Erfüllungsgrad für Knicken Stahlstützen (Stabilitätsnachweise)



Die in Tabelle 10 dargestellten Nachweise zeigen klar **ausreichende Erfüllungsgrade $n \geq 1.00$** für Knicke der Stahlstützen, diese Nachweise sind somit **erfüllt**. Die ständigen Einwirkungen überwiegen mit einem Anteil von ca. 75 % die veränderlichen Einwirkungen.



5 Beurteilung der Tragsicherheit

5.1 Tragverhalten

Auf Basis der durchgeführten Tragwerksanalyse (siehe Kap. 4), der Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV [1] und der detaillierten Überprüfung 2021 [3] kann das Tragverhalten des Brückentragwerks wie folgt charakterisiert werden. Das Tragverhalten wird dabei durch den Projektzustand ZBBS nicht wesentlich verändert:

- Infolge der starken Vorspannung verhält sich der Brückenüberbau (Hohlkästen) in Längsrichtung unter ständigen Gebrauchslasten vollständig ungerissen und überdrückt. Selbst unter Berücksichtigung der veränderlichen Gebrauchslasten im häufigen Lastfall bleibt der Brückenüberbau in Längsrichtung vollständig **ungerissen** und grösstenteils **überdrückt**. Entsprechend sind keine relevanten Ermüdungserscheinungen des Brückenüberbaus in Längsrichtung zu erwarten.
- Das Tragverhalten des **Brückenüberbaus in Längsrichtung** (mittels Querträger indirekt gelagerte Hohlkästen) im Bruchzustand ist aufgrund der beschränkten Querschnittsduktilität im Stützen- bzw. Querträgerbereich als **begrenzt duktil** zu beurteilen. Dies insbesondere aufgrund der fehlenden konzentrierten Aufhängebewehrung im Schnittpunkt von Hohlkastenstegen und Querträgern, der starken Vorspannung der Hohlkastenstege und Querträger und der eher geringen Querbewehrung der unteren Kastenplatte (Schubanschluss). Immerhin zeigen die massgebenden rechnerischen Nachweise im Bruchzustand dennoch ein plastisches Betonstahlfließen mehrerer Bügel vor Erreichen eines Betonstauchungsbruchs. Ein mögliches Versagen dieser Tragwerksteile bei Überbeanspruchung könnte sich folglich bereits bei lokaleren, begrenzteren Verformungen und Rissen ergeben.
- In **Querrichtung** ist das Tragverhalten der vorgespannten Fahrbahnplatte im Bruchzustand als relativ **duktil** zu beurteilen.
- Die **Pendelstützen** aus ausbetonierten Stahlrohren sind für reine Vertikallasten ausreichend tragfähig und nicht ausgenutzt. Sie wurden bereits original für aussergewöhnlichen Bahnanprall bemessen, was weiterhin die massgebende Überprüfungssituation darstellt.
- Anlässlich der 2021 durchgeführten Zustandserfassung und Zustandsuntersuchungen (siehe [3]) wurden **keine tragsicherheitsrelevanten strukturellen Schäden** des Brückenüberbaus in Längsrichtung (Hohlkästen inkl. Querträger) festgestellt. Insbesondere konnten keine relevanten Schubrisse, Biegerisse, korrosionsbedingte Querschnittsverminderungen von Spannstahl- und Betonstahlbewehrungen und übermässige Verformungen festgestellt werden.

5.2 Tragsicherheit für Projektzustand ZBBS

Auf Basis der durchgeführten Tragwerksanalyse (siehe Kap. 4) und der Ergänzung vertiefte Berechnungen Level IV [1] kann die **Tragsicherheit** der massgebenden Teile des Brückentragwerks für den betrachteten **Projektzustand ZBBS als normgemäss erfüllt (Erfüllungsgrad $n \geq 1.00$)** beurteilt werden. Dabei werden die aktualisierten Strassenverkehrslasten Lastmodell 1 gemäss SIA 269/1 ohne signalisierte Höchstgewichtsbeschränkung berücksichtigt (d.h. max. 40 t gemäss Strassenverkehrsgesetz, inkl. Überfahrt Kranwagen bis 60 t). Die projektierten, bereichsweisen Mehrauflasten (Fahrbahnerhöhung in Feldern C – E) sind hierin ebenso berücksichtigt wie die bereichsweise Fahrspurverengung (Felder C – E westseitig, resultiert in Reduktion der Auswirkungen infolge Strassenverkehrslasten).

Für die überprüfte Tragsicherheit der Schanzenbrücke **massgebend** ist die **indirekte Lagerung** des inneren **Hohlkastensteges** CD₁ mittels Querträger D auf der Stütze D₁ bezüglich **Querkrafttragfähigkeit**. Dabei konnten die zugehörigen Tragsicherheitsnachweise durch die vertieften Berechnungen Level IV mit nicht-linearen Spannungsfeldern (CSFM-Methode) erfüllt werden, mit ermitteltem **Erfüllungsgrad $n = 1.00 \geq 1.00$** (Details siehe [1]). Bezüglich zusätzlicher Tragreserven für diese Tragwerksteile siehe auch Bemerkungen in [1].

Es gilt festzuhalten, dass der **Einfluss des Projektzustands ZBBS** auf das Tragverhalten und die Tragsicherheit der massgebenden Tragwerksteile durchwegs **gering und von untergeordneter Bedeutung** ist. Der Einfluss des Projektzustands ZBBS auf die massgebenden Erfüllungsgrade n der Tragsicherheit beträgt lediglich ca. + 2 % bis + 4 %.



6 Massnahmen

6.1 Projektmassnahmen

Aufgrund der durchgeführten detaillierten Überprüfung werden verschiedene Massnahmen empfohlen, welche innerhalb des Projekts ZBBS für die weitere Projektierung und für die Ausführung zu beachten sind:

- a) **Fahrbahngestaltung:** Die projektierte Fahrbahngestaltung mit bereichsweiser Fahrspurreduktion stadtwärts soll nicht wesentlich verändert werden. Dabei sind die beidseitigen Gehwege und auch die verlängerte Fussgängerinsel mittels baulich-konstruktiver Elemente als **nicht-befahrbar** auszubilden (Betonleitelemente an Gehwegrändern, Pfosten bzw. Poller o.ä. auf Mittelinsel).
- b) **Eingebohrte Anschlussbewehrungen für Aufbeton** (Fahrbahnerhöhung): Wie in [2] bereits vorgesehen sind die Spannglieder und Bewehrungen vorgängig der Bohrungen **sorgfältig zu orten**. Sie dürfen durch die Bohrungen **keinesfalls verletzt** werden. Dies gilt insbesondere für die Längsspannglieder in den Hohlkastenstegen im Bereich der Hochpunkte (Achse D) und für die Querspannglieder im Querträger (Achse D). Die Anschlussbewehrungen sind grundsätzlich ausserhalb der direkten Längs- und Querträgerbereiche anzuordnen, um Beschädigungen von Spanngliedern, Bewehrungen und Bewehrungsverankerungen zu vermeiden (d.h. keine Bohrungen innerhalb Breite von Längs- und Querträger, Mindestabstand von 20 cm zu Aussenrändern von Längs- und Querträger).
- c) **Ausarbeitung und Verfeinerung konstruktiver Details:** Im Rahmen der weiteren Projektierung sind wie üblich konstruktive Details zu verfeinern. Dies beispielsweise bezüglich des Aufbetons, der Fahrbahntwässerung, der Bauwerksabdichtung und des Belagsaufbaus.
- d) **Wesentliche Projektänderungen:** Im Falle von wesentlichen Projektänderungen sind deren Einflüsse auf das Tragwerk zu beurteilen und die durchgeführten **Tragsicherheitsnachweise** gegebenenfalls **zu aktualisieren**. Falls erforderlich sind entsprechende Massnahmen zu treffen. Dies gilt insbesondere bei relevanten Änderungen der Fahrspurgestaltung und der Fahrbahnerhöhung. Während der Ausführung ist gleichermassen die korrekte Umsetzung des geprüften Projekts zu kontrollieren und zu gewährleisten.
- e) **Nutzungsvereinbarung:** Die vorgesehene und in vorliegender detaillierter Überprüfung berücksichtigte Nutzung des Bauwerks für den Projektzustand ZBBS (insbesondere Nutzung durch Strassenverkehr bis 40 t, Nutzung durch nicht-motorisierten Verkehr und Ausbildung Fahrzeugrückhaltesystem) ist in einer Nutzungsvereinbarung festzuhalten und von Bauherrschaft und Bauwerkseigentümerin unterzeichnen zu lassen.
- f) **Beweissicherung:** Vorgängig der Ausführung des Projekts ZBBS ist eine Beweissicherung für relevante Bauwerksteile in Absprache mit der Bauwerkseigentümerin durchzuführen, mit zugehöriger Fotodokumentation. Dabei ist auch auf allfällige neuere Schäden des Bauwerks zu prüfen, insbesondere bezüglich tragsicherheitsrelevanter Aspekte.
- g) **Neue Erkenntnisse:** Falls während der weiteren Projektierung oder der Ausführung neue relevante Erkenntnisse zum Tragwerksverhalten, zum Bauwerkszustand (insbesondere neuere Tragwerksschäden) oder infolge verschärfter Normen bekannt werden, so sind diese bezüglich der durchgeführten Tragsicherheitsnachweise und der empfohlenen Massnahmen zu beurteilen und letztere gegebenenfalls zu aktualisieren.

6.2 Empfohlene weitere Massnahmen

Im Rahmen der durchgeführten detaillierten Überprüfung bezüglich des Projekts ZBBS haben sich Erkenntnisse für weitere Massnahmen bezüglich der Schanzenbrücke ergeben. Diese sind nicht Gegenstand des Projekts ZBBS, sondern liegen in Zuständigkeitsbereichen Dritter:

- h) **Aktuelle Strassenverkehrsutzung:** Abklärungen im Falle von veränderter aktueller Strassenverkehrsutzung, namentlich bezüglich Überfahrt von Fahrzeugen > 40 t und bezüglich Ausnahme-/Sondertransporte (zuständig: Bauwerkseigentümerin SBB, in Absprache mit dem Tiefbauamt der Stadt Bern).



- i) **Überwachung und Unterhalt:** Durchführen der üblichen periodischen Überwachung des Bauwerkszustands (Inspektionen) und des üblichen baulichen und betrieblichen Unterhalts (zuständig: Bauwerkseigentümerin SBB, in Absprache mit dem Tiefbauamt der Stadt Bern TAB).
- j) **Instandsetzung oder Ersatz schadhafter Bauwerks- und Ausrüstungsteile:** Gemäss Empfehlung in detaillierter Überprüfung 2021 [3], falls nicht zwischenzeitlich bereits erfolgt. Dies betrifft beispielsweise undichte Leitungsdurchbrüche in einzelnen Hohlkastenabschnitten, undichte Fahrbahnübergänge, korrosionsgeschädigte Rollenlager auf dem Widerlager Süd, korrosionsgeschädigte Kalottenlager an Stützenfüssen und teils beschädigten Verbund der PBD-Brückenabdichtung (zuständig: Bauwerkseigentümerin SBB, in Absprache mit dem Tiefbauamt der Stadt Bern).
- k) **Rückbau Abfangkonstruktionen ABB RBS:** Der Rückbau der Abfangkonstruktionen im Projekt ABB RBS soll derart erfolgen, dass verbleibende relevante ungünstige Zwangsschnittgrössen an massgebenden Tragwerksstellen vermieden werden. Gegebenenfalls sind entsprechende Massnahmen zu ergreifen (zuständig: Bauherrschaft RBS, mit Information an das Tiefbauamt der Stadt Bern).

Bern, 06. April 2023
1229-10 / PK

Diggelmann + Partner AG
Bauingenieure sia / suisse.ing

P. Künzler

ANHANG

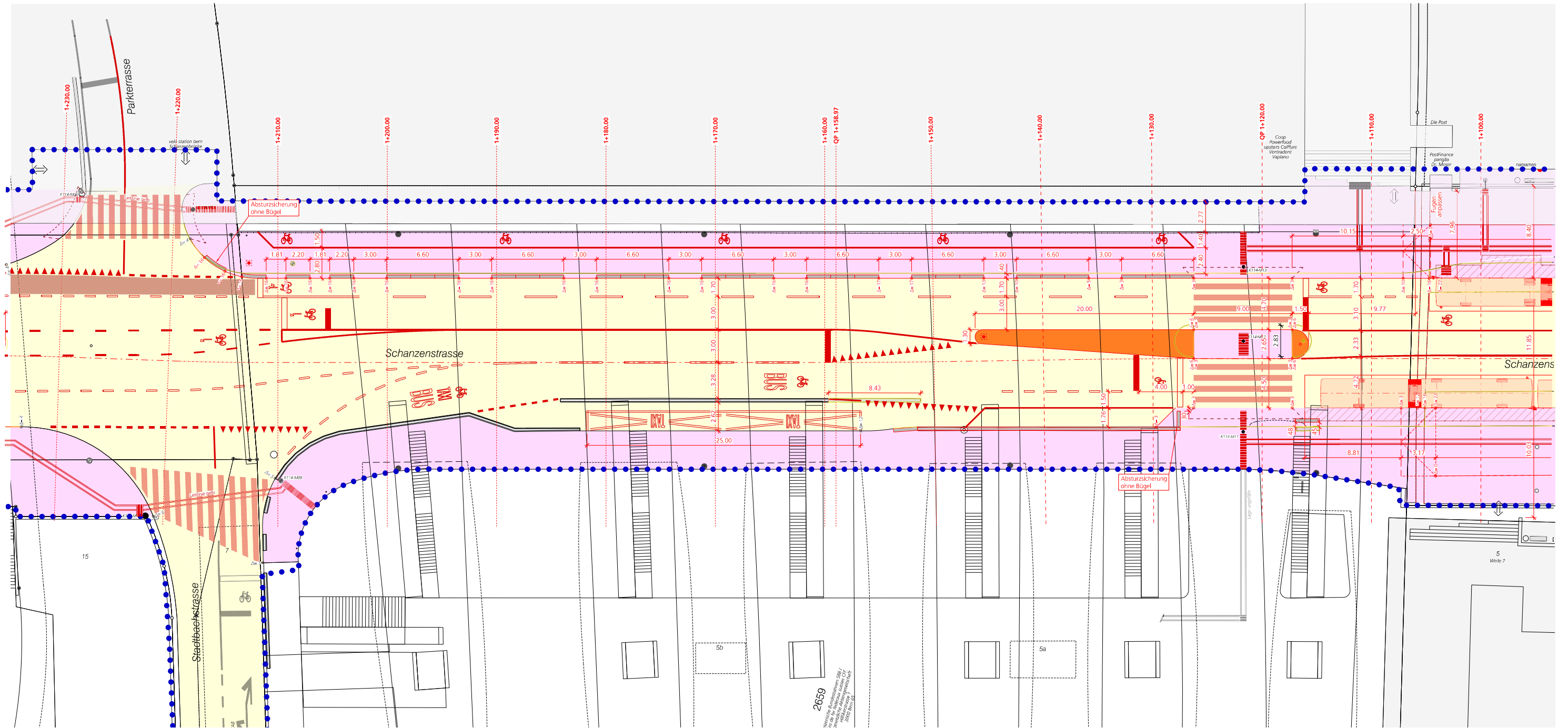
Anhang 1: Planausschnitte Projekt ZBBS 2023

Anhang 2: Statische Berechnungen für Projektzustand ZBBS

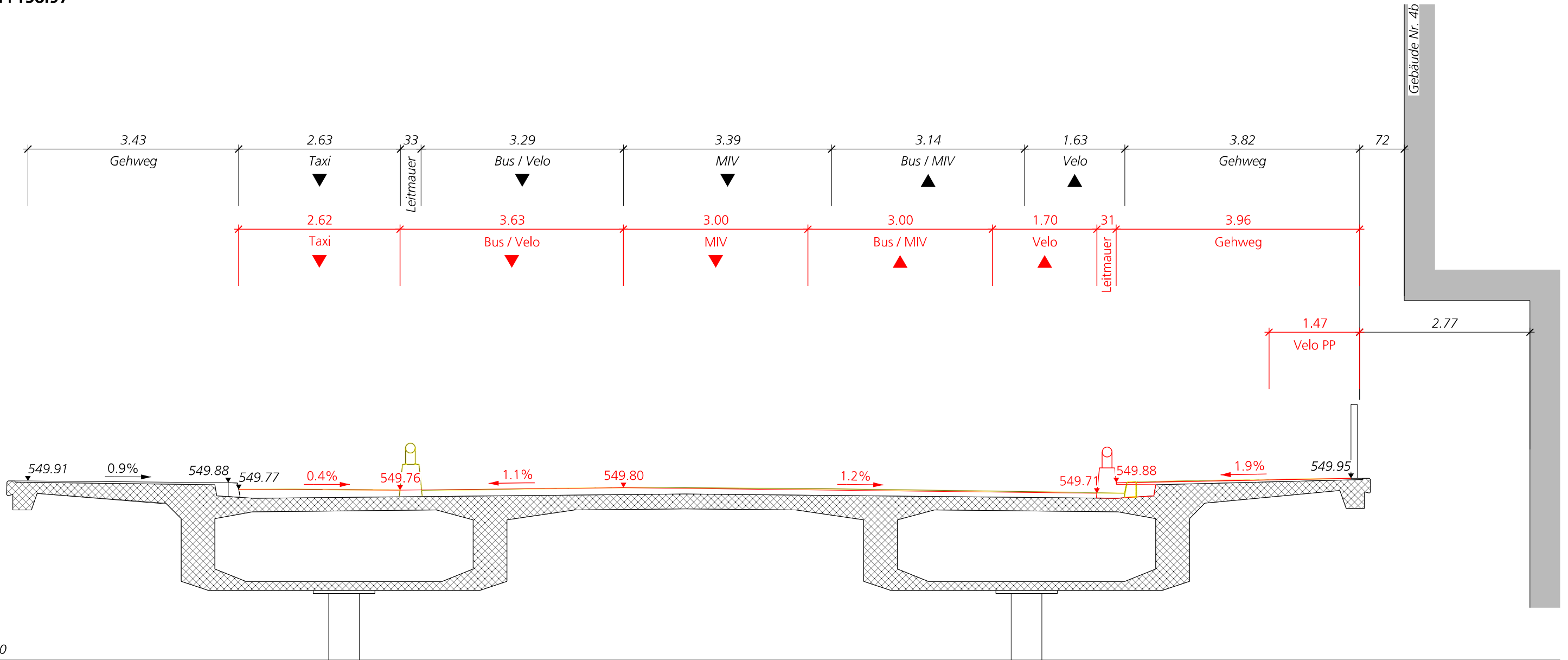


Anhang 1: Planausschnitte Projekt ZBBS 2023

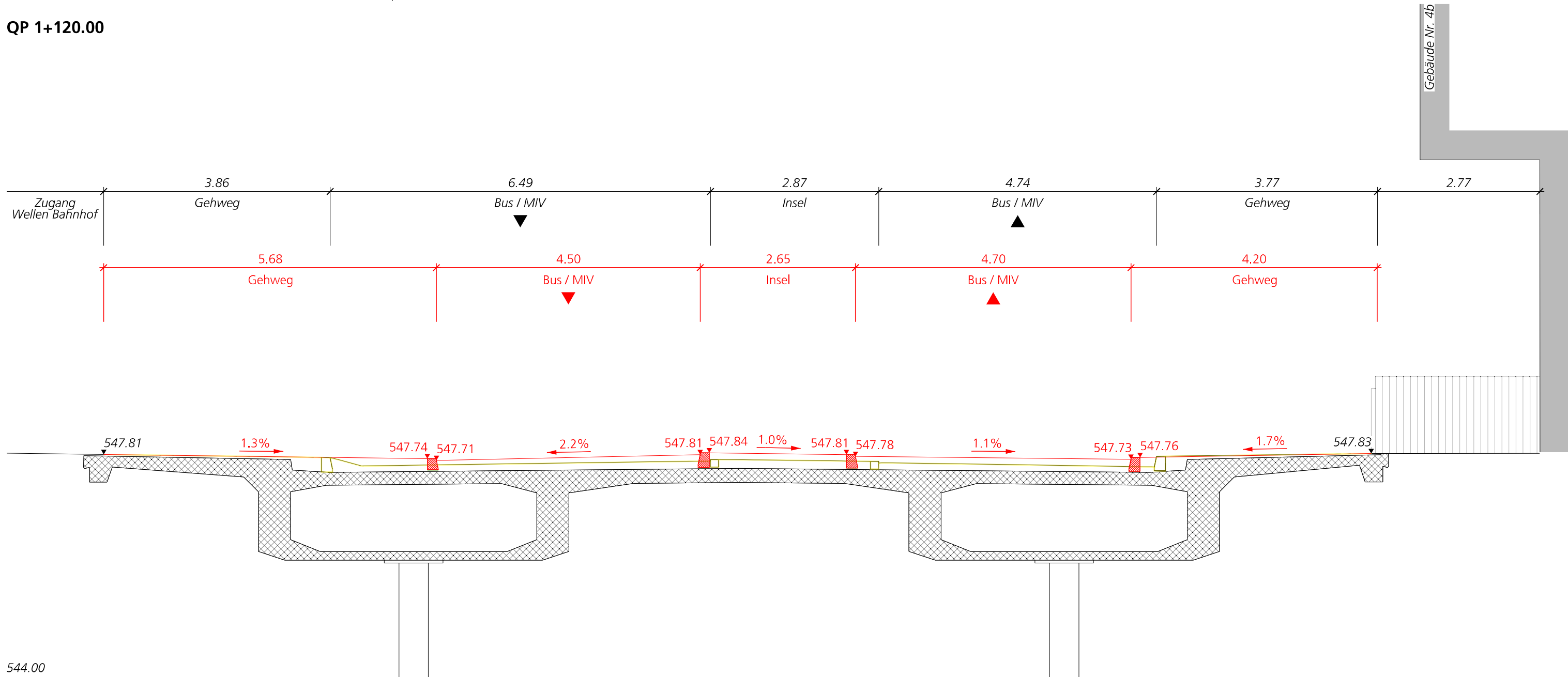
Inhalt:	Seiten
- Situationsausschnitt, aus Plan 4-2 [2]	1 (A3)
- Typische Querprofile, aus Plan 4-8 [2]	2 – 3 (A3)
- Details Fahrbahnerhöhung in Längsschnitt und Situation, aus Plan 403-4 [2]	4 – 5 (A3)
- Situationsausschnitt Aufbeton, aus Plan 4-25 [2]	6 (A3)



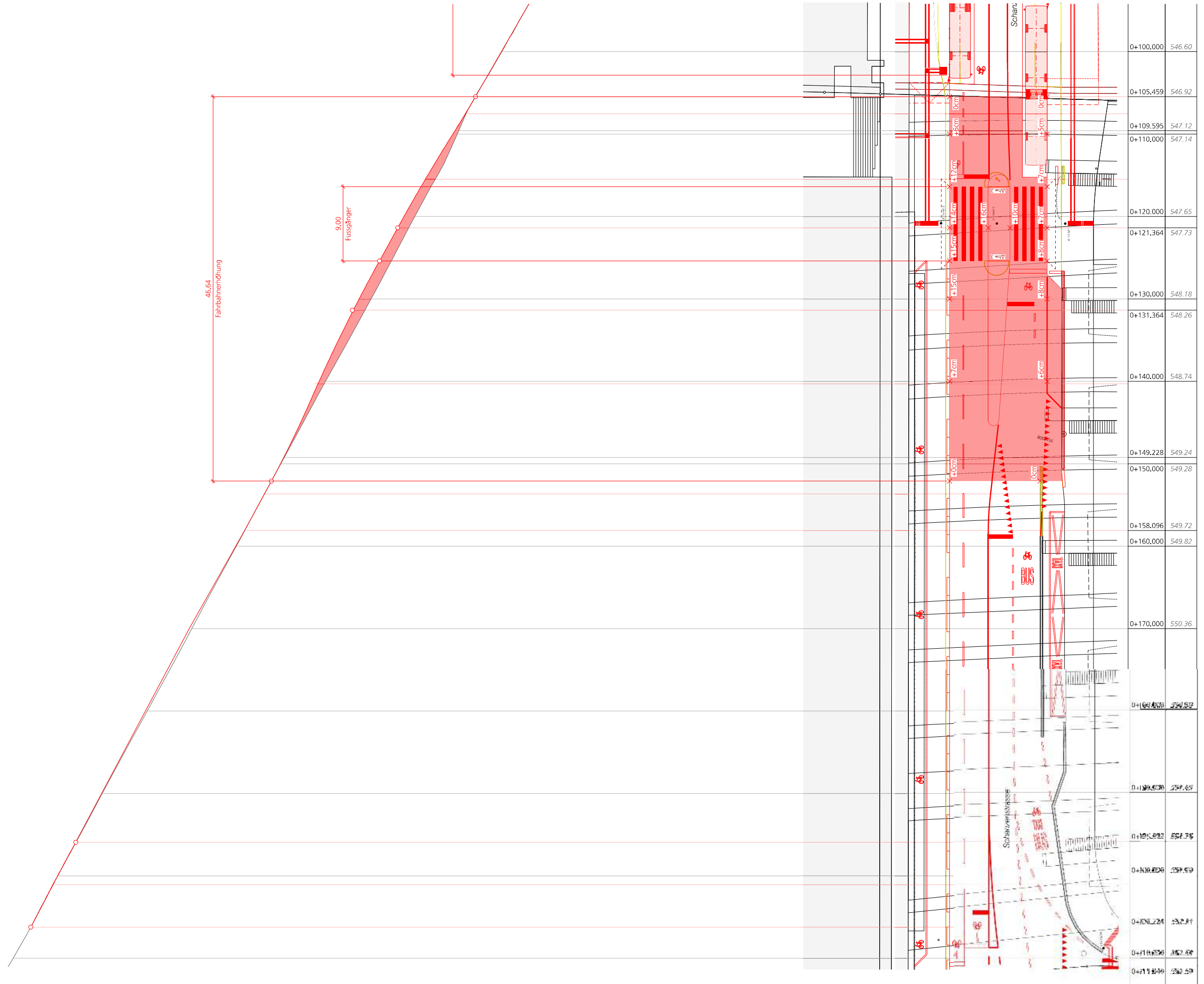
QP 1+158.97

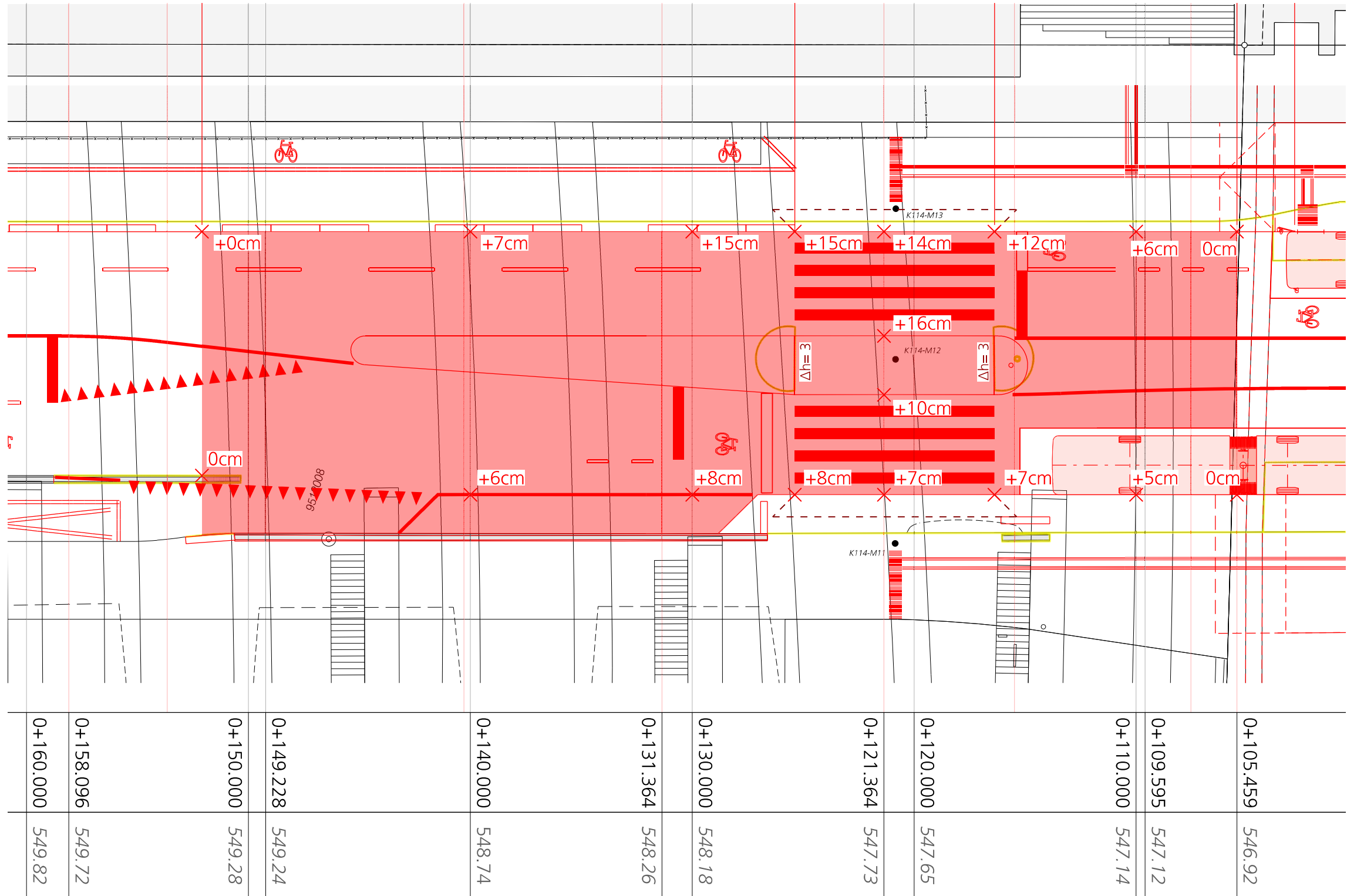


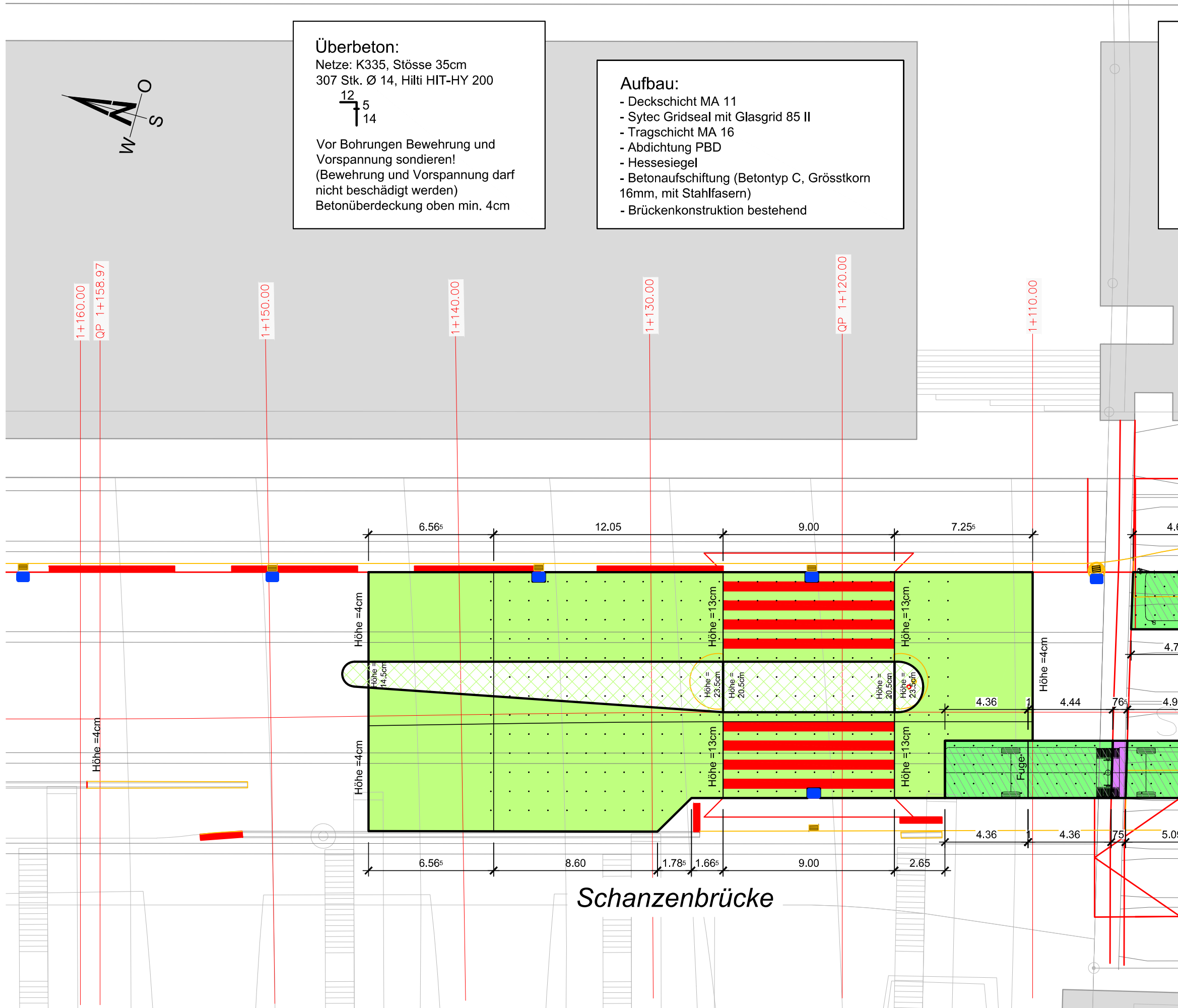
QP 1+120.00



544.00









Anhang 2: Statische Berechnungen für Projektzustand ZBBS

Inhalt:	Seiten
Teil A: Brückenlängsrichtung (Hohlkästen, Stützen)	
1. Struktur	1
2. Einwirkungen	2 – 17
3. Schnittgrössen, Resultate	18 – 27
4. Tragsicherheit Biegung Hohlkästen	28 – 36
5. Tragsicherheit Querkraft Hohlkastenstege	37 – 46
6. Tragsicherheit Stahlstützen (Knicken)	47
Teil B: Brückenquerrichtung (Fahrbahnplatte)	
7. Fahrbahnplatte zwischen Hohlkästen – Modell	48 – 59
8. Fahrbahnplatte zwischen Hohlkästen – Nachweise	60 – 66
9. Fahrbahnplatte innerhalb Hohlkästen – Modell	67 – 80
10. Fahrbahnplatte innerhalb Hohlkästen – Nachweise	81 – 86

Änderungsindex:

Nr.	Änderung	Auslöser	Datum	Version
0	Erstversion	Abgabe an SV	06.04.2023	0.0

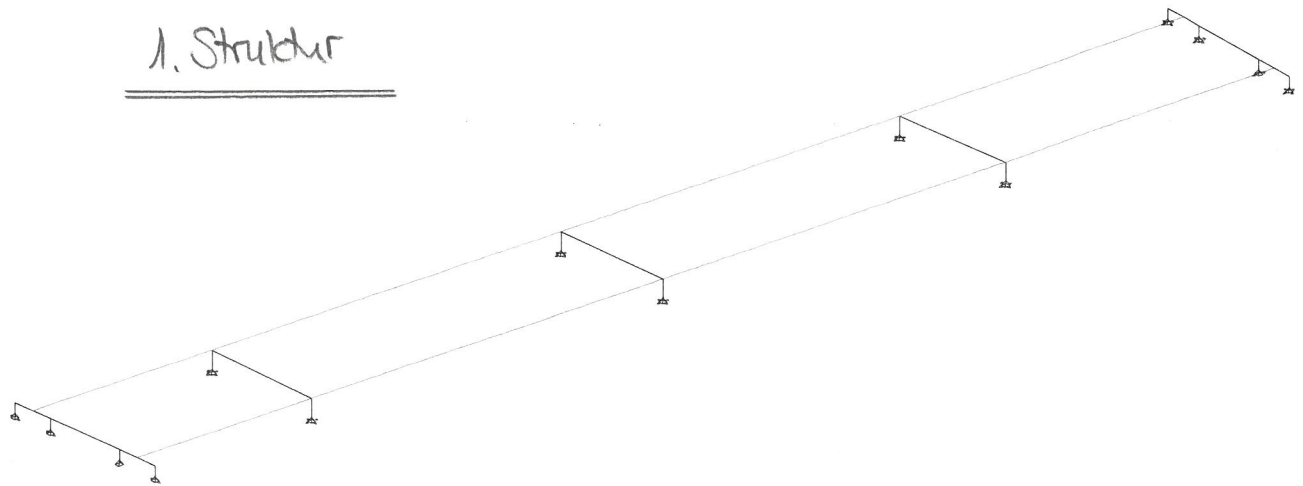
Vorbemerkungen

Die nachfolgende Dokumentation der durchgeführten Statischen Berechnungen für den Projektzustand ZBBS ergänzt und vertieft die Erläuterungen im **Bericht**. Wesentliche Erläuterungen zur Abgrenzung, zu Nutzungszuständen, zur statischen Modellbildung, zu den Baustoffen, zu den Einwirkungen und Grenzzuständen und zu den Tragsicherheitsnachweisen sind in den **dortigen Kapitel 4.1 – 4.10** zusammengestellt.

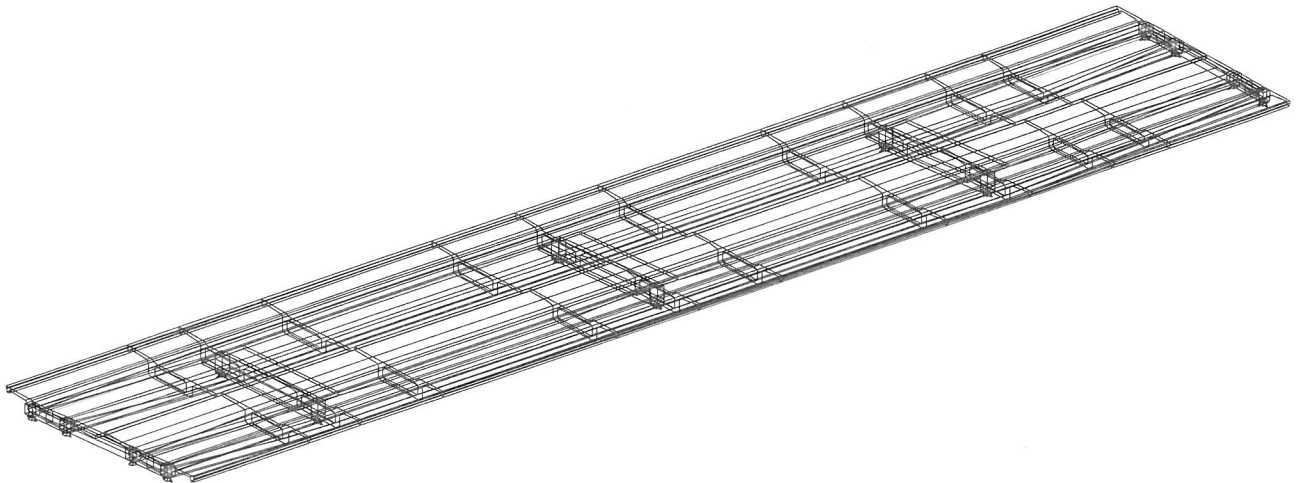
Das Stabstatikmodell der gesamten Brücke mit zwei Hohlkästen in STATIK-7 wurde aus der detaillierten Überprüfung 2021 [3] unverändert übernommen und lediglich bezüglich der im Projektzustand ZBBS veränderten Einwirkungen (Mehrauflasten, Anordnung Strassenverkehrslasten, Anordnung nicht-motorisierter Verkehr) angepasst. Entsprechend wird bezüglich Struktur und bestehenden Einwirkungen auf den Bericht [3] bzw. dessen Anhang 2 verwiesen

Die ergänzenden vertieften Berechnungen Level IV für den Projektzustand ZBBS sind im separaten Bericht [1] dokumentiert.

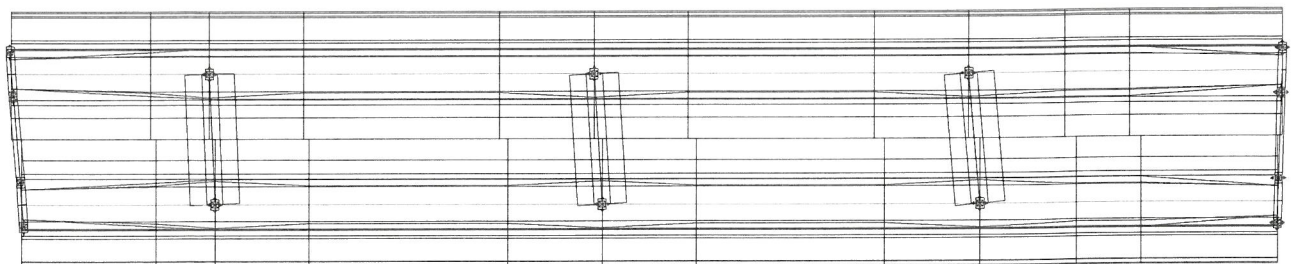
Struktur



Struktur



Struktur

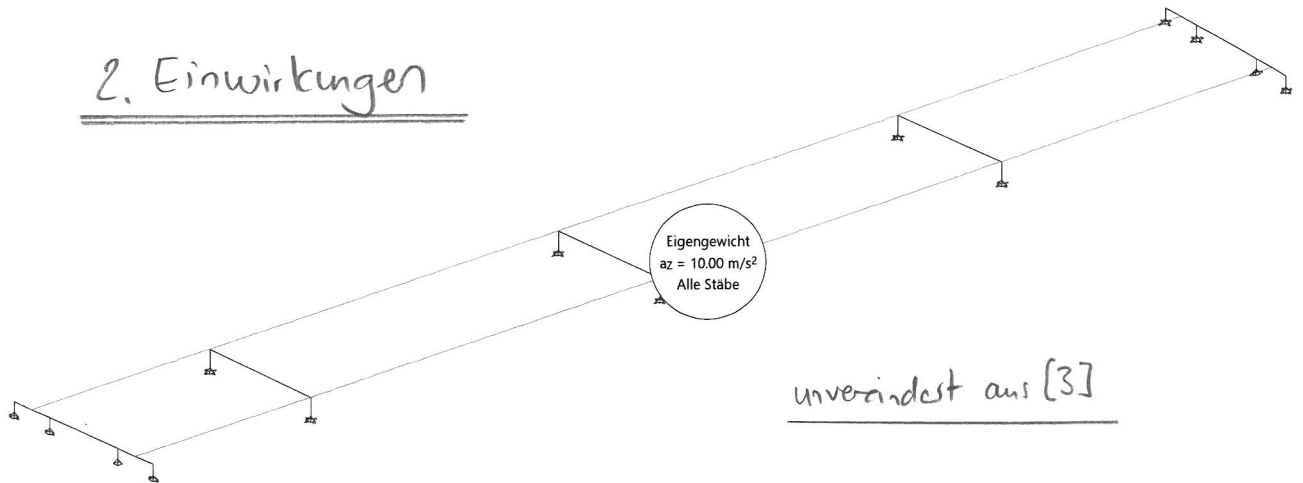


→ Struktur unverändert aus [3] übernommen, siehe dortige Details.

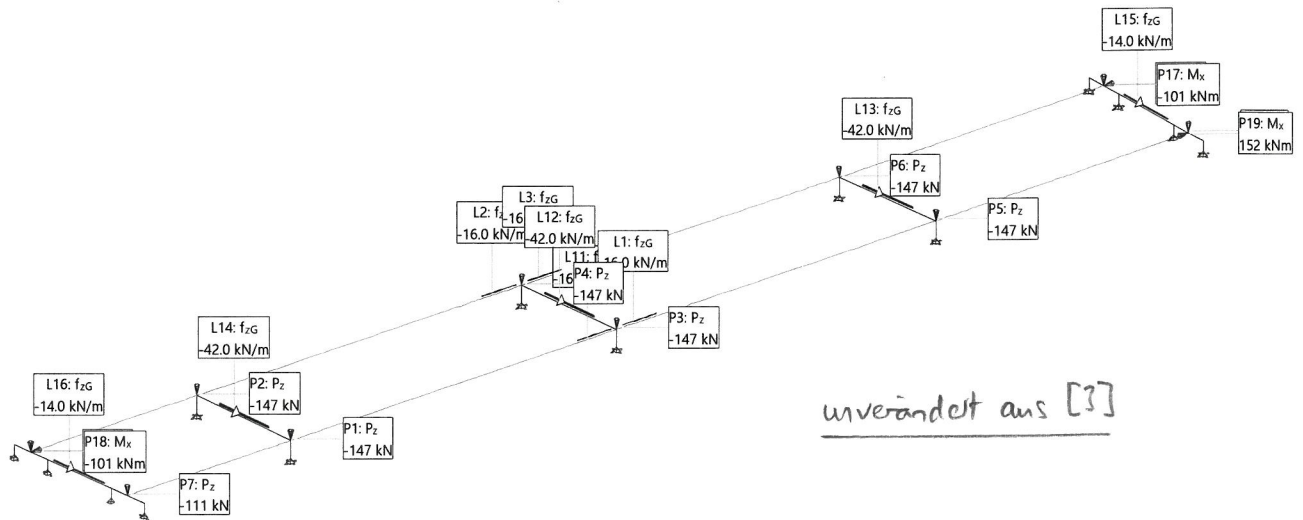
Nr.:

Belastung EG: Eigengewicht

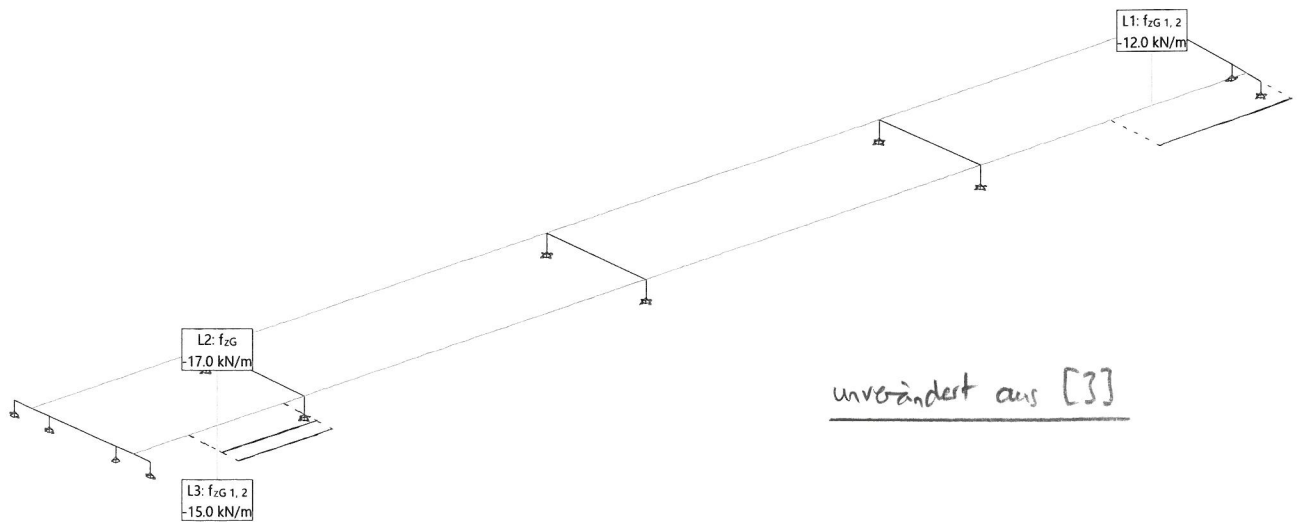
2. Einwirkungen



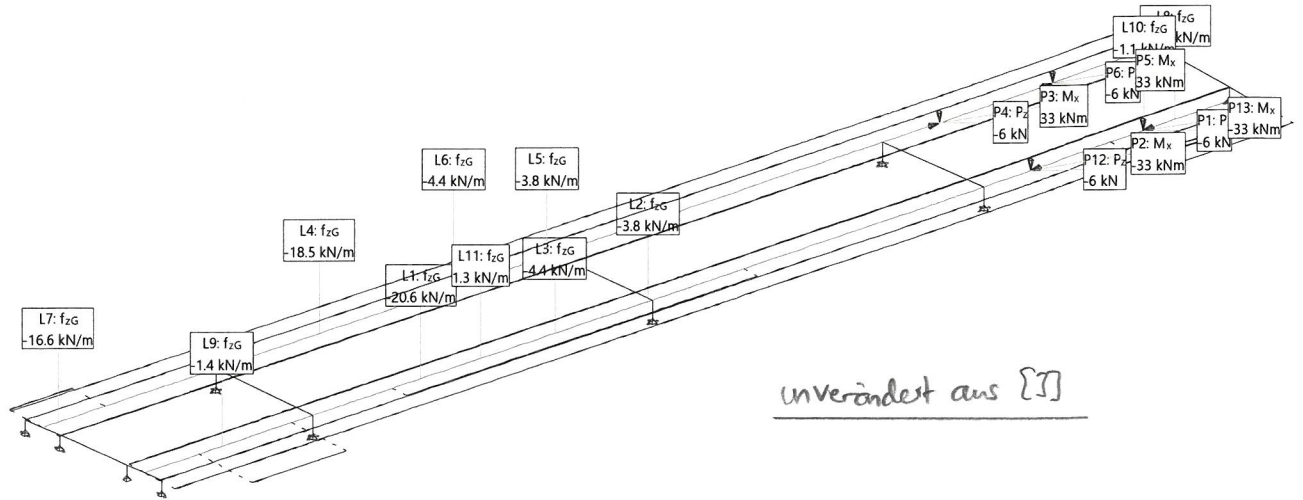
Belastung EG-QTST: Eigengewicht Querträger + Stegverbreiterungen C



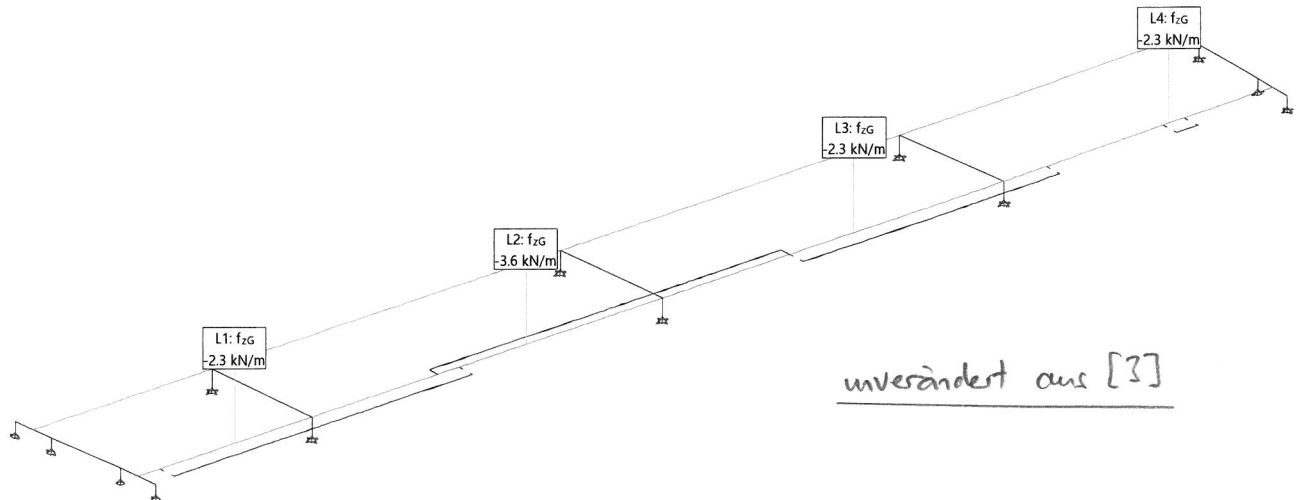
Belastung EG-Verb: Eigengewicht FBPL bei Verbreiterungen



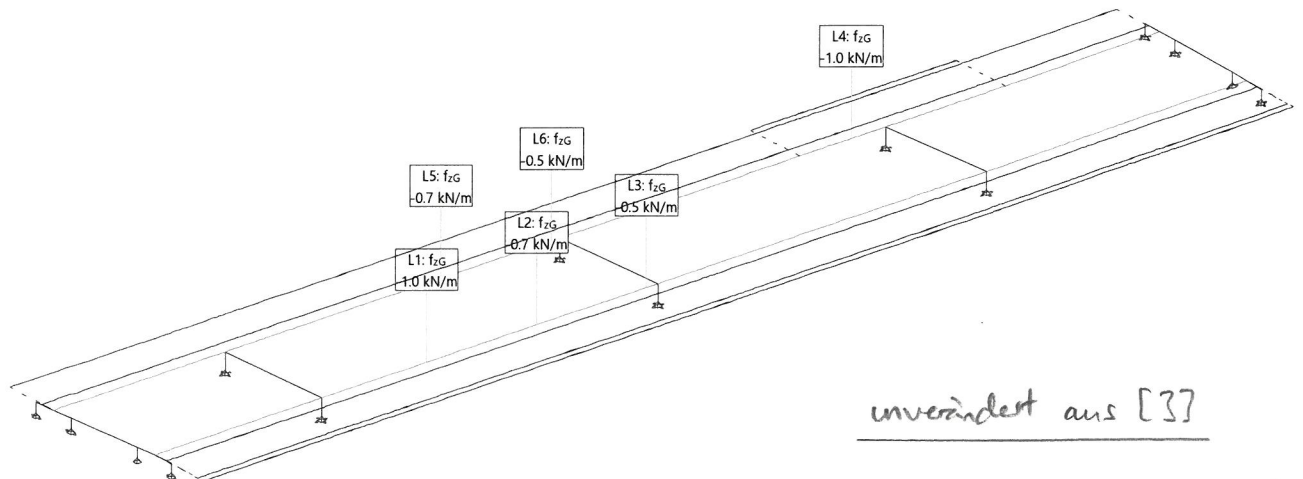
Belastung AL-BR: Auflasten Belag + Randsteine



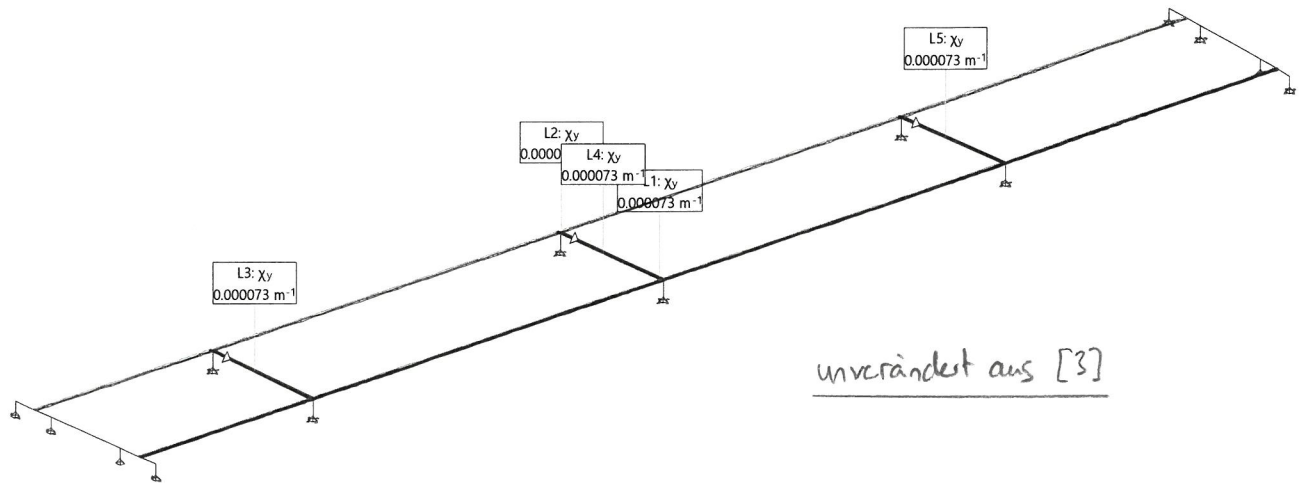
Belastung AL-LE: Auflasten Leitelemente Beton



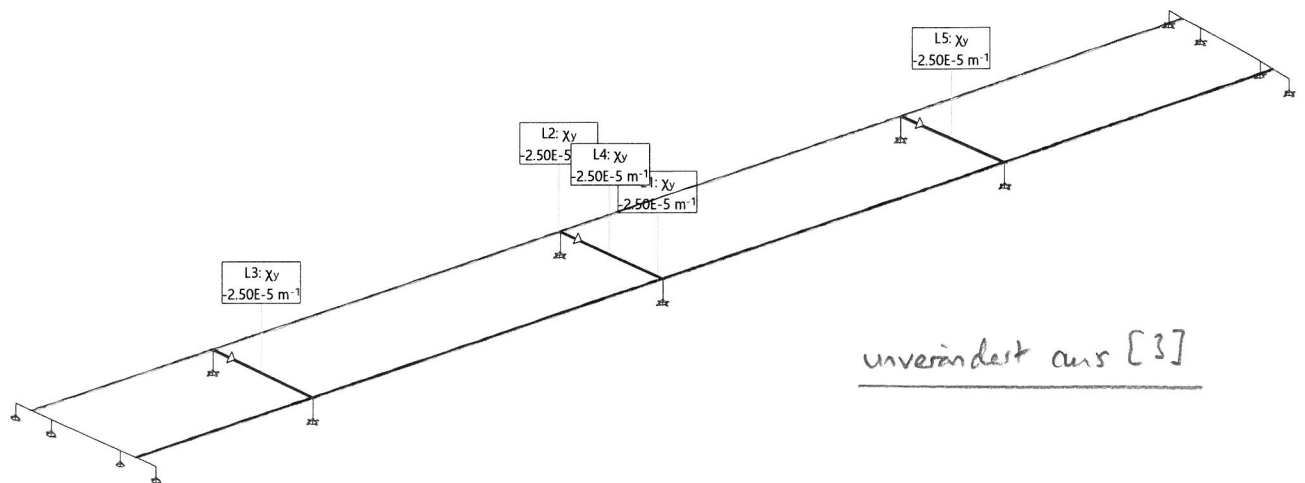
Belastung AL-AU: Auflasten Ausrüstungen (Geländer-Maste-Schutzdach-Leitungen)



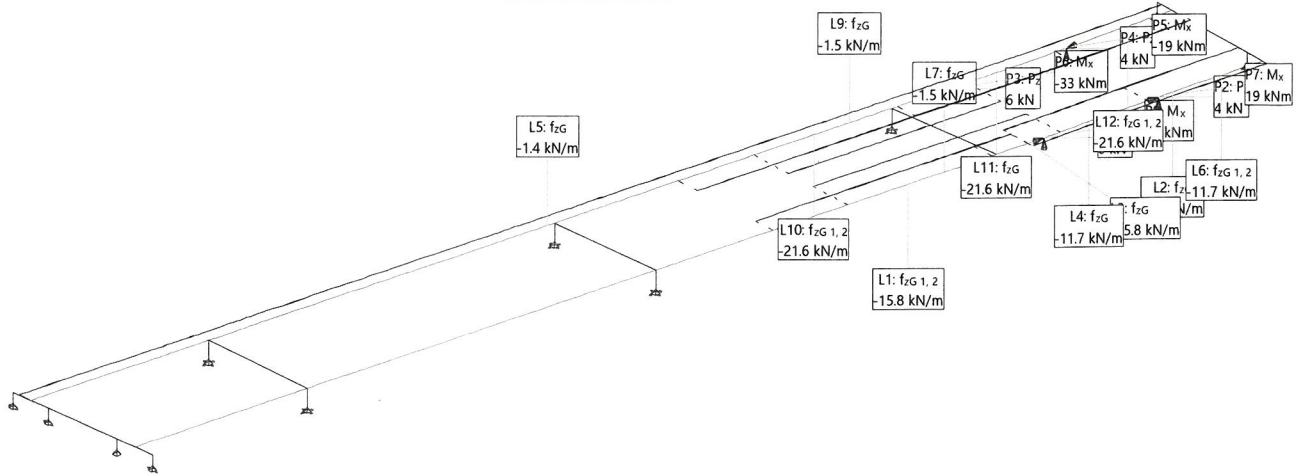
Belastung Temp-owa: Temperatur oben warm T2k



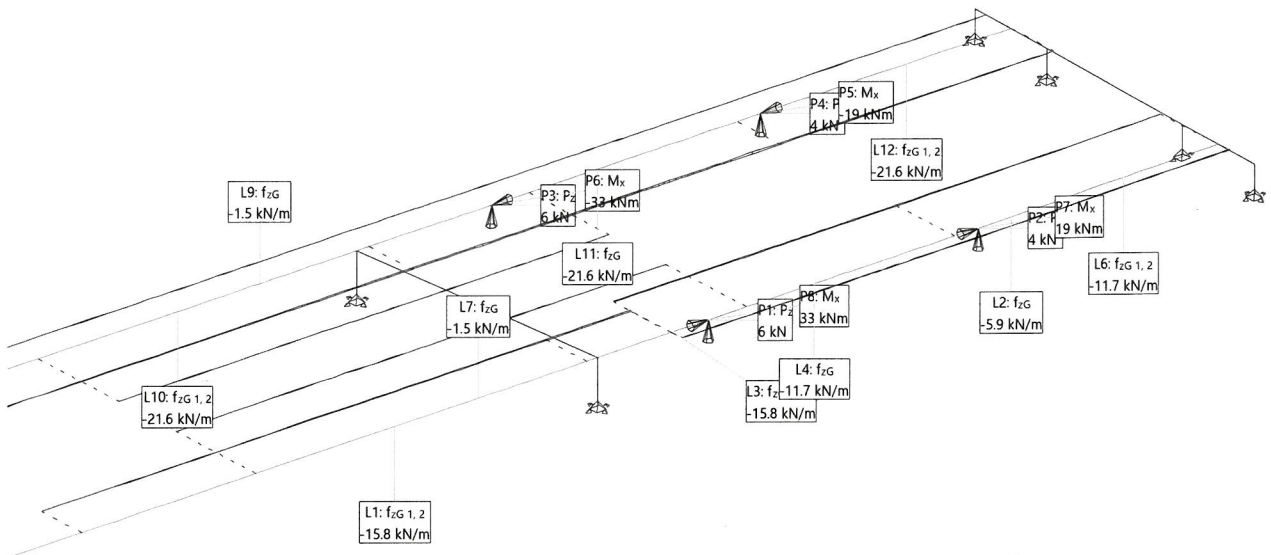
Belastung Temp-oka: Temperatur oben kalt T2k



Belastung AL-BG+: Mehraufasten Belag + Gehwegverbreiterungen ZBB



Belastung AL-BG+: Mehraufasten Belag + Gehwegverbreiterungen ZBB



→ siehe Skizze / Planschnitt

Gehwegverbreiterung Ost (schmal)
 Gehwegverbreiterung West

Belastung 'AL-BG+': Mehraufasten Belag + Gehwegverbreiterungen ZBB

Linienlasten: Kräfte *Fahrbahnerhöhung West*

Bezeichner	Lasttyp	Länge [m]	p1 [kN/m]	p2 [kN/m]	XSumme [kN]	YSumme [kN]	ZSumme [kN]
L1	Z global #	20.60	0	-15.8	0	0	-163
L2	Z global #	22.35	-5.9		0	0	-132
L3	Z global #	3.45	-15.8		0	0	-55
L4	Z global #	11.55	-11.7		0	0	-135
L5	Z global #	107.75	-1.4		0	0	-151
L6	Z global #	10.80	-11.7	0	0	0	-63
L7	Z global #	20.00	-1.5		0	0	-30
L9	Z global #	20.00	-1.5		0	0	-30
L10	Z global #	20.60	0	-21.6	0	0	-222
L11	Z global #	15.00	-21.6		0	0	-324
L12	Z global #	11.15	-21.6	0	0	0	-120

: exzentrisch

Mittellinsel

Fahrbahnerhöhung Ost

Nr.:

Linienlasten: Exzentrizitäten

Bezeichner	global [m]	lokal-y [m]	lokal-z [m]
L1	2.05		
L2	-0.55		
L3	2.05		
L4	2.95		
L5	1.30		
L6	2.95		
L7	4.10		
L9	-4.10		
L10	-2.20		
L11	-2.20		
L12	-2.20		

Punktlasten: Kräfte und Momente

-> Reduktion bestehende Inseln: (a) + (b) (eff. Minderauflast)

Bezeichner	Lasttyp	P [kN]	M [kNm]	XSumme [kN]	YSumme [kN]	ZSumme [kN]
P1	Z global Stabkraft	6		0	0	6
P2	Z global Stabkraft	4		0	0	4
P3	Z global Stabkraft	6		0	0	6
P4	Z global Stabkraft	4		0	0	4
P5	Stabmoment global X		-19			
P6	Stabmoment global X		-33			
P7	Stabmoment global X		19			
P8	Stabmoment global X		33			

Lastsumme

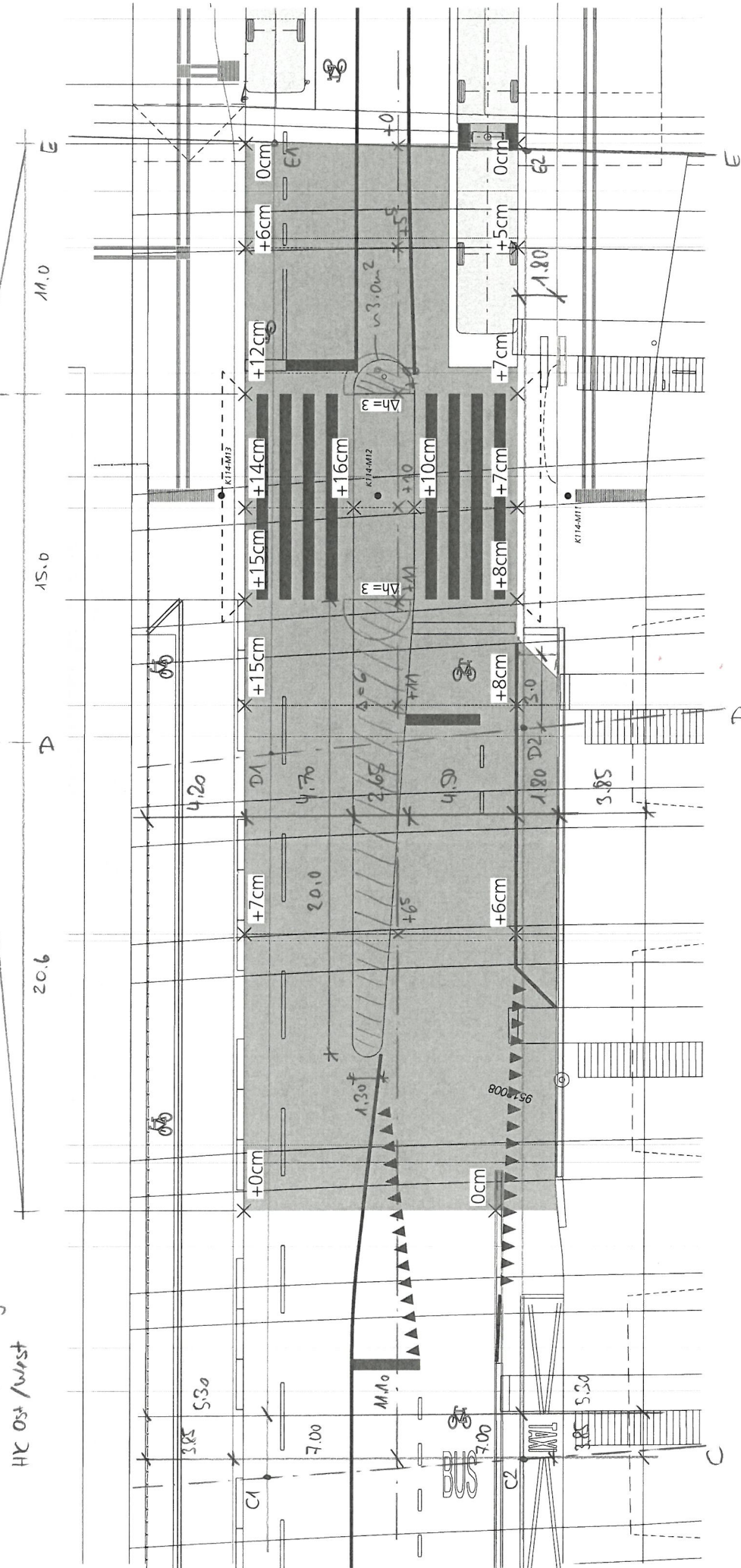
	XSumme [kN]	YSumme [kN]	ZSumme [kN]
Lastsumme Belastung AL-BG+	0	0	-1406

Mehraufgaben Fahrbahnerhöhung + Gelwegverbreiterungen ZBS

1:250
5.4.2023 PK
aus [2] 403-4

Ost: $\Delta h = 13 \text{ cm}$ (mit $b = 6.65 \text{ m}$)
West: $\Delta h = 9 \text{ cm}$ (mit $b = 7.00 \text{ m}$ bzw. 5.20 m)

Modellierte mittlere
Fahrbahnerhöhungen
HK Ost / West



Zusätzliche Auflast Fahrbahn, weisend:

Ost: $\Delta g_k = 25 \cdot 0.13 \cdot 6.65 = 21.6 \text{ kN/m}$

West: $\Delta g_k = 25 \cdot 0.09 \cdot 7.00 / 5.2 = 15.8 \text{ kN/m} / 11.7 \text{ kN/m}$

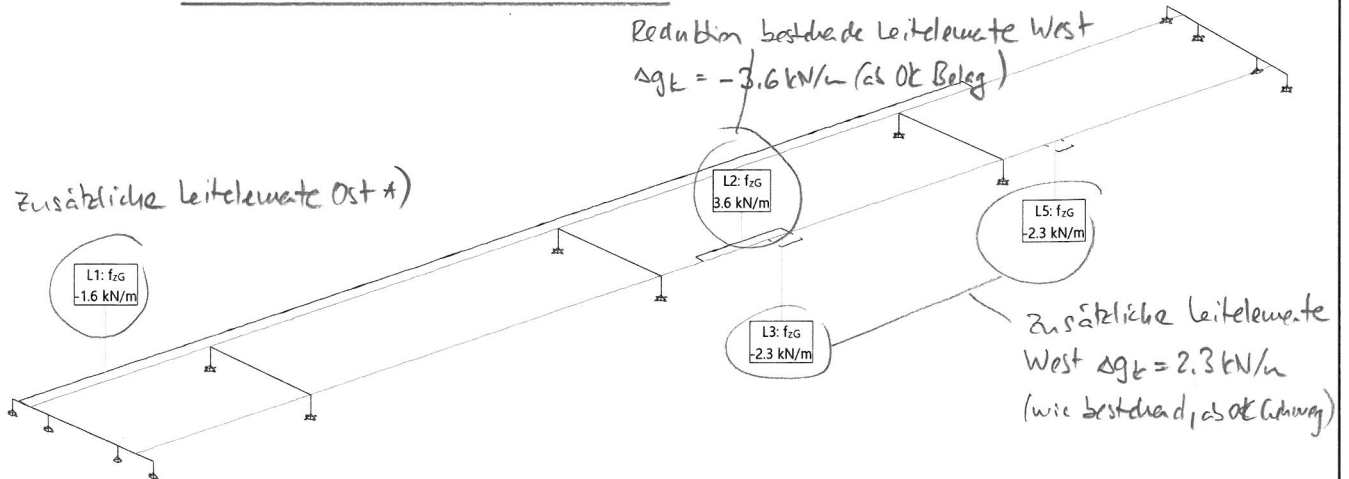
• Gelwegverbreiterung West: $\Delta g_k = 25 \cdot (0.16 - 0.03) \cdot 1.80 = 5.9 \text{ kN/m}$

• " " (Schulden) Ost: $\Delta g_k = 25 \cdot 0.16 \cdot 0.35 = 1.4 \text{ kN/m}$

• Mittelinsel (vereinfacht): $\Delta g_k = 25 \cdot 2.00 \cdot 0.06 = 3.0 \text{ kN/m}$ ($l = 2.0 \text{ m}$, je hälftig Ost + West)

• D neu: $G_k = 25 \cdot 3.0 \cdot 0.06 = 4.5 \text{ kN}$ → je 2 kN Ost/West (abzüglich bestehende D) → 2 kN
→ je $(2 - 0) = -2 \text{ kN}$

Belastung AL-LE+: Mehrauflasten Leitelemente Beton ZBB (v.a. Ost)



Belastung 'AL-LE+': Mehrauflasten Leitelemente Beton ZBB (v.a. Ost)

Linienlasten: Kräfte

Bezeichner	Lasttyp	Länge [m]	p1 [kN/m]	p2 [kN/m]	XSumme [kN]	YSumme [kN]	ZSumme [kN]
L1	Z global #	88.10	-1.6		0	0	-141
L2	Z global #	8.00	3.6		0	0	29
L3	Z global #	2.00	-2.3		0	0	-5
L5	Z global #	1.50	-2.3		0	0	-3

: exzentrisch

Linienlasten: Exzentrizitäten

Bezeichner	global [m]	lokal-y [m]	lokal-z [m]
L1	1.30		
L2	1.00		
L3	-1.60		
L5	-1.60		

Lastsumme

	XSumme [kN]	YSumme [kN]	ZSumme [kN]
Lastsumme Belastung AL-LE+	0	0	-120

*) zusätzliche Leitelemente Ost : Ausbildung dito Leitelemente West, mit Mehrauflast

$$\text{als OK Gehweg von } \Delta g_k = \frac{6.60}{5.60} \cdot 2.3 = 1.6 \text{ kN/m}$$

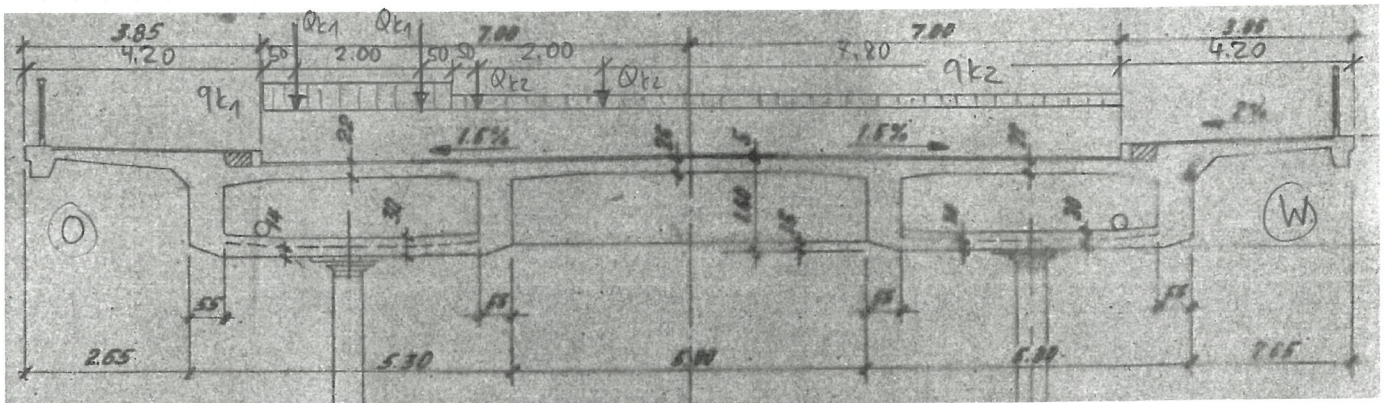
↑ ditto LE West
 unterbrochene Ausbildung mit LE von 6.60m d Lücke 3.00m

Strassenverkehrslasten: Anordnung aktualisiertes LMI mit Fahrspurgerhaltung ZBBS

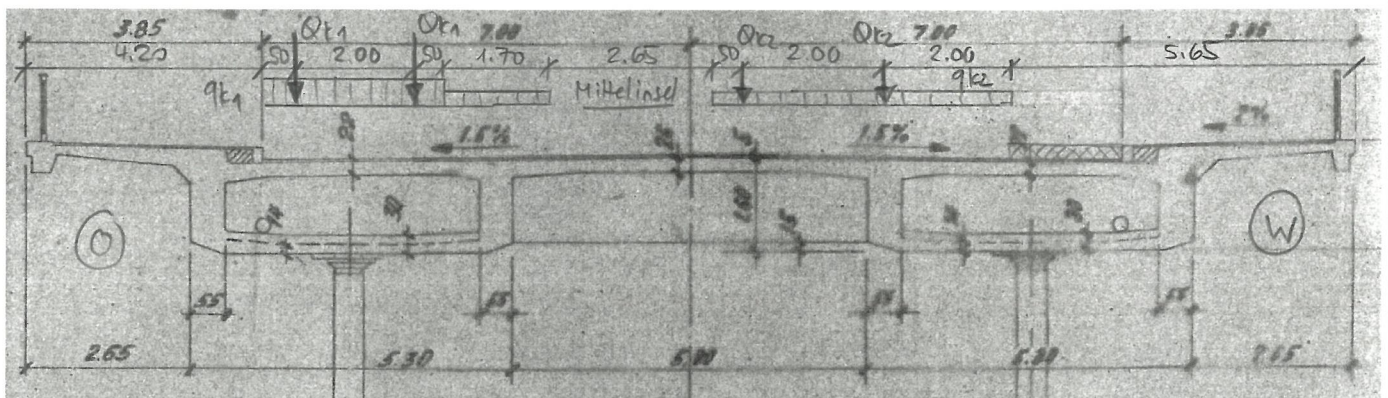
Modellierte Fahrspurgerhaltung gemäss Plandarschnitt, je konstant auf Felder AB/BC (wie bisher) und Felder CD/DE (mit Fahrspurmeduktion, Mittelinsel nicht befahrbar).

Querverteilung Strassenverkehrslasten gemäss [3] (innerhalb Hochkästen zu 100% auf diesen HK wirkend inkl. EXZENTRIKALITÄT, zwischen Hochkästen als quer eingespannter Balken verteilt).

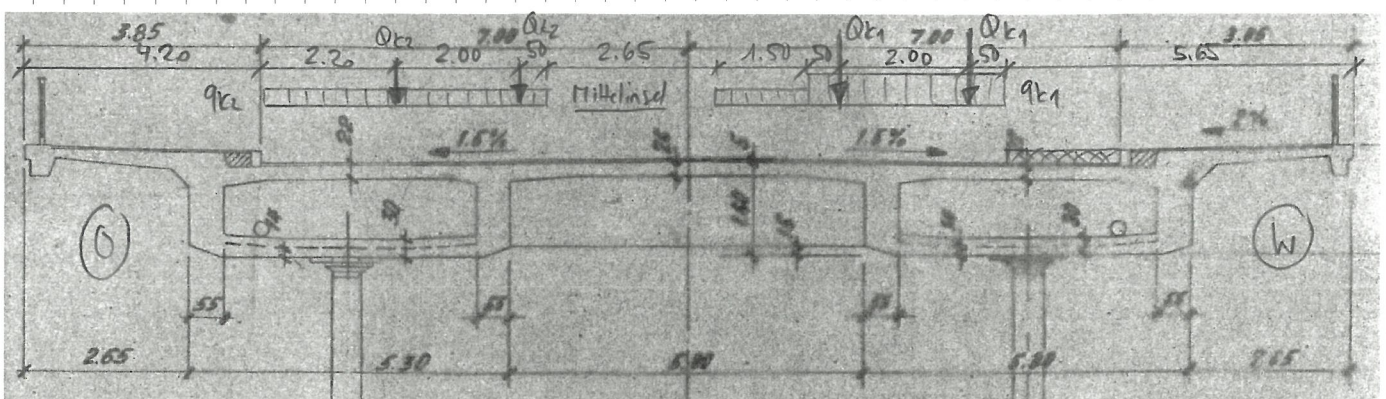
a) Für Felder AB+BC



b) Für Felder CD+DE, max. ostseitig

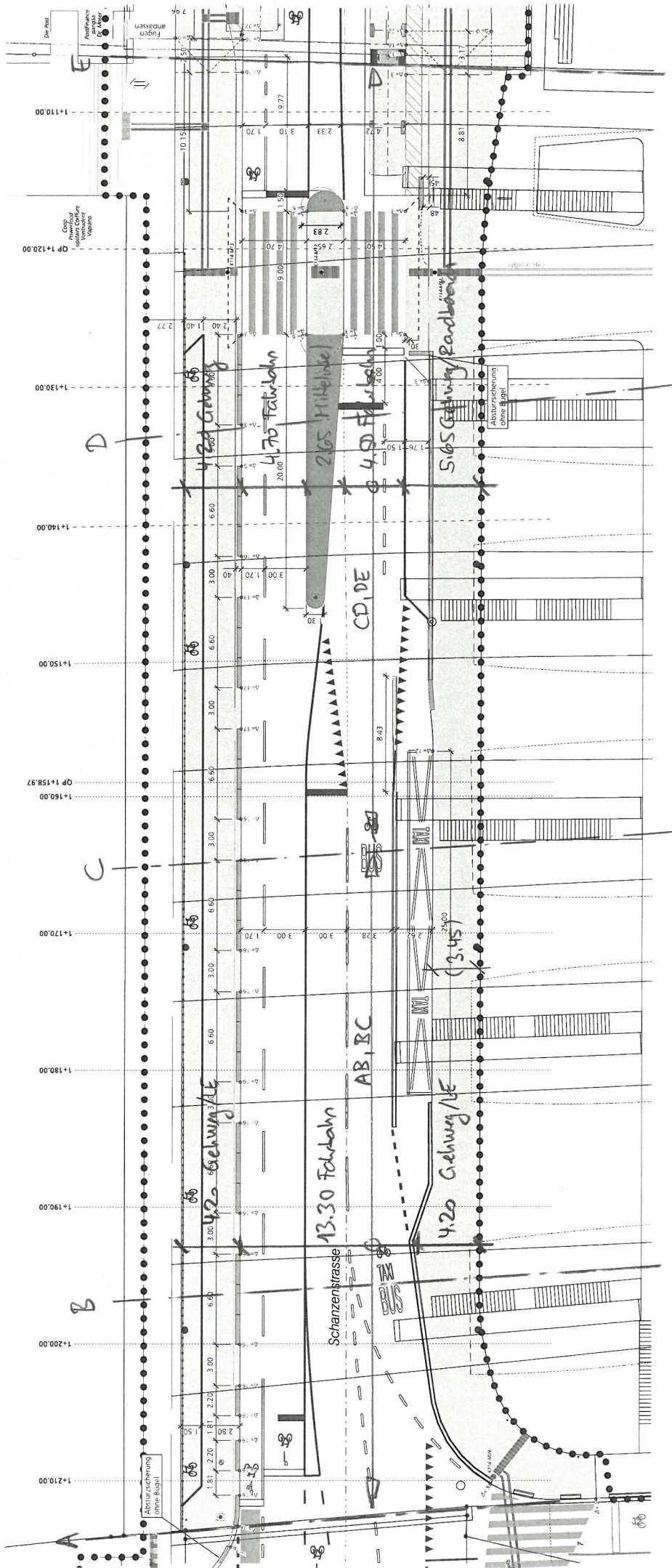


c) Für Felder CD+DE, max. westseitig



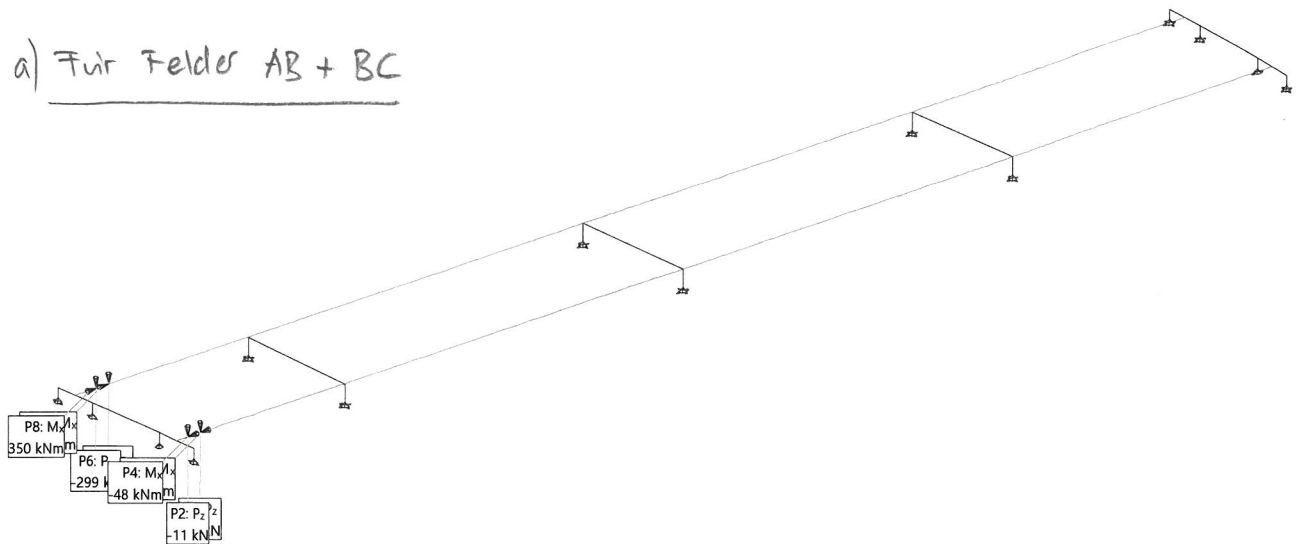
Modellierte Fahrbahngestaltung ZBBS

1:400
5.4.2023 PK
aus [2] 4.2

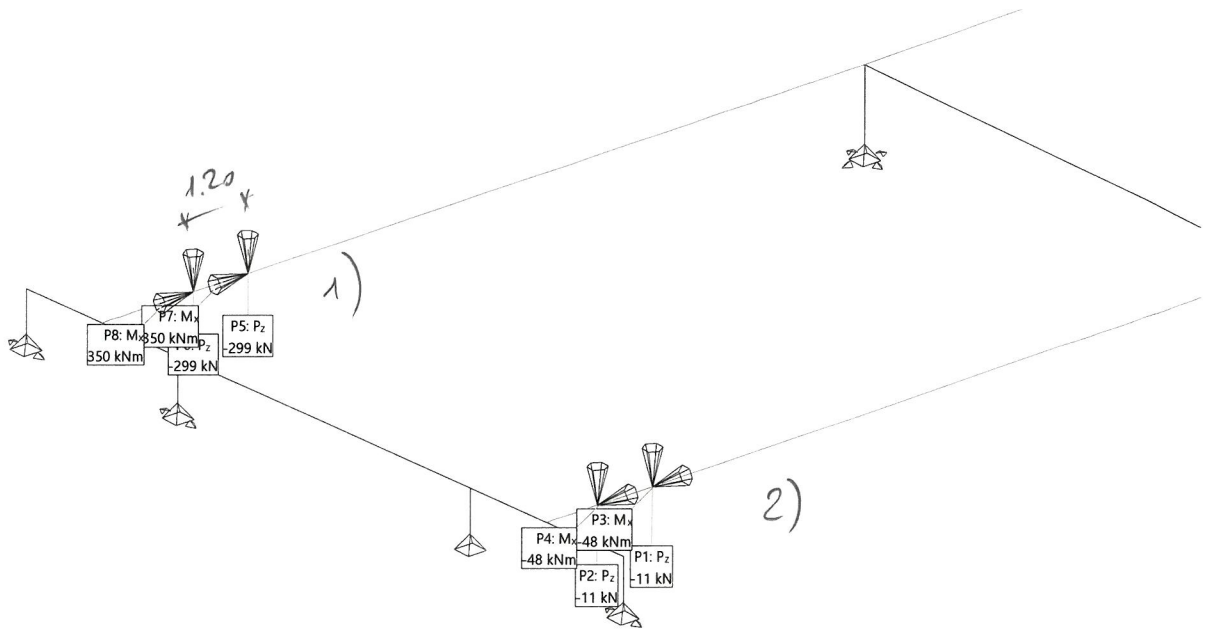


Belastung LM1Q-1o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.1 Ost

a) Für Felder AB + BC



Belastung LM1Q-1o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.1 Ost



$$1) P_z = 2 \cdot 105 + 50 + 39 = 299 \text{ kN}$$

$$M_x = 2 \cdot 10 \cdot 0.40 + 50 \cdot 2.40 + 39 \cdot 3.75 = 350 \text{ kNm}$$

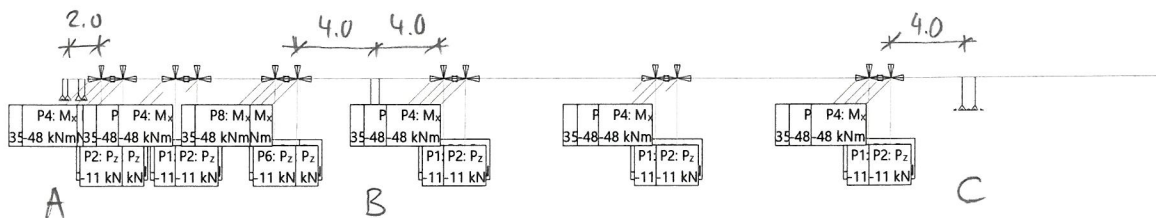
$$2) P_z = 11 \text{ kN}$$

$$M_x = 11 \cdot 4.35 = 48 \text{ kNm}$$

} in gleichem QS wirkend,
 auch gespiegelt Ost/West
 angeordnet

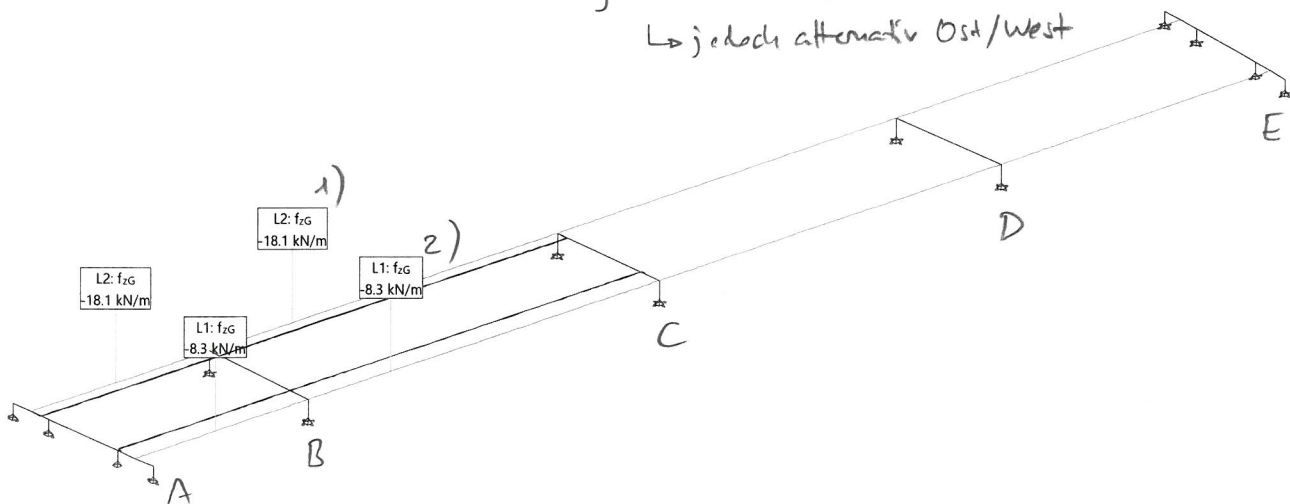
Belastung LM1Q-1o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.1 Ost
 Belastung LM1Q-2o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.2 Ost
 Belastung LM1Q-3o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.3 Ost
 Belastung LM1Q-4o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.4 Ost
 Belastung LM1Q-5o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.5 Ost
 Belastung LM1Q-6o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.6 Ost

} alternative Laststellungen
 (Seite West dito)



Belastung LM1q-ABo: Lastmodell 1 verteilte Lasten AB Ost
 Belastung LM1q-BCo: Lastmodell 1 verteilte Lasten BC Ost

} feldweise angeordnet (additiv)
 ↳ jedoch alternativ Ost/West



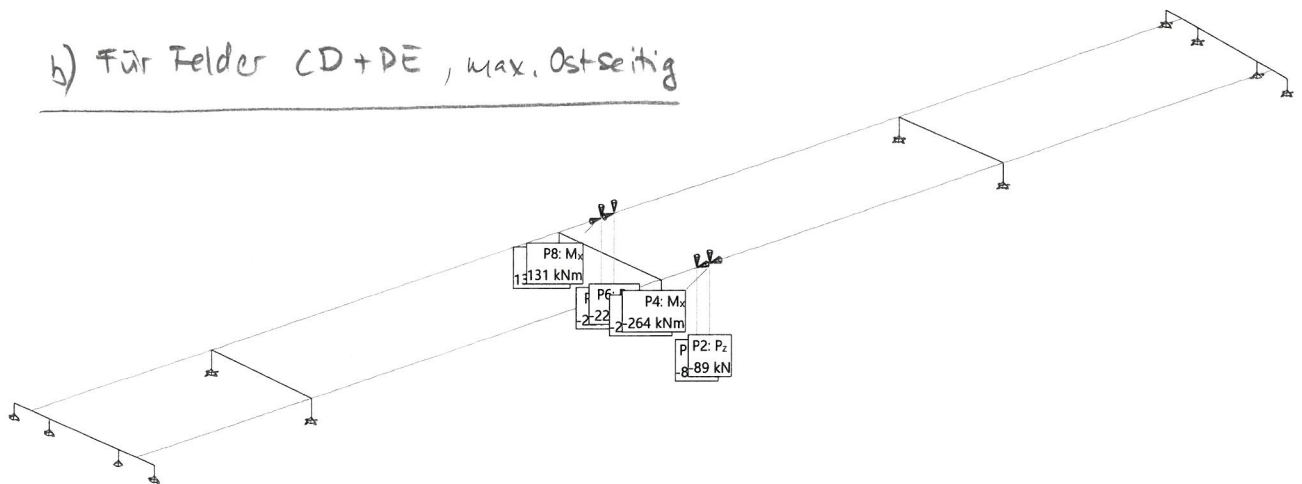
$$1) f_{zG} = 4.5 \cdot 3.0 + 1.25 \cdot (0.75 + 2.90) = 18.1 \text{ kN/m} \quad (e = 1.15 \text{ m})$$

$$m_x = 4.5 \cdot 3.0 \cdot 0.40 + 1.25 \cdot (0.75 \cdot 2.30 + 2.90 \cdot 3.60) = 20.6 \text{ kN} \quad -0.ey = \frac{20.6}{18.1} = 1.15 \text{ m}$$

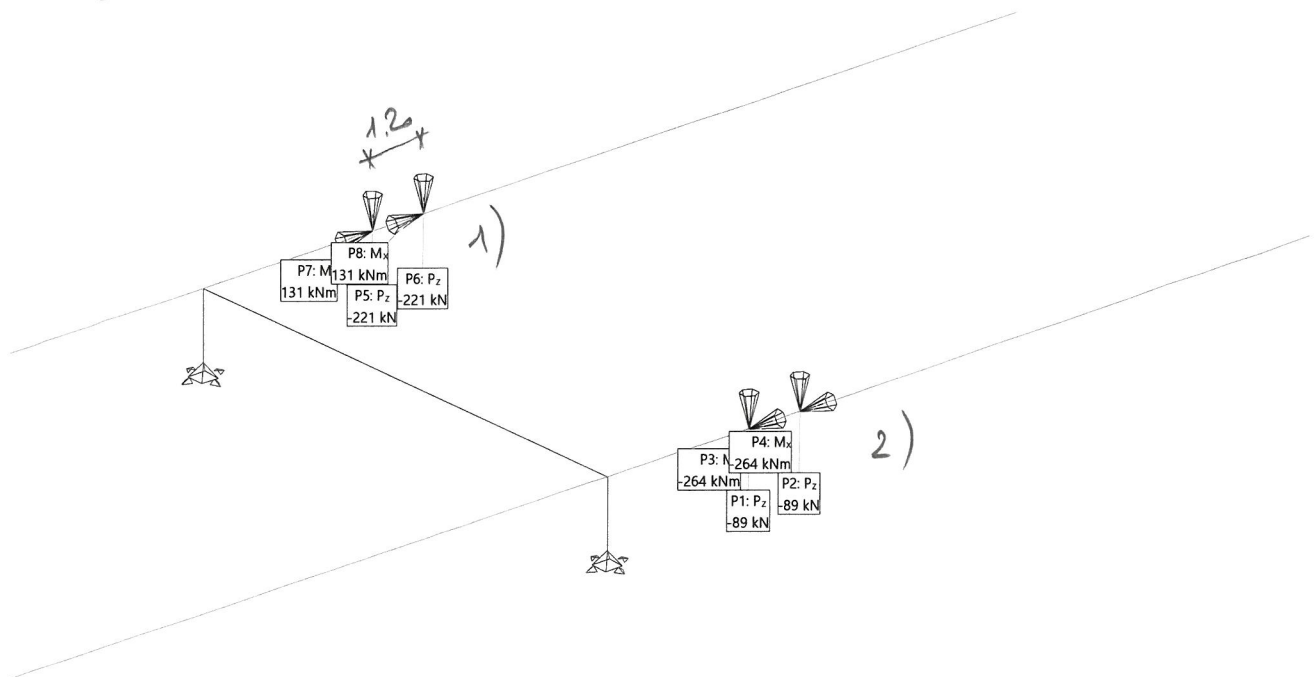
$$2) f_{zG} = 1.25 \cdot 6.65 = 8.3 \text{ kN/m} \quad (e = 2.00 \text{ m})$$

Belastung LM1Q-7o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.7 Ost

b) Für Felder CD+DE, max. Ostseitig



Belastung LM1Q-7o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.7 Ost



$$1) P_z = 2 \cdot 105 + 11 = 221 \text{ kN}$$

$$M_x = 210 \cdot 0.40 + 11 \cdot 4.30 = 131 \text{ kNm}$$

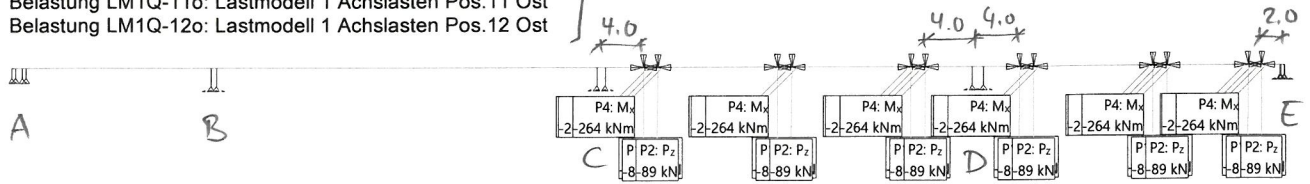
$$2) P_z = 39 + 50 = 89 \text{ kN}$$

$$M_x = 39 \cdot 3.75 + 50 \cdot 2.35 = 264 \text{ kNm}$$

in gleichem QS wirkend

Belastung LM1Q-7o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.7 Ost
 Belastung LM1Q-8o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.8 Ost
 Belastung LM1Q-9o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.9 Ost
 Belastung LM1Q-10o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.10 Ost
 Belastung LM1Q-11o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.11 Ost
 Belastung LM1Q-12o: Lastmodell 1 Achslasten Pos.12 Ost

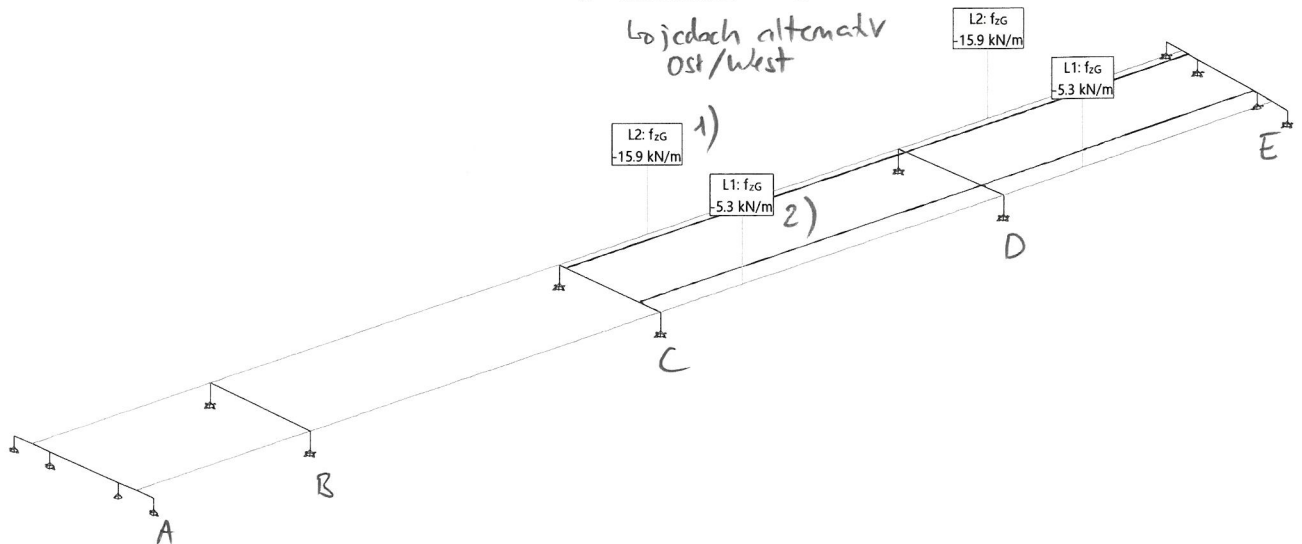
alternative Laststellungen



Belastung LM1q-CDo: Lastmodell 1 verteilte Lasten CD Ost
 Belastung LM1q-DEo: Lastmodell 1 verteilte Lasten DE Ost

feldweise angeordnet (additiv)

↳ jedoch alternativ Ost/West



$$1) f_{zG} = 4.5 \cdot 3.0 + 1.25 \cdot (0.75 + 1.2) = 15.9 \text{ kN/m} \quad (e = 0.80 \text{ m})$$

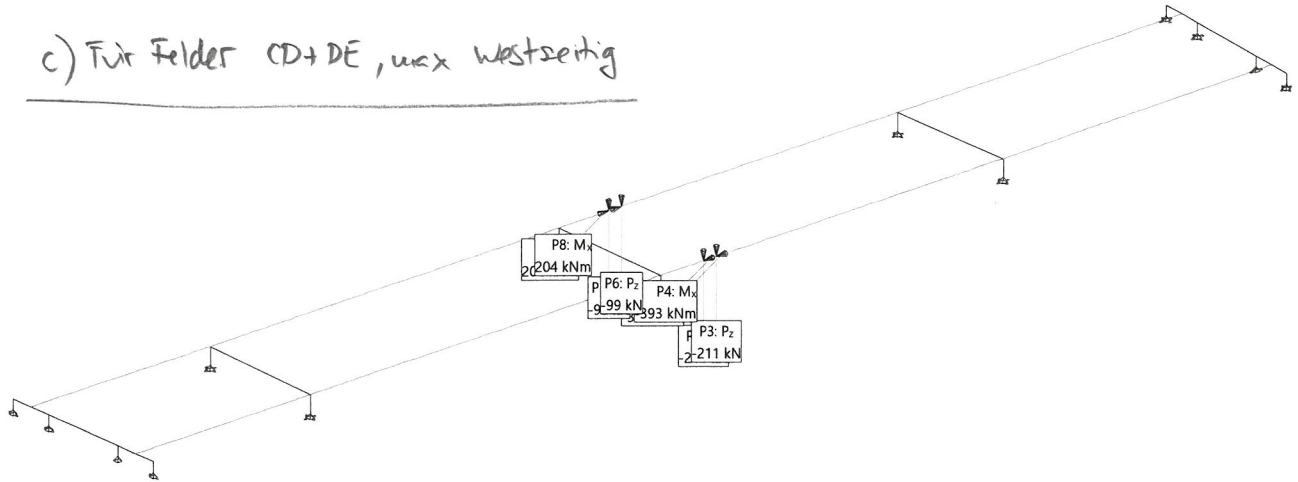
$$m_x = 4.5 \cdot 3.0 \cdot 0.40 + 1.25 \cdot (0.75 \cdot 2.30 + 1.2 \cdot 3.30) = 12.5 \text{ kN} \rightarrow e_y = \frac{12.5}{15.9} = 0.80 \text{ m}$$

$$2) f_{zG} = 1.25 \cdot (1.95 + 2.30) = 5.3 \text{ kN/m} \quad (e = 2.35 \text{ m})$$

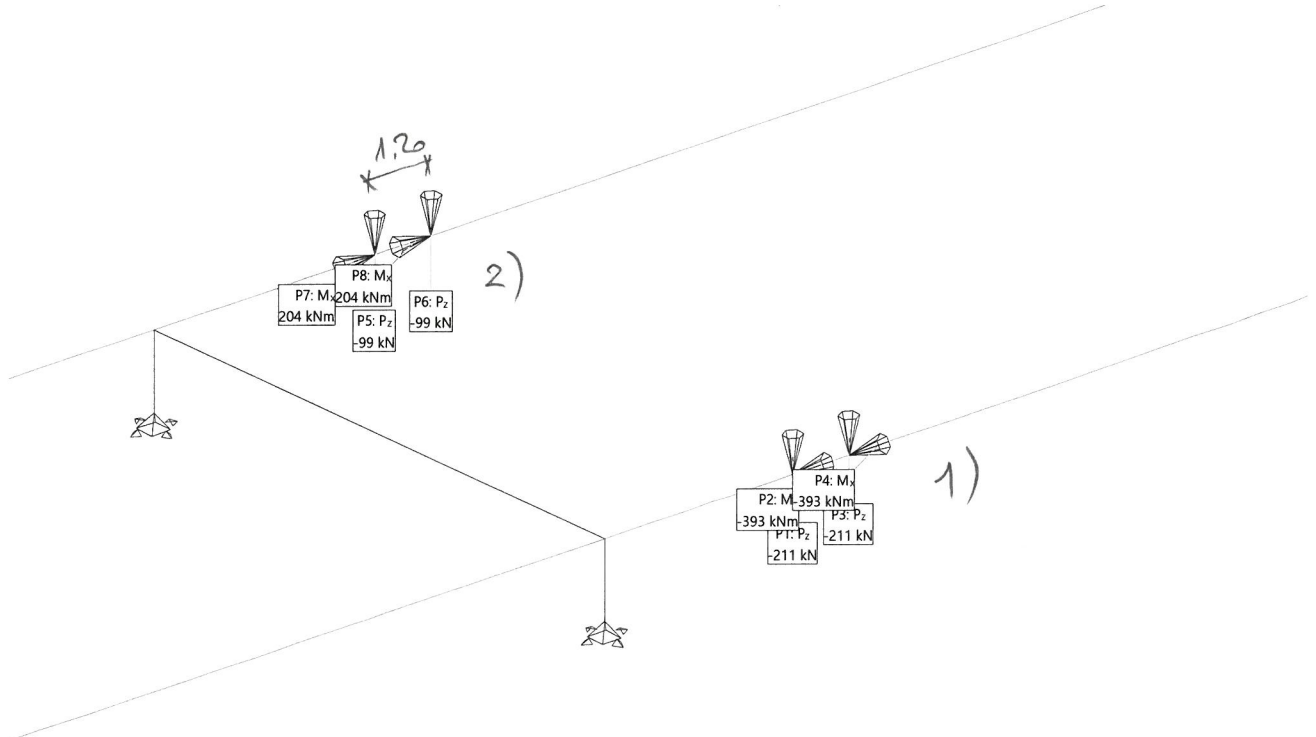
$$m_x = 1.25 \cdot (1.95 \cdot 3.35 + 2.30 \cdot 1.50) = 12.5 \text{ kN} \rightarrow e_y = \frac{12.5}{5.3} = 2.35 \text{ m}$$

Belastung LM1Q-7w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.7 West

c) Für Felder CD+DE, max westseitig



Belastung LM1Q-7w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.7 West



$$1) P_z = 105 + 105 + 1 = 211 \text{ kN}$$

$$M_x = 105 \cdot 0.85 + 105 \cdot 2.85 + 1 \cdot 4.15 = 393 \text{ kNm}$$

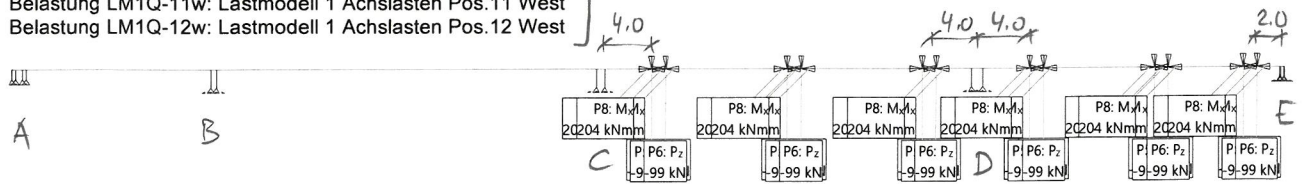
$$2) P_z = 50 + 49 = 99 \text{ kN}$$

$$M_x = 50 \cdot 1.10 + 49 \cdot 3.05 = 204 \text{ kNm}$$

} in gleichem QS wirkend

Belastung LM1Q-7w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.7 West
 Belastung LM1Q-8w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.8 West
 Belastung LM1Q-9w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.9 West
 Belastung LM1Q-10w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.10 West
 Belastung LM1Q-11w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.11 West
 Belastung LM1Q-12w: Lastmodell 1 Achslasten Pos.12 West

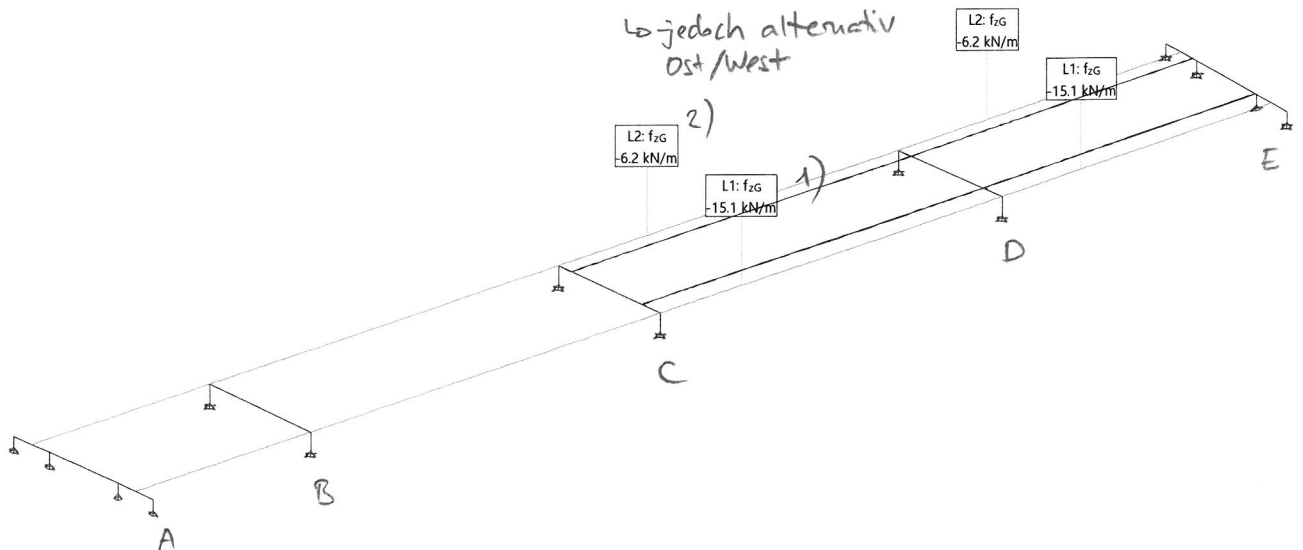
alternative Laststellungen



Belastung LM1q-CDw: Lastmodell 1 verteilte Lasten CD West
 Belastung LM1q-DEw: Lastmodell 1 verteilte Lasten DE West

feldweise angeordnet (additiv)

↳ jedoch alternativ Ost/West



$$1) f_{zG} = 4.5 \cdot (2.30 + 0.70) + 1.25 \cdot 1.25 = 15.1 \text{ kN/m} \quad (e = 2.00 \text{ m})$$

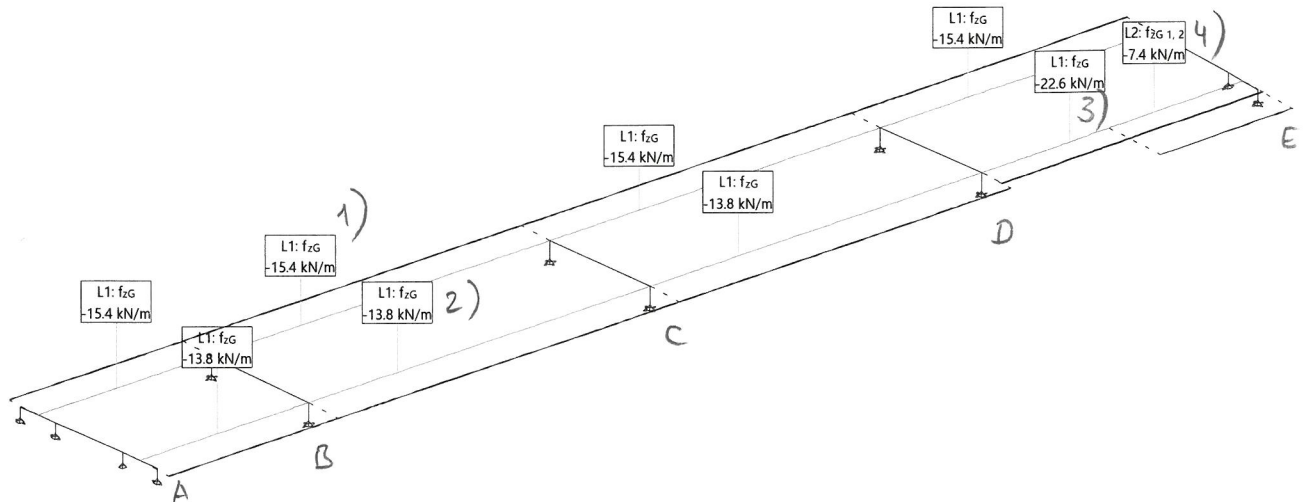
$$m_x = 4.5 \cdot (2.30 \cdot 1.50 + 0.70 \cdot 2.95) + 1.25 \cdot 1.25 \cdot 3.60 = 30.4 \text{ kN} \rightarrow e_y = \frac{30.4}{15.1} = 2.00 \text{ m}$$

$$2) f_{zG} = 1.25 \cdot (3.75 + 1.20) = 6.2 \text{ kN/m} \quad (e = 1.40 \text{ m})$$

$$m_x = 1.25 \cdot (3.75 \cdot 0.80 + 1.20 \cdot 3.30) = 8.7 \text{ kN} \rightarrow e_y = \frac{8.7}{6.2} = 1.40 \text{ m}$$

Belastung NiMotABw: Nichtmot. Verkehr AB West ZBB
 Belastung NiMotBCw: Nichtmot. Verkehr BC West ZBB
 Belastung NiMotCDw: Nichtmot. Verkehr CD West ZBB
 Belastung NiMotDEw: Nichtmot. Verkehr DE West ZBB
 Belastung NiMotABo: Nichtmot. Verkehr AB Ost ZBB
 Belastung NiMotBCo: Nichtmot. Verkehr BC Ost ZBB
 Belastung NiMotCDo: Nichtmot. Verkehr CD Ost ZBB
 Belastung NiMotDEo: Nichtmot. Verkehr DE Ost ZBB

} feldweise angeordnet



- 1) Gehweg Ost : $b = 3.85 \text{ m}$ (konstant) $\rightarrow q_k = 4.0 \cdot 3.85 = 15.4 \text{ kN/m}$ ($e = 3.40 \text{ m}$)
- 2) Gehweg West, A-D : $b = 3.45 \text{ m}$ $\rightarrow q_k = 4.0 \cdot 3.45 = 13.8 \text{ kN/m}$ ($e = 3.60 \text{ m}$)
- 3) Gehweg West, DE (Verbreitert) : $b = 5.65 \text{ m}$ $\rightarrow q_k = 4.0 \cdot 5.65 = 22.6 \text{ kN/m}$ ($e = 2.90 \text{ m}$)
- 4) Gehweg West, Ende DE (Verbreiterung Krappplatte) : $b = 1.85 \text{ m}$ $\rightarrow q_k = 4.0 \cdot 1.85 = 7.4 \text{ kN/m}$
($e = 6.20 \text{ m}$)

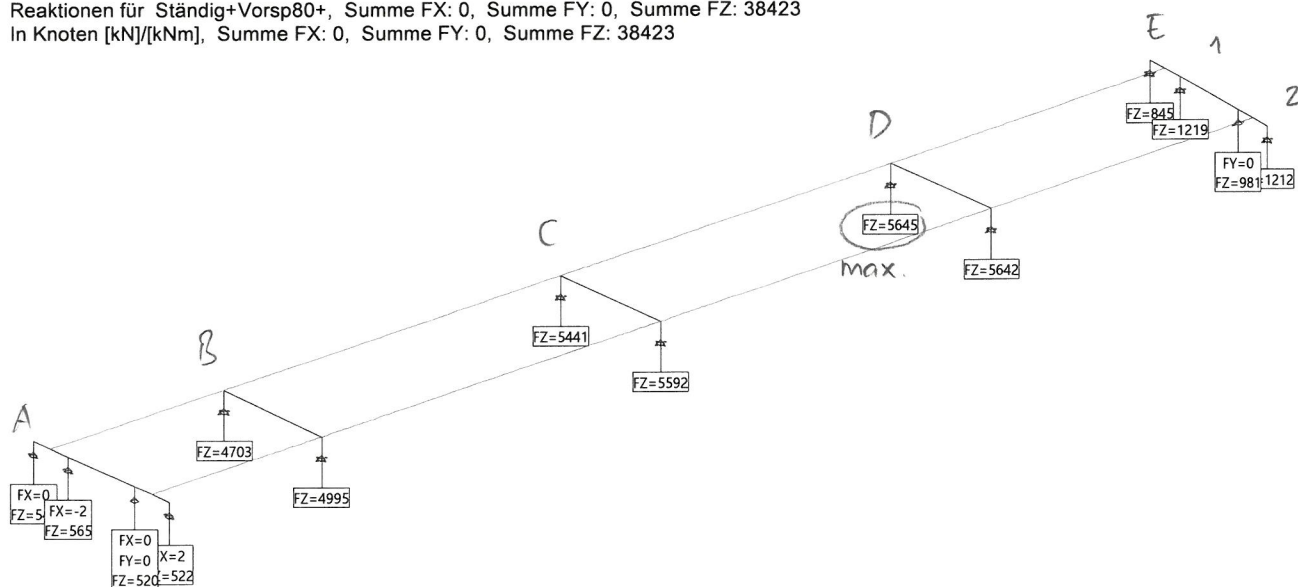
Resultatkombination

3. Schnittgrößen, Resultate

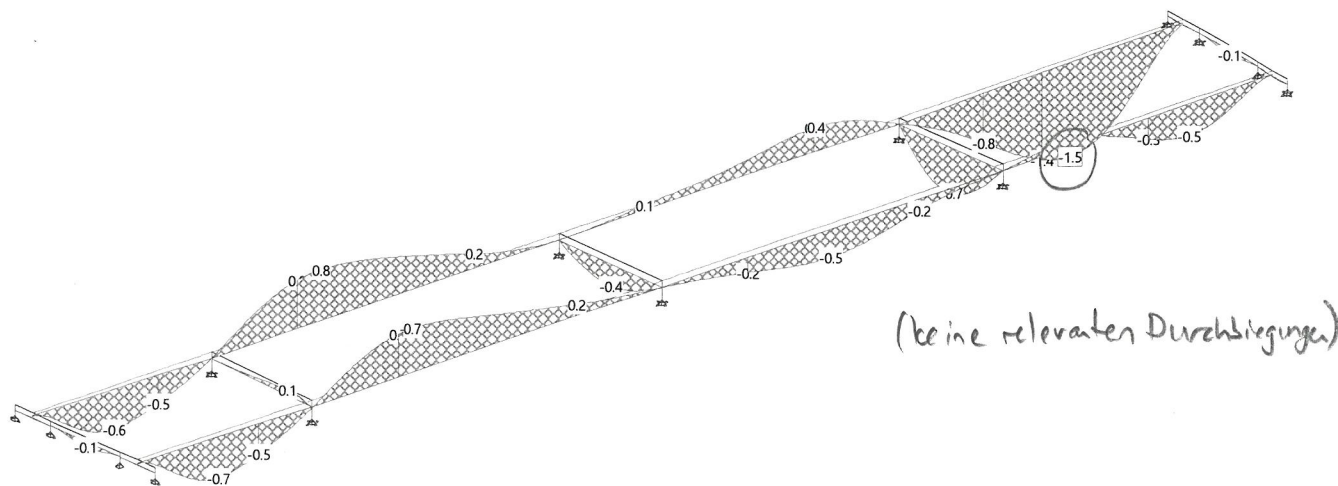
Resultatkombination Ständig+Vorsp80+ (inkl. Mehrauflast ZBBS)

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
EG-QTST	1.000	Eigengewicht Querträger + Stegverbreiterungen C
EG-Verb	1.000	Eigengewicht FBPL bei Verbreiterungen
AL-AU	1.000	Auflasten Ausrüstungen (Geländer-Maste-Schutzdach-Leitungen)
AL-BR	1.000	Auflasten Belag + Randsteine
AL-LE	1.000	Auflasten Leitelemente Beton
V1Wa@0	0.800	SG-Gruppe 'V1Wa' BZ: 'Grundzustand'
V1Wi@0	0.800	SG-Gruppe 'V1Wi' BZ: 'Grundzustand'
V2Oa@0	0.800	SG-Gruppe 'V2Oa' BZ: 'Grundzustand'
V2Oi@0	0.800	SG-Gruppe 'V2Oi' BZ: 'Grundzustand'
AL-BG+	1.000	Mehrauflasten Belag + Gehwegverbreiterungen ZBB
AL-LE+	1.000	Mehrauflasten Leitelemente Beton ZBB (v.a. Ost)

Reaktionen für Ständig+Vorsp80+, Summe FX: 0, Summe FY: 0, Summe FZ: 38423
 In Knoten [kN]/[kNm], Summe FX: 0, Summe FY: 0, Summe FZ: 38423

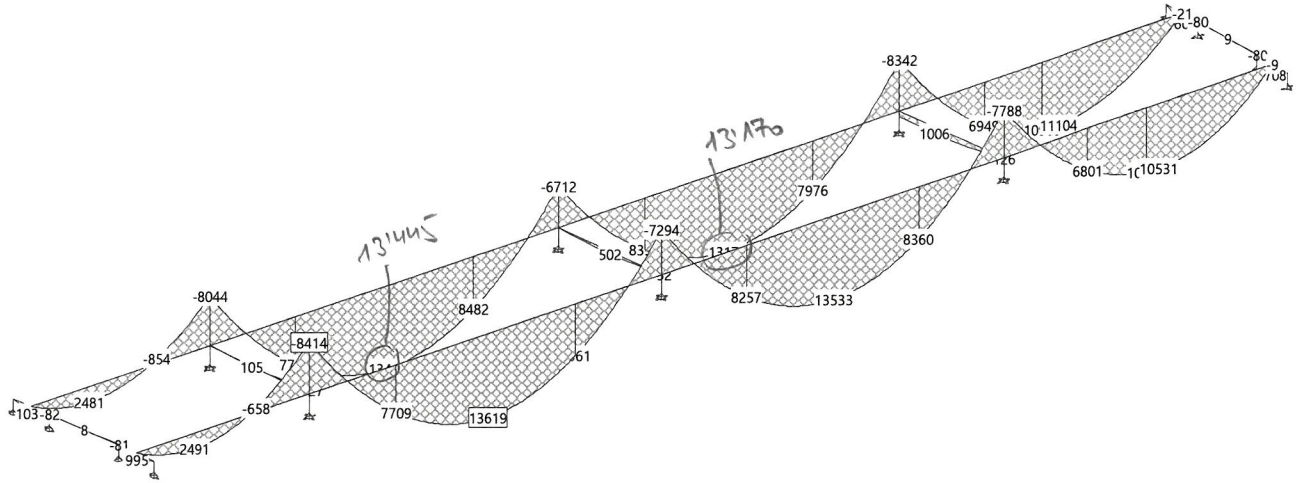


VERSCHIEBUNGEN D Z (Schwerachsen) für: Ständig+Vorsp80+ [mm], Überhöhung: 5000.0

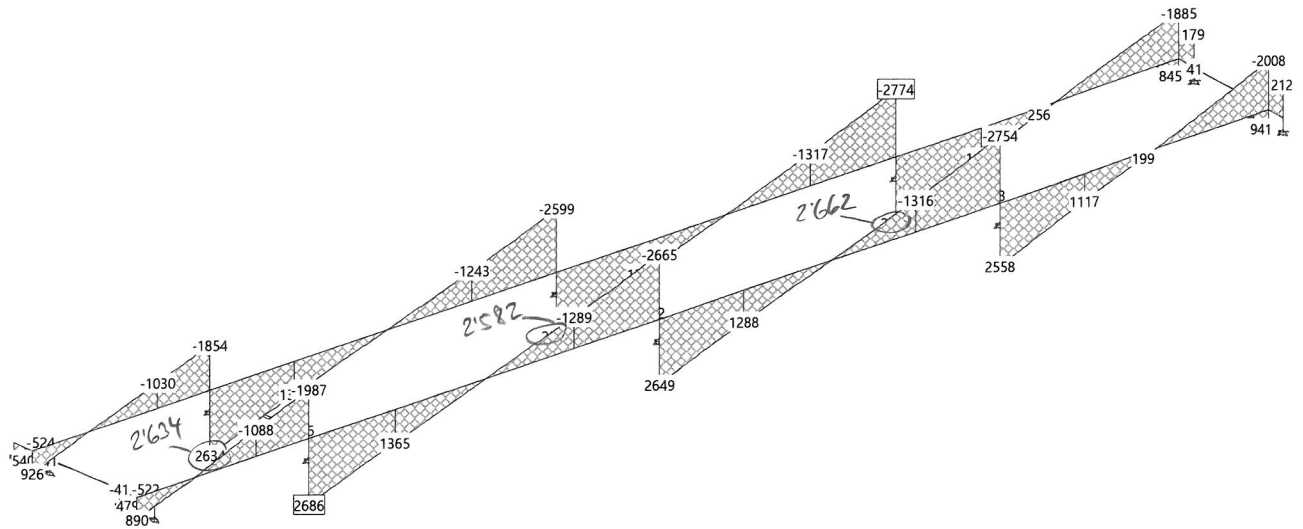


Nr.:

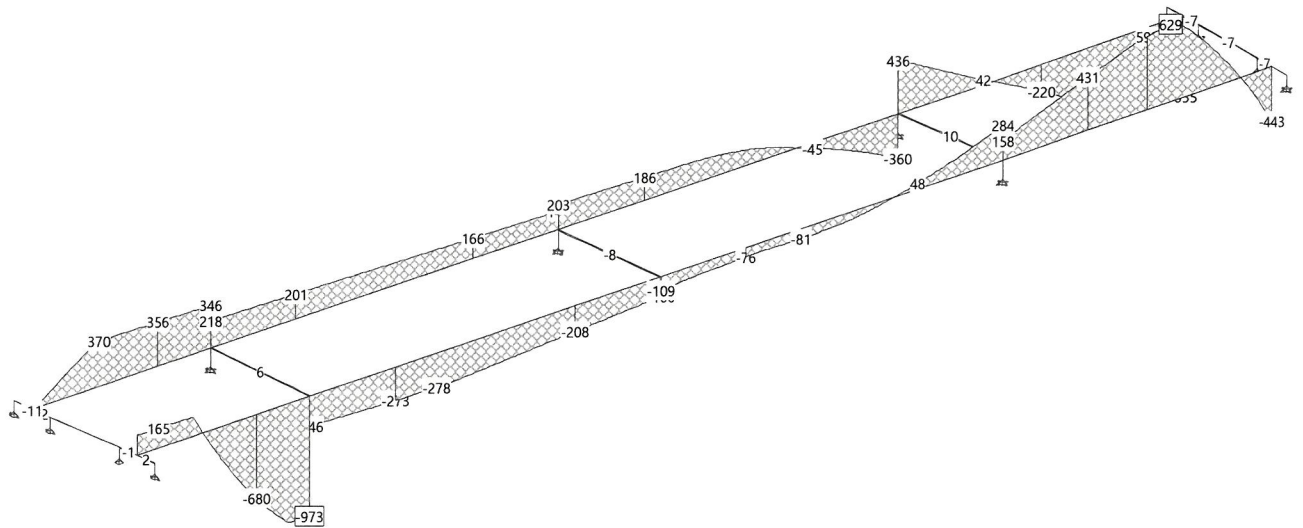
Schnittkraft My (Stabachsen) [kNm] für: Ständig+Vorsp80+, nur Zwängungen



Schnittkraft Vz (Stabachsen) [kN] für: Ständig+Vorsp80+, nur Zwängungen



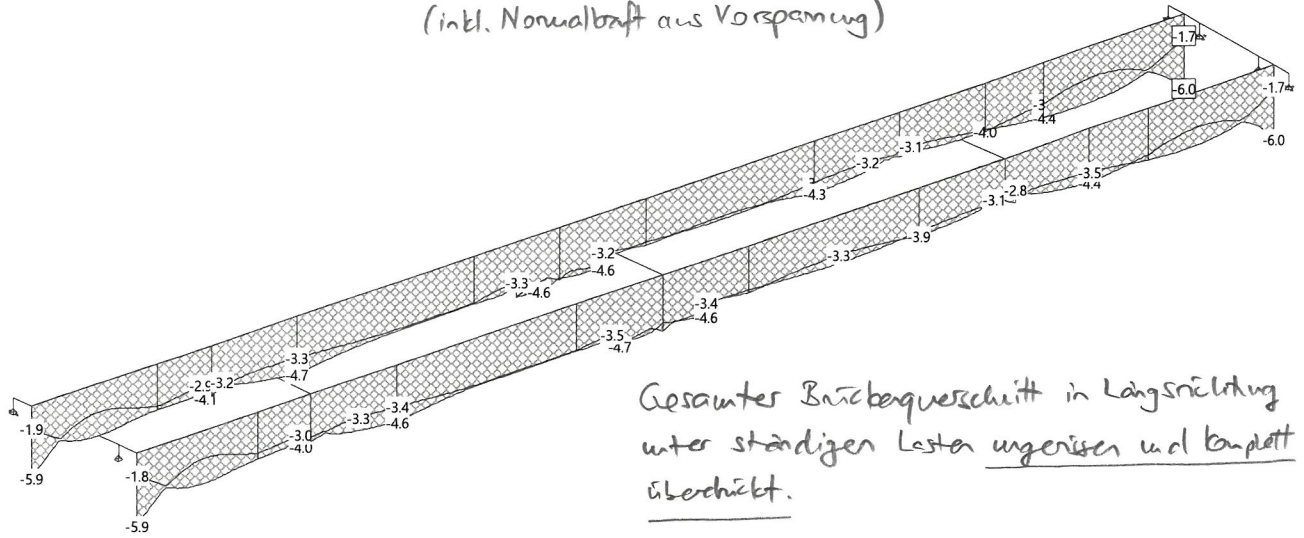
Schnittkraft T (Stabachsen) [kNm] für: Ständig+Vorsp80+, nur Zwängungen



Nr.:

Spannungen (homogen) in Beton C, [N/mm²] für: Ständig+Vorsp80+ (P)

(inkl. Normalkraft aus Vorspannung)



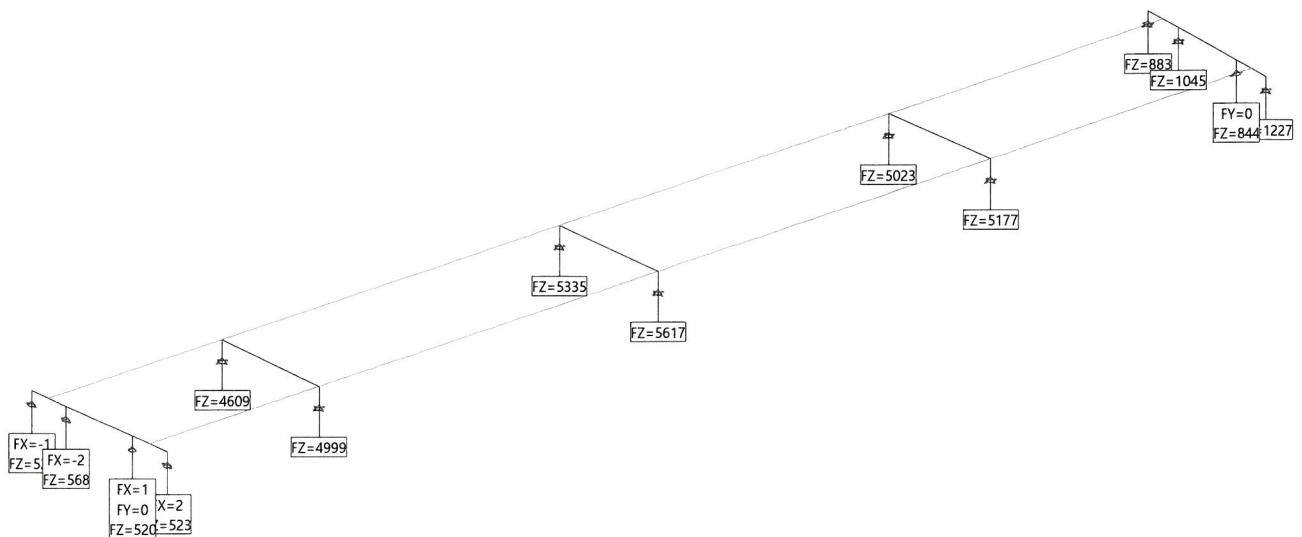
Gesamter Brückenquerschnitt in Längsrichtung
unter ständigen Lasten ungerissen und komplett
überdeckt.

Resultatkombination

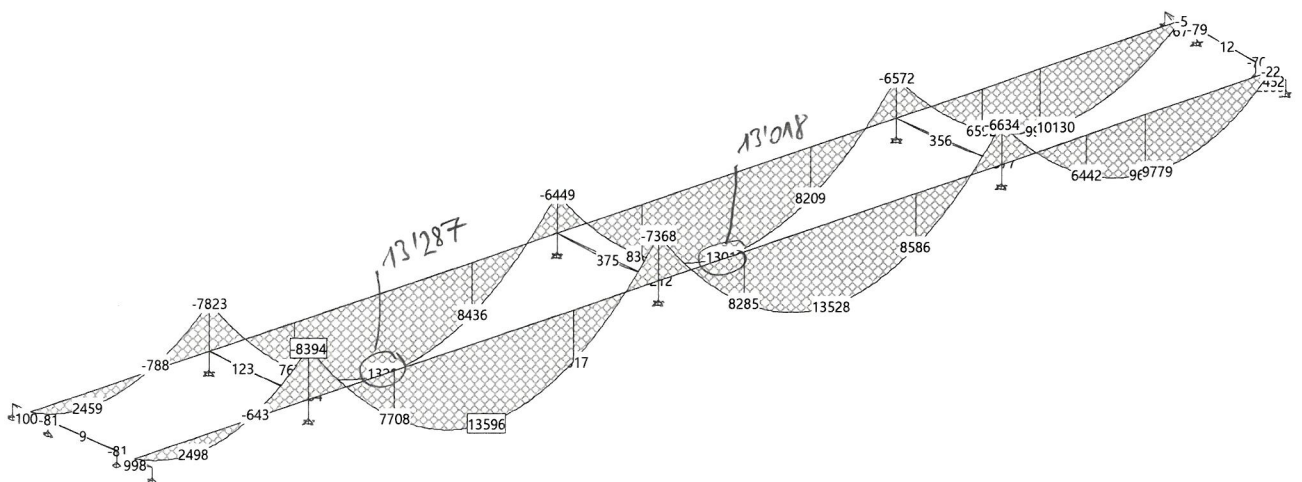
Resultatkombination Ständig+Vorsp80 (*bestehendes Zustand, zum Vergleich*)

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
EG-QTST	1.000	Eigengewicht Querträger + Stegverbreiterungen C
EG-Verb	1.000	Eigengewicht FBPL bei Verbreiterungen
AL-AU	1.000	Auflasten Ausrüstungen (Geländer-Maste-Schutzdach-Leitungen)
AL-BR	1.000	Auflasten Belag + Randsteine
AL-LE	1.000	Auflasten Leitelemente Beton
V1Wa@0	0.800	SG-Gruppe 'V1Wa' BZ: 'Grundzustand'
V1Wi@0	0.800	SG-Gruppe 'V1Wi' BZ: 'Grundzustand'
V20a@0	0.800	SG-Gruppe 'V20a' BZ: 'Grundzustand'
V20i@0	0.800	SG-Gruppe 'V20i' BZ: 'Grundzustand'

Reaktionen für Ständig+Vorsp80, Summe FX: 0, Summe FY: 0, Summe FZ: 36896
 In Knoten [kN]/[kNm], Summe FX: 0, Summe FY: 0, Summe FZ: 36896

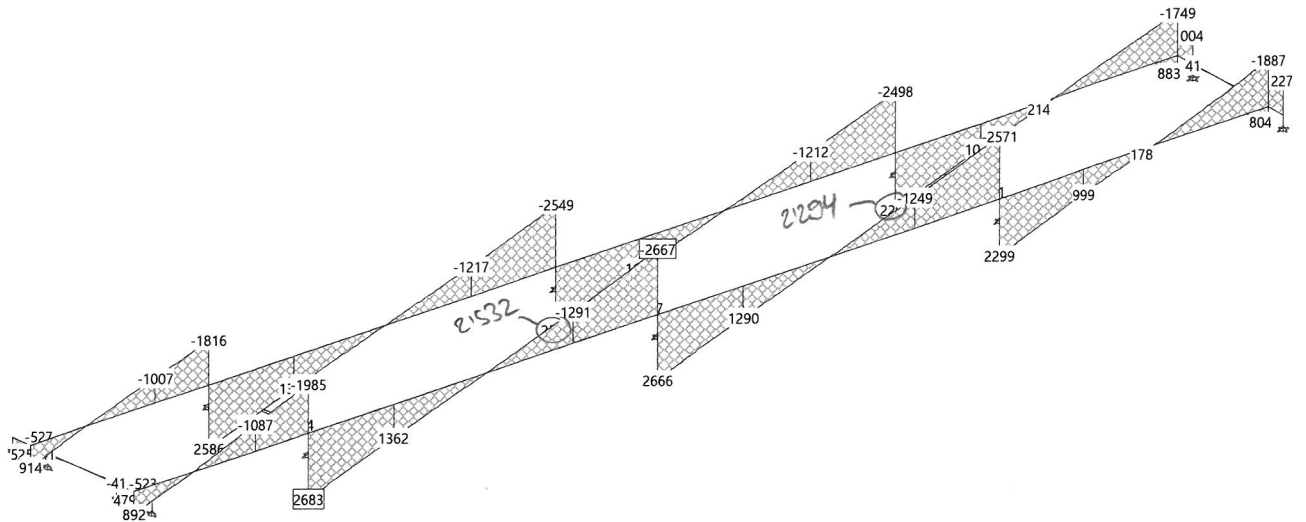


Schnittkraft My (Stabachsen) [kNm] für: Ständig+Vorsp80, nur Zwängungen

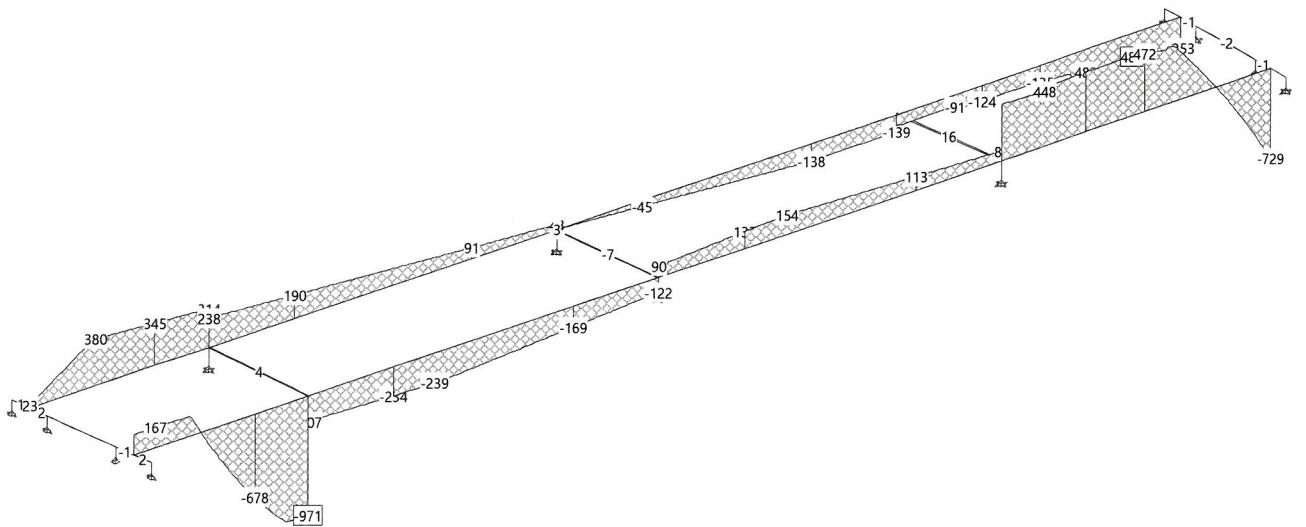


Nr.:

Schnittkraft Vz (Stabachsen) [kN] für: Ständig+Vorsp80, nur Zwängungen



Schnittkraft T (Stabachsen) [kNm] für: Ständig+Vorsp80, nur Zwängungen



Grenzwertspezifikation: ULS-PKinkITemp (incl. Mehrauflasten ZBBS)

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	Einwirkungskombinationen									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Eigenlast	1	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2
2	Auflasten	1	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2
3	Auflasten_neu	1	1.35	1.35	0.8	0.8	1.35	1.35	0.8	0.8	1.35	1.35
4	Temperatureinwirkung	1					0.6	0.6	0.6	0.6	1.5	1.5
5	Vorspannung Set Strassenverkehr	0.8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	Lastmodell 1	1	1.5	0.75	1.5	0.75	1.5		1.5		0.75	
7	Fussgänger-/Radwege	1	0.4	1.5	0.4	1.5		1.5		1.5		0.4

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Einwirkungskombinationen - Fortsetzung

Nr	Einwirkungskombinationen	
	11	12
1	0.9	0.9
2	0.9	0.9
3	0.8	0.8
4	1.5	1.5
5	1	1
6	0.75	
7		0.4

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ULS-PKinkITemp

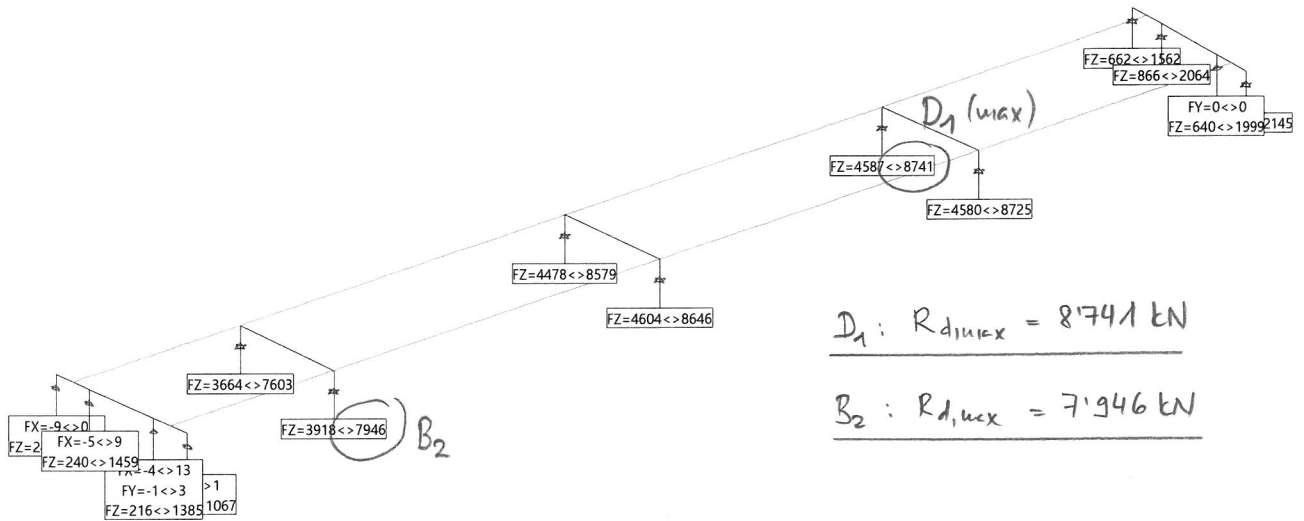
Einwirkung	Art	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast	ständig			EG Eigengewicht	1.000	
				EG-QTST Eigengewicht Querträger + S	1.000	
				EG-Verb Eigengewicht FBPL bei Verbr	1.000	
Auflasten	ständig			AL-BR Auflasten Belag + Randsteine	1.000	
				AL-AU Auflasten Ausrüstungen (Gelän	1.000	
				AL-LE Auflasten Leitelemente Beton	1.000	
Auflasten_neu	ständig			AL-LE+ Mehrauflasten Leitelemente B	1.000	
				AL-BG+ Mehrauflasten Belag + Gehweg	1.000	
Temperatureinwirkung	wo massgebend			Temp-oka Temperatur oben kalt T2k	1.000	
		plus, wo massg.		Temp-owa Temperatur oben warm T2k	1.000	
Vorspannung	ständig			V1Wa@0 SG-Gruppe 'V1Wa' BZ: 'Grundz	1.000	
				V1Wi@0 SG-Gruppe 'V1Wi' BZ: 'Grundz	1.000	
				V2Oi@0 SG-Gruppe 'V2Oi' BZ: 'Grundz	1.000	
				V2Oa@0 SG-Gruppe 'V2Oa' BZ: 'Grundz	1.000	
Lastmodell 1	wo massgebend	entwede	LM1q-ABw	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
		oder	LM1q-ABo	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
	plus, wo massg.	entwede	LM1q-BCw	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
		oder	LM1q-BCo	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
	plus, wo massg.	entwede	LM1q-CDw	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
		oder	LM1q-CDo	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
	plus, wo massg.	entwede	LM1q-DEw	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
		oder	LM1q-DEo	Lastmodell 1 verteilte Las	1.000	
	plus, wo massg.	entwede	LM1Q-1w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-2w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-3w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-4w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-5w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-6w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-7w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-8w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-9w	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
		oder	LM1Q-10w	Lastmodell 1 Achslasten Po	1.000	
		oder	LM1Q-11w	Lastmodell 1 Achslasten Po	1.000	
		oder	LM1Q-12w	Lastmodell 1 Achslasten Po	1.000	
oder	LM1Q-1o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000			
oder	LM1Q-2o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000			

Nr.:

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung			Faktor	Komb.
				oder	LM1Q-3o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-4o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-5o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-6o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-7o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-8o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-9o	Lastmodell 1 Achslasten Pos	1.000	
				oder	LM1Q-10o	Lastmodell 1 Achslasten Po	1.000	
				oder	LM1Q-11o	Lastmodell 1 Achslasten Po	1.000	
				oder	LM1Q-12o	Lastmodell 1 Achslasten Po	1.000	
Fussgänger-/Radwege		wo massgebend		NiMotABw	Nichtmot. Verkehr AB West	1.000		
		plus, wo massg.		NiMotBCw	Nichtmot. Verkehr BC West	1.000		
		plus, wo massg.		NiMotCDw	Nichtmot. Verkehr CD West	1.000		
		plus, wo massg.		NiMotDEw	Nichtmot. Verkehr DE West	1.000		
		plus, wo massg.		NiMotABo	Nichtmot. Verkehr AB Ost Z	1.000		
		plus, wo massg.		NiMotBCo	Nichtmot. Verkehr BC Ost Z	1.000		
		plus, wo massg.		NiMotCDo	Nichtmot. Verkehr CD Ost Z	1.000		
plus, wo massg.		NiMotDEo	Nichtmot. Verkehr DE Ost Z	1.000				

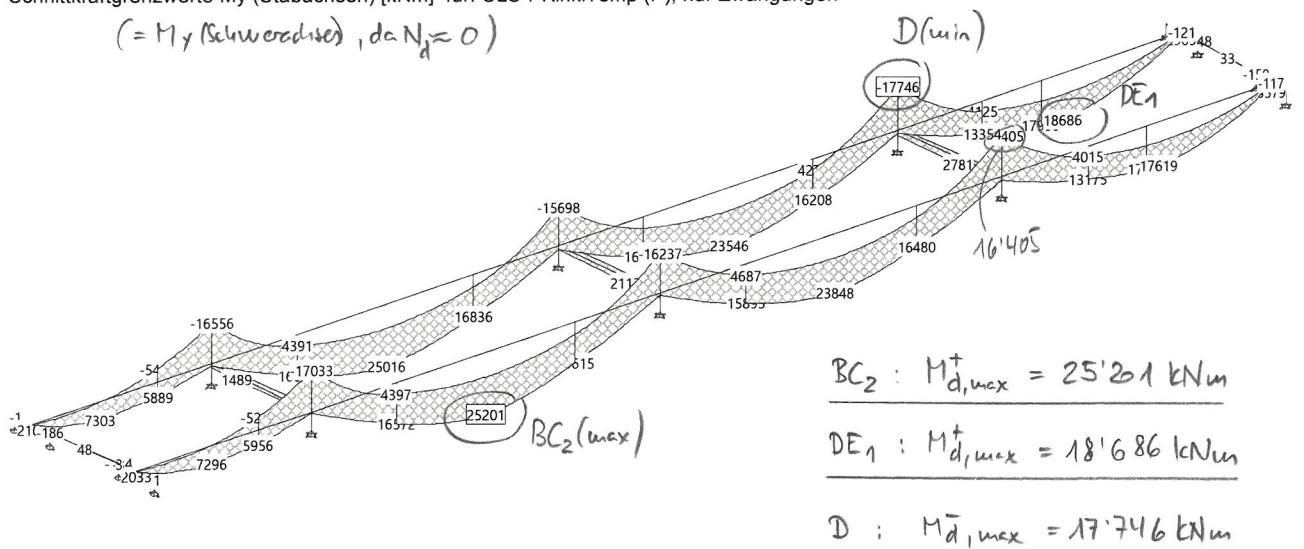
Alt : Alternative Überlagerung

Reaktionsgrenzwerte für FZ und zugehörige Komponenten [kN]/[kNm], Spezifikation: ULS-PKinklTemp (P)



Schnittkraftgrenzwerte My (Stabachsen) [kNm] für: ULS-PKinklTemp (P), nur Zwängungen

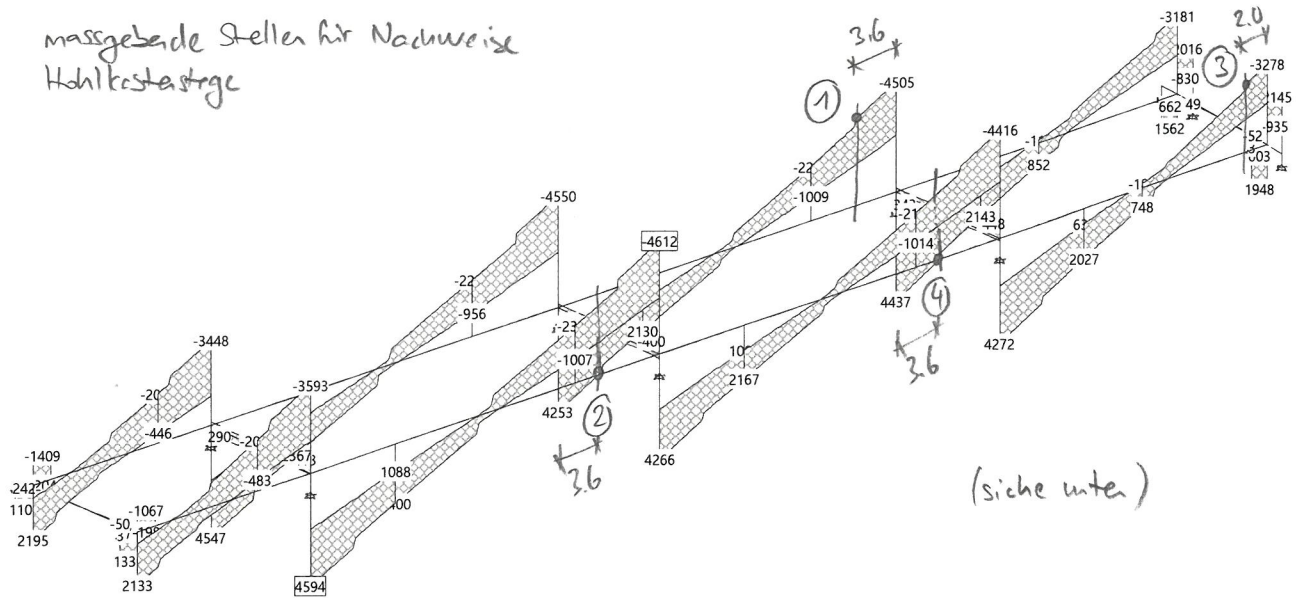
(= My (Schwerachse), da $N_d = 0$)



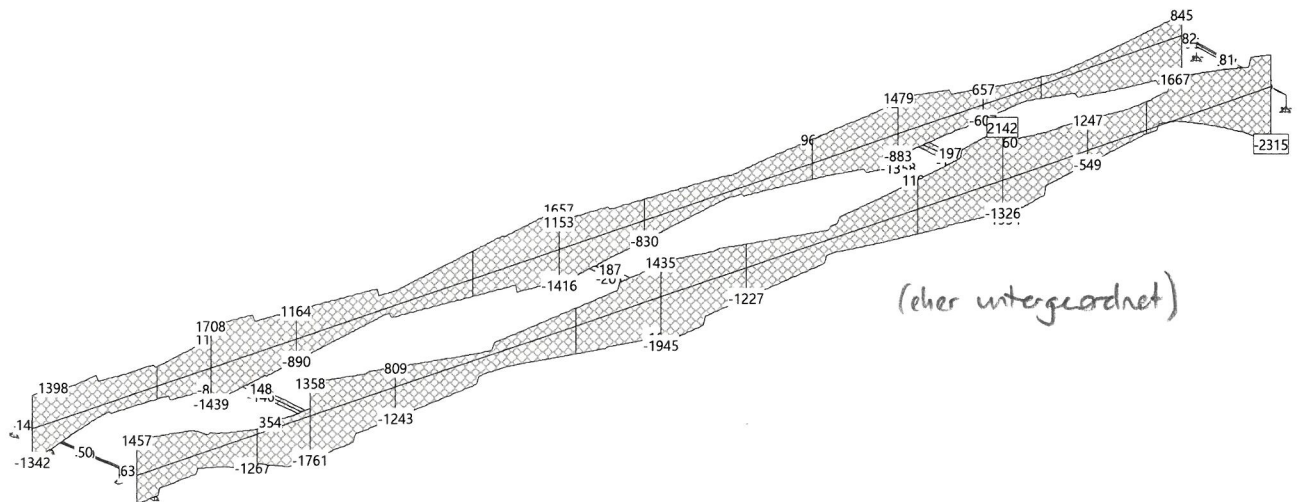
Nr.:

Schnittkraftgrenzwerte Vz (Stabachsen) [kN] für: ULS-PKinklTemp (P), nur Zwängungen

massgebende Stellen für Nachweise
 Hohlkastenstränge



Schnittkraftgrenzwerte T (Stabachsen) [kNm] für: ULS-PKinklTemp (P), nur Zwängungen



① $V_{d,max} = -3570 \text{ kN}$, $T_{d,zugl} = -488 \text{ kNm}$ (CD1 vor D)

② $V_{d,max} = +3366 \text{ kN}$, $T_{d,zugl} = +521 \text{ kNm}$ (CD1 vor C)

③ $V_{d,max} = -2773 \text{ kN}$, $T_{d,zugl} = +1151 \text{ kNm}$ (DE2 vor E)

④ $V_{d,max} = +3496 \text{ kN}$, $T_{d,zugl} = +655 \text{ kNm}$ (DE1 vor D)

Grenzwertspezifikation: ULS-PKinkITemp *(bestehender Zustand, zum Vergleich)*

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

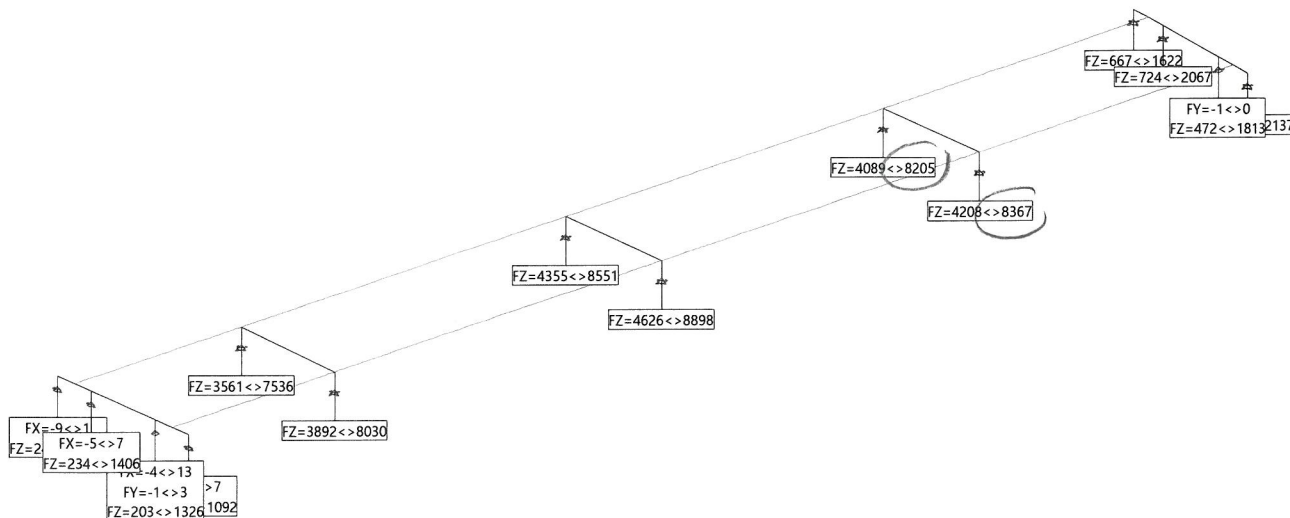
Nr	Einwirkung Name	Fak	Einwirkungskombinationen									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Eigenlast	1	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2
2	Auflasten	1	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2	0.9	0.9	1.2	1.2
3	Temperatureinwirkung	1						0.6	0.6	0.6	0.6	1.5
4	Vorspannung	0.8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Set Strassenverkehr											
5	Lastmodell 1	1	1.5	0.75	1.5	0.75	1.5			1.5	0.75	
6	Fussgänger- /Radwege	1	0.4	1.5	0.4	1.5		1.5		1.5		0.4

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Einwirkungskombinationen - Fortsetzung

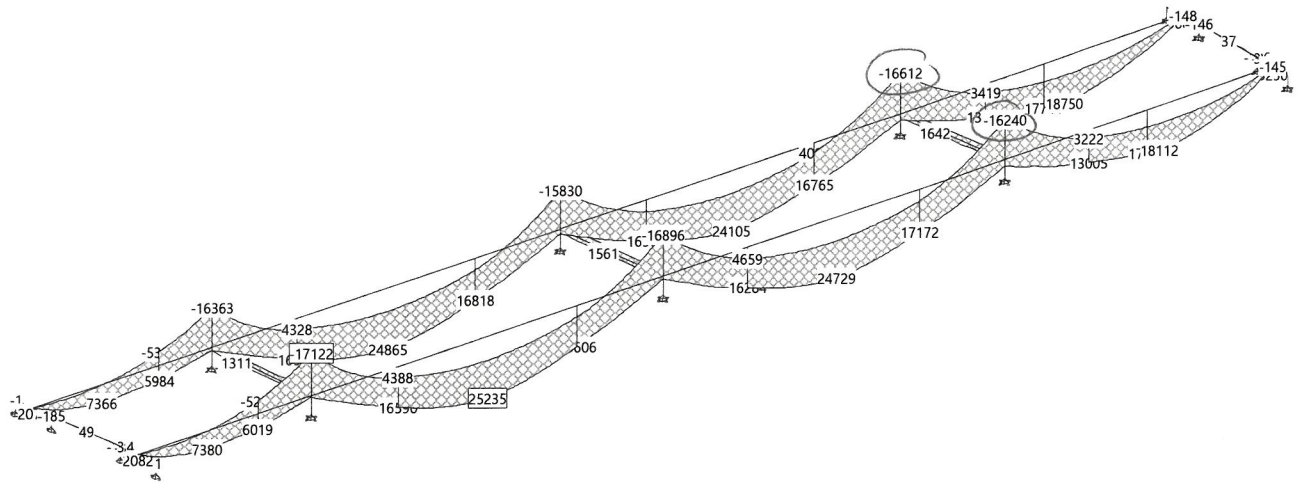
Nr	Einwirkungskombinationen	
	11	12
1	0.9	0.9
2	0.9	0.9
3	1.5	1.5
4	1	1
5	0.75	
6		0.4

Reaktionsgrenzwerte für FZ und zugehörige Komponenten [kN]/[kNm], Spezifikation: ULS-PKinkITemp (P)

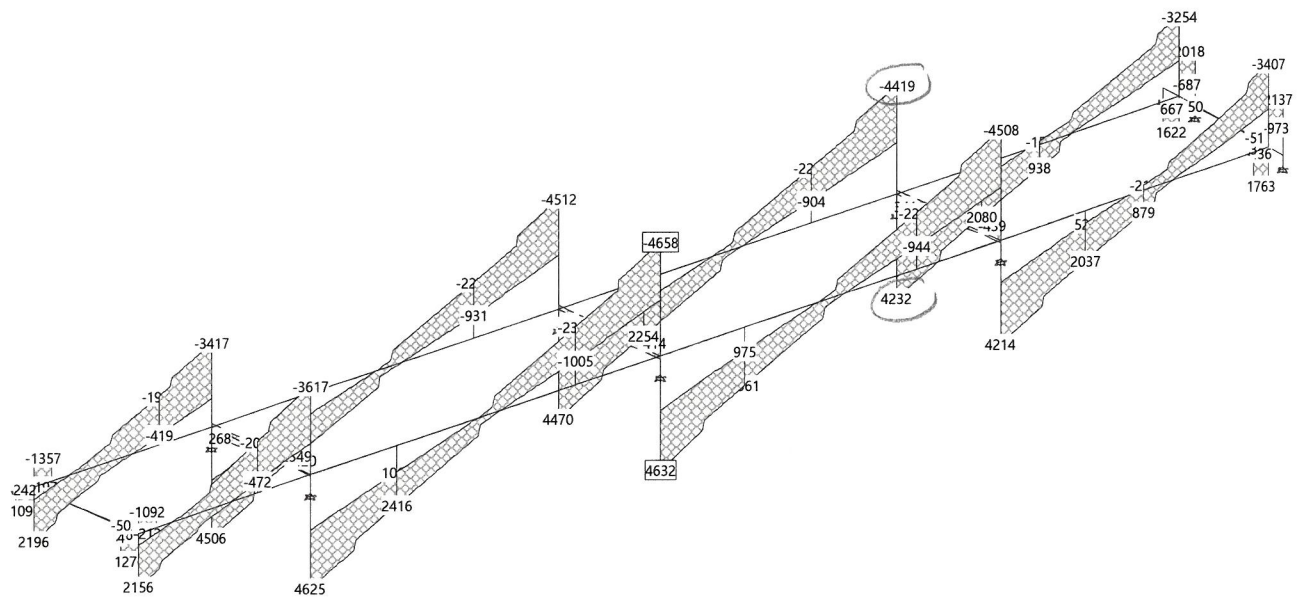


Nr.:

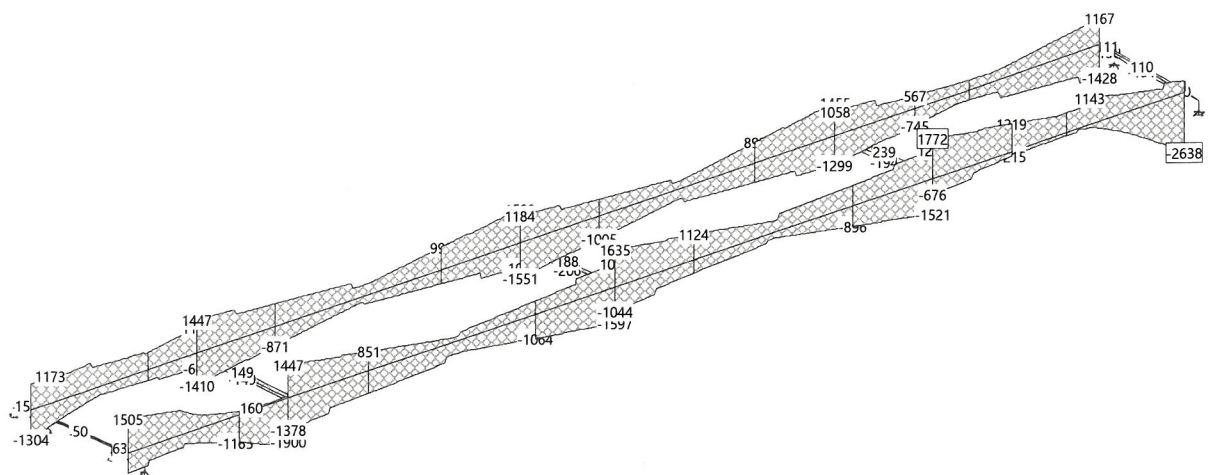
Schnittkraftgrenzwerte My (Stabachsen) [kNm] für: ULS-PKinklTemp (P), nur Zwängungen



Schnittkraftgrenzwerte Vz (Stabachsen) [kN] für: ULS-PKinklTemp (P), nur Zwängungen



Schnittkraftgrenzwerte T (Stabachsen) [kNm] für: ULS-PKinklTemp (P), nur Zwängungen



Nr.:

4. Tragsicherheit Biegung Hohlkasten

Biege widerstände mittels FAGUS-7 an maßgebenden Stellen, mit:

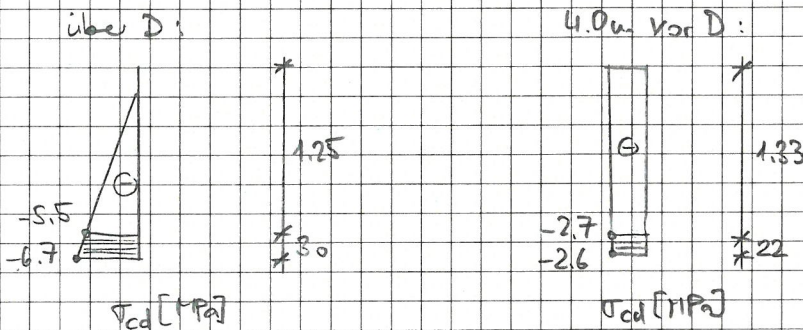
- mitwirkende Breiten Gurtplatten: über Stöße deutlich reduziert infolge u.a. reduzierter Überbewehrung (Schubverschluss) → siehe nachfolgende Seiten aus [1]; in Feldern vollständig mitwirkend
- Berücksichtigung Anteil Torsion an F_{Ed} in Platten (Mit zugehöriges T_d)
↳ geringer Einfluss
- Kontrolle Querschnittsduktilität x/d

Mitwirkende Breite untere Kastenplatte (Schubanschluss) (über Stützen)

Nach SIA 262 4.1.3.3 : $b_{eff,1} = 0.2 \cdot 2.1 + 0.1 \cdot (0.15 \cdot (32 + 26)) = 1.23 \text{ m}$ (einseitig)

Jedoch Querbewehrung unt. Kastenplatte mit $\phi 10 @ 175$ (oben) & $\phi 10/12 @ 175$ (unten)
 gering für Schubanschluss Druckgurt \rightarrow zu reduzieren!

Betrachtung der Betandruckspannungen der unteren Kastenplatte für die untersuchte Lastkombination auf d-Niveau aus STATIK-7 bzw. FACUS-7 (d.h. nicht für Biegebrech über D, sondern effektives Beanspruchungsniveau). Betrachtung zwischen Querschnitt D (über Stütze) und 4.0m davor (\approx Momentennullpunkt):



$C_d(D) = 6 \cdot 1 \cdot 2.65 \cdot 0.30 = 4.85 \text{ MN}$ $C_d(4.0mD) = 2.65 \cdot 2.65 \cdot 0.22 = 1.55 \text{ MN}$

Somit an! L = 4.0m einleiten in Herstieg: $\Delta C_d = \frac{4.85 - 1.55}{4.0} = 830 \text{ kN/m}$

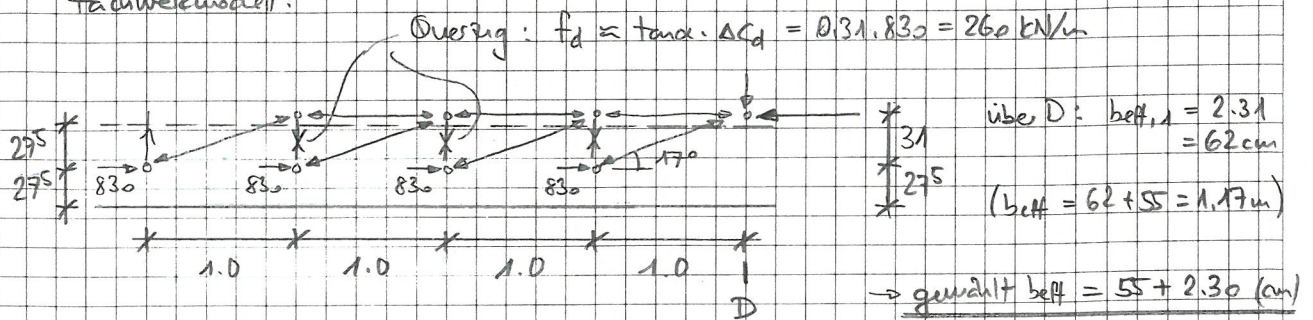
Widerstand Querbewehrung total: $f_{ed} = 390 \cdot (448 + 547) = 388 \text{ kN/m}$

\hookrightarrow Annahme für Schubanschluss ca. $\frac{2}{3}$ davon aktiviert (Rest für Querbiegung etc.)

d.h. $f_{ed,eff} = \frac{2}{3} \cdot 388 = 260 \text{ kN/m}$

Ausbreitwinkel: $\tan \alpha = \frac{260}{830} = 0.31$ (bzw. $\alpha = 17^\circ$, reduziert, stark vergrünert)

Fachwerkmodell:



Mitwirkende Breite Fahrbahnplatte

Nach SIA 262 4.1.3.3 : $b_{eff,1} = 1.29\text{m}$ (beidseitig Steg)

Schlusschluss analog unter Kastenplatte, jedoch beidseitig

→ Beanspruchung $\Delta\sigma_d$ etwa gleich

→ Querbewehrung: Betonstahl idarisch ($f_{red} = 388\text{ kN/m}$ bzw. red. $\frac{2}{3} \rightarrow \approx 260\text{ kN/m}$)

$$\text{Querverspannung FSD (12 \varnothing 7, alle 2.0m)} \rightarrow f_{red} \approx 1.130 \cdot 462 / 2.0 \\ = 260\text{ kN/m}$$

↳ somit ca. doppelte Querbewehrung $f_{red,1} \approx 260 + 260 = 520\text{ kN/m}$

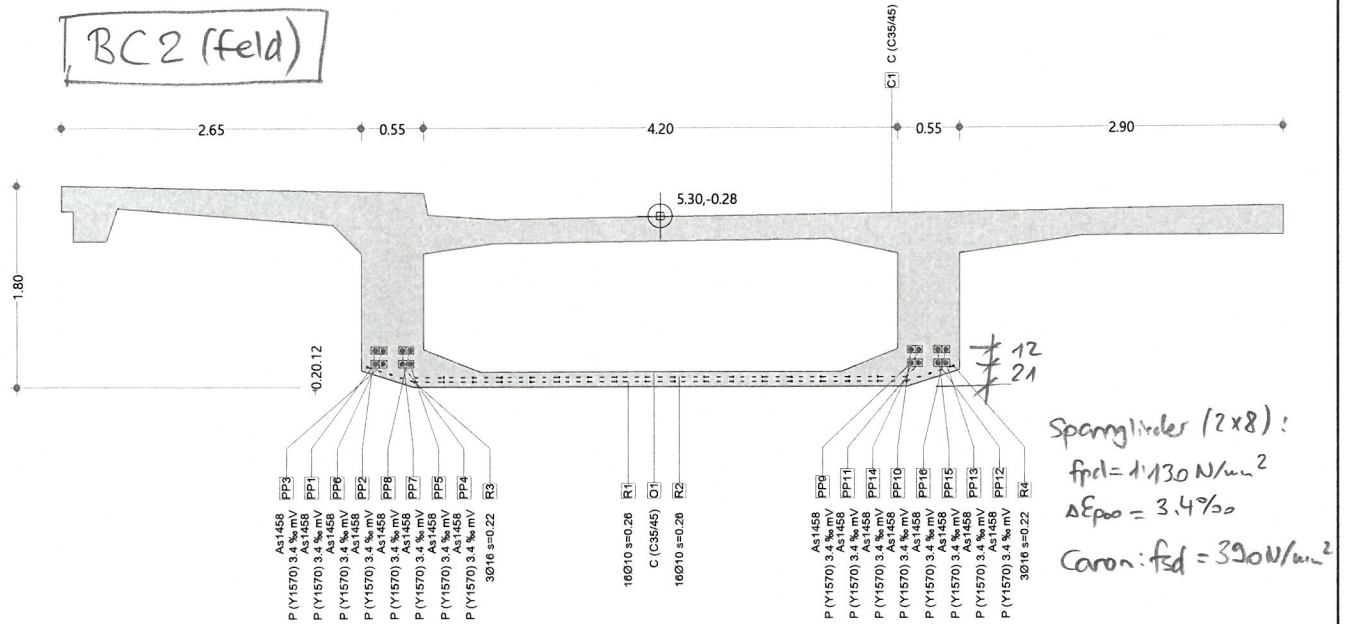
$$\rightarrow \tan \alpha \approx \frac{520}{830} \approx 0.62$$

$$\rightarrow b_{eff,1} \approx 2.0 \cdot 0.62 \approx 1.25\text{m (beidseitig)}$$

→ konservativ $\approx b_{eff,1} = 1.00\text{m}$ (beidseitig) gewählt für berücksichtigte
Zugbewehrung (Druck: auf 30 cm reduziert in IDEA).

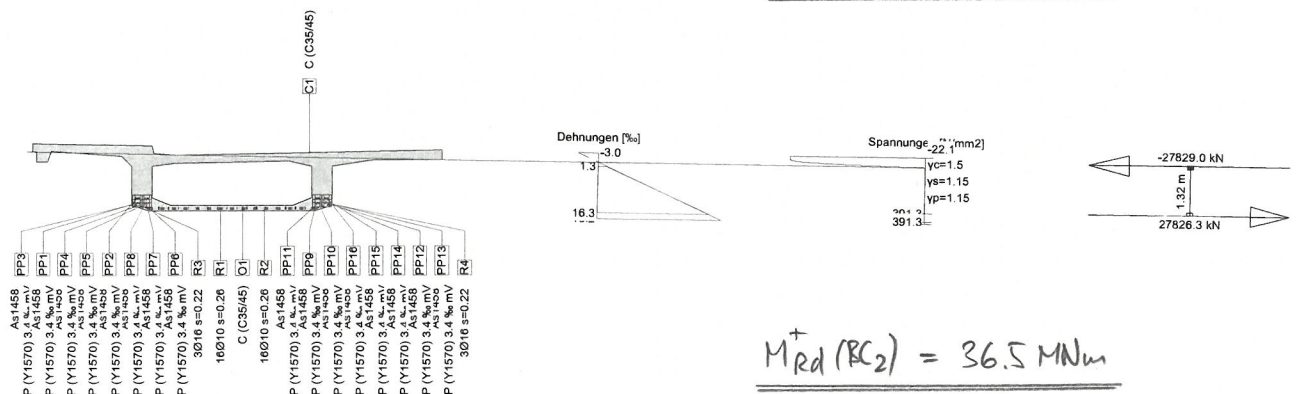
Querschnitt FELD-BC (C35/45;CARON;Y1570): Umriss, Aussparungen, Bewehrungen

Mstab: 1:67.2



Querschnitt FELD-BC (C35/45;CARON;Y1570): Ausnutzung (bezüglich Achspunkt) $M_y=36500.0$; $eff(M,N) = 1.00$ erfüllt

Mstab: 1:201.0



Traglastanalyse Querschnitt (Stütze): FELD-BC

Beanspruchung / Ausnutzung: $eff(M,N) = 1.00$ erfüllt

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				eff(M,N)	Querkraft und Torsion			eff(V,T)	Gesamt QS eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]			V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]		
1	!GZT	A	0	36500.0	0	1.00						
		S	0	36500.0	0							

P : Bezugspunkt: A=Achspunkt S=Schwerpunkt M=Schubmittelpunkt *=Inkl. Beitrag N(V+T)

Analyseparameter "!"GZT" Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramme			Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses			
	c	s	p	ϵ_{c1d} [%]	ϵ_{c2d} [%]	ϵ_{ud} [%]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	α [-]	ϕ [-]	P(t) [-]	V
!"GZT	4/0	1	1	-2.0	-3.0	20.0	1.50	1.15	1.15	45.0	0	t=0	+	

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- ϕ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'
- V : '+' => Inkl. Einfluss von Querkraft und Torsion (Modell: V + T als innere Längszugkraft)
- Sigma-Epsilon : SIA262 Fig 12 + Fig 16

Nr.:

Darstellung mittels Kräftepaar und Hebelarm

	Innere Zug- und Druckkräfte			Momente			Geometrische Grössen		
	Grund-QS [kN]	Bewehrung [kN]	Summe [kN]	M	Einheit [kNm]	z	Einheit [m]	x, d	Einheit [m]
Druck $F_c =$	-27829.0	0	-27829.0	$M_c =$	-14199.6	$z_c =$	0.51	$x_c =$	0.25
Zug $F_s =$	0	27826.3	27826.3	$M_s =$	-22456.1	$z_s =$	0.81	$d =$	1.45
N =			-2.7	M =	-36655.7	z =	1.32	$x/d =$	0.17

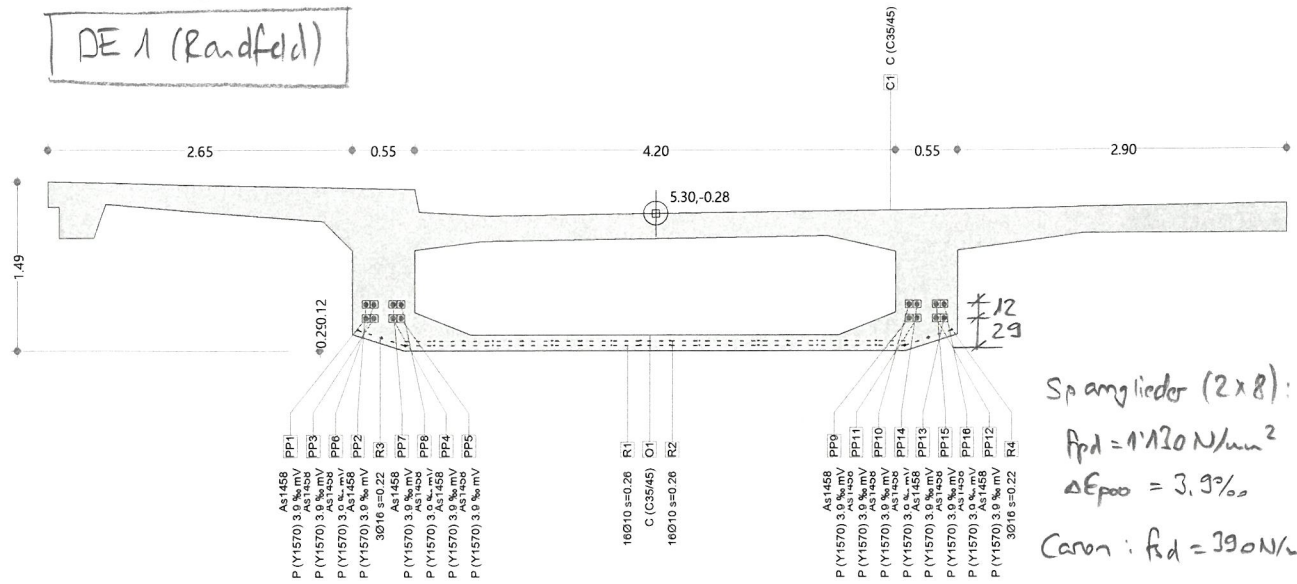
$x/d \leq 0.35 \text{ i.O. } \checkmark$

$M_{d,max} = 25.2 \text{ MNm}$, mit T_d -abhängig = -243 kNm (vernachlässigbar \checkmark)

\hookrightarrow Nachweis : $n = \frac{36.5}{25.2} = 1.45 \geq 1.00 \text{ i.O.}$

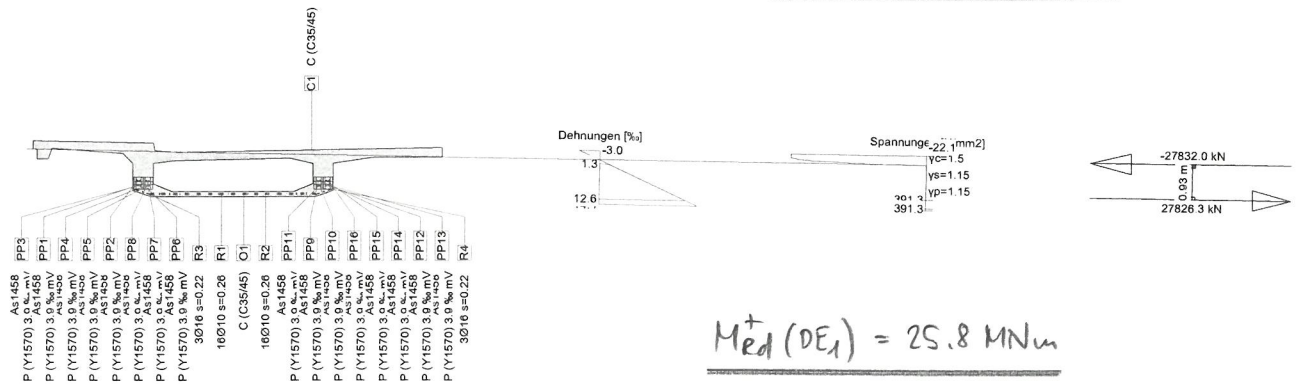
Querschnitt RF_DE_2 (C35/45;CARON;Y1570): Umriss, Aussparungen, Bewehrungen

Mstab. 1:66.3



Querschnitt RF_DE_2 (C35/45;CARON;Y1570): Ausnutzung (bezüglich Achspunkt) $M_y=25800.0$; $\text{eff}(M,N) = 1.00$ erfüllt

Mstab. 1:201.0



Traglastanalyse Querschnitt (Stütze): RF_DE_2

Beanspruchung / Ausnutzung: $\text{eff}(M,N) = 1.00$ erfüllt

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				Querkraft und Torsion			Gesamt QS eff(M,N,V,T)
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZT	A	0	25800.0	0	1.00				
		S	0	25800.0	0					

P : Bezugspunkt: A=Achspunkt S=Schwerpunkt M=Schubmittelpunkt *=Inkl. Beitrag N(V+T)

Analyseparameter "!"GZT" Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramme			Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses			
	c	s	p	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	α [-]	ϕ [-]	P(t) [-]	V
!"GZT	4/0	1	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	1.15	45.0	0	t=0	+

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- ϕ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: $P=P(t=0)$ oder $P=P(t=\infty)$ mit Langzeitverlusten
- V : '+' => Inkl. Einfluss von Querkraft und Torsion (Modell: V + T als innere Längszugkraft)
- Sigma-Epsilon : SIA262 Fig 12 + Fig 16

Nr.:

Darstellung mittels Kräftepaar und Hebelarm

	Innere Zug- und Druckkräfte			Momente			Geometrische Größen		
	Grund-QS [kN]	Bewehrung [kN]	Summe [kN]	M	Einheit [kNm]	z	Einheit [m]	x, d	Einheit [m]
Druck $F_c =$	-27832.0	0	-27832.0	$M_c =$	-11187.6	$z_c =$	0.40	$x_c =$	0.25
Zug $F_s =$	0	27826.3	27826.3	$M_s =$	-14735.1	$z_s =$	0.53	$d =$	1.06
N =			-5.7	$M =$	-25922.7	$z =$	0.96	$x/d =$	0.23

$x/d \leq 0.35 \text{ i.O. } \checkmark$

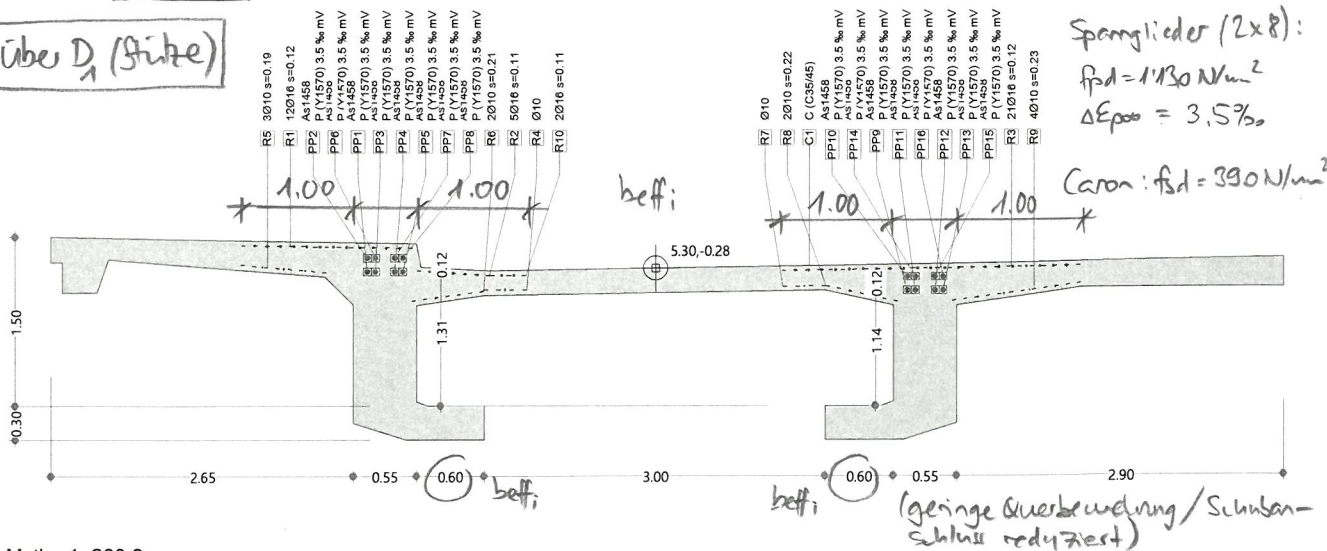
$M_{d,max}^+ = 18.7 \text{ MNm}$, mit $T_{d,zugehörig} = -310 \text{ kNm}$ (vernachlässigbar \checkmark)

\hookrightarrow Nachweis: $\eta = \frac{25.8}{18.7} = 1.38 \geq 1.00 \text{ i.O.}$

Querschnitt STUETZEREV (C35/45;CARON;Y1570): Umriss, Bewehrungen

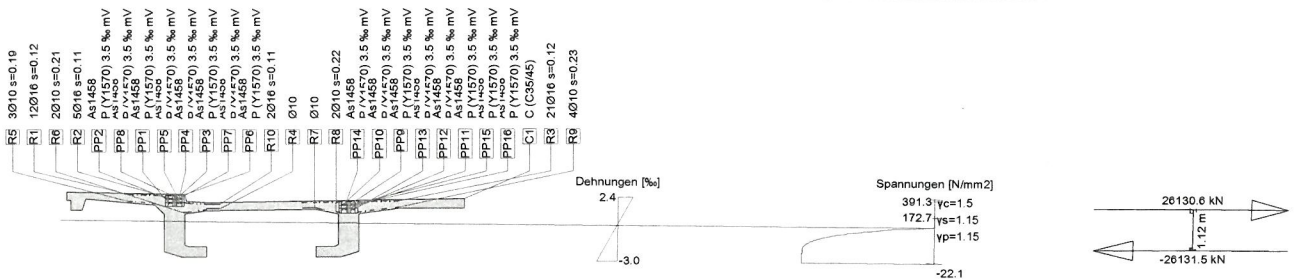
Mstb. 1 :66.6

über D_1 (Stütze)



Mstb. 1 :206.9

Querschnitt STUETZEREV (C35/45;CARON;Y1570): Ausnutzung (bezüglich Achspunkt) $M_y = -29300.0$; $eff(M,N) = 1.00$ erfüllt Spannungsanz



$$\underline{M_{rd}(D_1) = 29.3 \text{ MNm}}$$

(mit beachteter QS-Duktilität)

Nr.:

Traglastanalyse Querschnitt (Stütze): STUETZEREV

Beanspruchung / Ausnutzung: eff(M,N) = 1.00 erfüllt

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			eff(M,N) [-]	Querkraft und Torsion			eff(V,T) [-]	Gesamt QS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]		V _y [kN]	V _z [kN]	T [kNm]		
1	!GZT	A S	0 0	-29300.0 -29300.0	0 0	1.00					

P : Bezugspunkt: A=Achspunkt S=Schwerpunkt M=Schubmittelpunkt *=Inkl. Beitrag N(V+T)

Analyseparameter "!"GZT" Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramme			Grenzdehnungen			σ _s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses			
	c	s	p	ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	γ _p [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]	V
!GZT	4/0	1	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	1.15	45.0	0	t=0	+

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- φ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'
- V : '+' => Inkl. Einfluss von Querkraft und Torsion (Modell: V + T als innere Längszugkraft)
- Sigma-Epsilon : SIA262 Fig 12 + Fig 16

Darstellung mittels Kräftepaar und Hebelarm

	Innere Zug- und Druckkräfte			Summe [kN]	Momente M Einheit [kNm]	z	Geometrische Größen		
	Grund-QS [kN]	Bewehrung [kN]					Einheit [m]	x, d	Einheit [m]
Druck F _c =	-26131.5	0	-26131.5	M _c =	-20504.3	z _c =	0.78	x _c =	0.98
Zug F _s =	0	26130.6	26130.6	M _s =	-8859.2	z _s =	0.34	d =	1.50
N =			-0.9	M =	-29363.6	z =	1.12	x/d =	0.65

Beschränkte QS-Duktilität im Bruchzustand mit

$$x/d = 0.65 > 0.5 \cdot \frac{435}{390} = 0.56 \quad (\text{vgl. SIA 2624.1.4.2.6})$$

v.a. durch starke, für effektive Überprüfungs Momente nicht ausgenutzte Vorspannung bei (bauseitig) reduzierter mitwirkender Breite der unteren Kastenplatte auf Druck bedingt.

Birgenachweis erfüllt, ohne plastische Momentenumlagerung.

M_{d,max} = 17.7 MNm, mit T_{d,zugehörig} = +955 kNm

$$L_0 F_{evd}(T_d) = \frac{955}{2} \cdot \left(\frac{1}{1.25} + \frac{1}{4.75} \right) = 480 \text{ kN}$$
, gering auf ca. 2% von F_{td,ltal} → i.O.V (d.h. vernachlässigbar)

Nachweis :
$$n = \frac{29.3}{17.7} = 1.66 \geq 1.00 \quad \therefore \text{O.}$$

5. Tragsicherheit Querbratt Holzlastenstange (aus [37])

Nachweise Tragsicherheit an massgebender Stelle für Innenstange (IS) und Ansenstange (AS)
 Details siehe Annahmen und Modellbildung in Bericht Kap. 5.7.3. Nachweisformate
 SIA 269/2 (Level II) und fib ModelCode 2.1b (Level III), ergänzt.

Allgemeine Hinweise zu den Nachweisen:



• Querkraft: $V_d(IS_2, AS_1) = \frac{V_d}{2} - \frac{T_d}{2 \cdot b}$, $V_d(IS_1, AS_2) = \frac{V_d}{2} + \frac{T_d}{2 \cdot b}$ 

↳ je für $V_{d,max}$ mit T_d zugehörig (bezüglich Aufspannt)

↳ V_d, T_d im Nachweisschnitt z. $\pm \alpha$ vor QT (Stützen: 3.6m vor Achse, WL: 2.0m vor Achse)

• Level II: $V_{d,tot} = V_{d,s} + \Delta V_{d,p}$ ($V_{d,s}$ und $\Delta V_{d,p}$ identisch)

Level III: $V_{d,tot} = V_{d,s} + \Delta V_{d,p} + V_{d,c}$

• $V_{d,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot \alpha$

↳ Stabstängel Carr ($f_{sd} = 390 \text{ N/cm}^2$) und Kabelankerbügel Box ($f_{sd} = 300 \text{ N/cm}^2$) im Wechsel, beide berücksichtigt

• $\alpha = 20^\circ + 10000 \cdot E_x$, mit $E_x < 0$ für alle Nachweistellen gemäss Tragungs-Analyse (inkl. Normalkräfte aus Vorspannung P_{00} und aus Querkraft, $F_{\perp d} = V_d$ ($\alpha = 45^\circ$))

↳ Somit $E_x = 0$, $\alpha = \alpha_{min} = 20^\circ$

• $z = 0,9 \cdot d$, mit d zu Steifigkeit-Zentrum zugehörige Bemesslung (Spannanker und Zankerabstand), im Nachweisschnitt

• Kontrolle Stababmessungen, als $V_{d,s} \leq V_{d,act} = b_w \cdot z \cdot k_c \cdot f_{sd,act} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$ (Level II)

↳ $b_{w,act} = b_w - 0,5 \cdot z^2 \cdot \rho_{st}$ ($b_w = 72 \text{ mm}$)

↳ $f_{sd,act} = 23,7 \text{ N/cm}^2$ ($f_{k,act} = 38,8 \text{ N/cm}^2$, uncorr. DE_2)

↳ $k_c = \frac{1}{1,25 + 60 \cdot E_{d,act}} \leq 1,0$, mit $E_d = E_x + (E_x - E_2) \cdot \cot^2 \alpha$, für $E_x = 0$ (überdeckt)
 und $E_{2d} = -2\text{‰}$ → $E_{d1} = 15,1\text{‰}$ → $k_c = 0,46$

• $\Delta V_{d,p} = \sum (P_{00,i} \cdot \sin \beta_{00,i})$, mit $\beta_{00,i}$ gemäss Plänen im Nachweisschnitt (inkl. negative

Neigungen wo vorhanden) , $P_{k,act,00} = (1 - RV) \cdot 0,66 \cdot 0,80 \cdot 1,570 \cdot 1,458 = (1 - RV) \cdot 1,209 \text{ kN}$,

mit $RV = 20\text{‰}$ Zugverlust [%] an Nachweisschnitt gemäss Statik-7

Nachweis fib Model Code 210 Level III, Kap. 7.3.3.3:

$V_{ed,c}$ abhängig von effektivem Lastniveau

- Voraussetzung: $\rho_w \geq 0.08 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$ minimaler Bewehrungsgrad

↳ für alle Nachweise erfüllt, mit mind. $\rho_{w,min} = \frac{226}{400 \cdot 330} = 1.77\% \geq 0.08 \cdot \frac{\sqrt{38.8}}{345} = 1.44\%$
 (mit $\phi 12 @ 50$, $b_w = b_{eff} = 400 \text{ mm}$)

- $V_{ed,c} = k_v \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z$, mit Begrenzung $V_{ed,s} + V_{ed,c} \leq V_{ed,max}(\theta_{min})$

mit $f_{ctk} = \sqrt{38.8} = 6.23 \text{ MN/m}^2 \leq 8.0 \text{ MN/m}^2$ i.O., $\gamma_c = 1.50$, $b_w = b_{eff}$

mit $k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \epsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{(V_d - \Delta V_{ed,s})}{V_{ed,max}(\theta_{min})}\right) \geq 0$, mit $\epsilon_x = 0$ (übernutzt)

$V_{ed,max}(\theta_{min}) = k_c \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$ ($\theta = \alpha_{min} = 20^\circ$)

$k_c = k_E \cdot \eta_{fc}$, $\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ctk}}\right)^{1/3} = \left(\frac{30}{38.8}\right)^{1/3} = 0.918 \leq 1.0$

$k_E = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot \epsilon_1} \leq 0.65$, $\epsilon_1 = 0.002 \cdot \cos^2 20^\circ = 15.1\% \text{ (} \epsilon_x = 0 \text{)}$

↳ $k_E = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot 0.151} = 0.492$, $k_c = 0.492 \cdot 0.918 = 0.452$

⇒ Erfüllungsgrad $\eta = \frac{V_{ed,t,act}}{V_{d,act}}$, $V_{ed,t,act} = V_{ed,s} + \Delta V_{ed,s}$ (+ $V_{ed,c}$) nur Level III

↳ Nachweisführung anhand obiger Annahmen und Gleichungen auf Excel-Sheets

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle **CD1, vor D**
 Steg **IS1** (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung
Vd,max [kN]	-3'570
Td,zugeh [kNm]	-488
Stegachsabstand b [m]	4.75
Vd,Steg [kN]	1'836

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	8	dp [mm]	1'090
Spannglieder 2	Anzahl n	1	dp [mm]	980
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	3'510	ds [mm]	1'440
FBPL, B = 5.55 m: oben $\emptyset 10@250$, unten $\emptyset 10@250$				
Mittl. statische Höhe d [mm]	1'154			
Hebelarm z = 0.9d [mm]	1'039		z*cot α [mm]	2'854 (zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	330	n_red	0.75
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	1'320		(3 von 4)
VRd,s [kN]	719					

Kontrolle Stegabmessungen VRd,s < VRd,c

Stegbreite bw [mm]	550			
Anzahl Hüllrohre nebenein.	5			
bw,nom [mm]	370			
fcd,act [N/mm ²]	23.7			
VRd,c [kN]	1'347		Check VRd,s ≤ VRd,c :	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder $\Delta VRd,p$

Spannglieder 1	Anzahl n	8	β_p [°]	5.5	RV_m [%]	16
	P_∞ [kN]	8'124				
Spannglieder 2	Anzahl n	1	β_p [°]	-1.1	RV_m [%]	5
	P_∞ [kN]	1'149				
$\Delta VRd,p$ [kN]	757					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit VRd,tot = VRd,s + $\Delta VRd,p$)

Vd,Steg [kN]	1'836		
VRd,tot [kN]	1'476		
Erfüllungsgrad n	0.80	< 1.00, NICHT erfüllt!	

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8		
VRd,max (20°) [kN]	1'444		
kv [-]	0.101		
VRd,c [kN]	161		Check VRd,s + VRd,c ≤ VRd,max (20°) : erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit VRd,tot = VRd,s + $\Delta VRd,p$ + VRd,c)

Vd,Steg [kN]	1'836		
VRd,tot [kN]	1'637		
Erfüllungsgrad n	0.89	< 1.00, NICHT erfüllt!	

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle **CD1, vor D**
 Steg **AS1** (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung		
Vd,max [kN]	-3'570		
Td,zugeh [kNm]	-488		
Stegachsabstand b [m]	4.75		
Vd,Steg [kN]	1'734		

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	8	dp [mm]	1'150
Spannglieder 2	Anzahl n	1	dp [mm]	1'040
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	3'350	ds [mm]	1'460
FBPL, B = 5.30 m: oben $\emptyset 10@250$, unten $\emptyset 10@250$				
Mittl. statische Höhe d [mm]	1'203			
Hebelarm $z = 0.9d$ [mm]	1'083		$z \cdot \cot \alpha$ [mm]	2'975 (zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	330	n_{red}	0.75
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	1'320		(3 von 4)
VRd,s [kN]	750					

Kontrolle Stegabmessungen $VRd,s < VRd,c$

Stegbreite bw [mm]	550		
Anzahl Hüllrohre nebenein.	5		
bw,nom [mm]	370		
fcd,act [N/mm ²]	23.7		
VRd,c [kN]	1'404	Check $VRd,s \leq VRd,c$:	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder $\Delta VRd,p$

Spannglieder 1	Anzahl n	8	β_p [°]	7.9	RV_m [%]	16
	P_∞ [kN]	8'124				
Spannglieder 2	Anzahl n	1	β_p [°]	-0.2	RV_m [%]	5
	P_∞ [kN]	1'149				
$\Delta VRd,p$ [kN]	1'113					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit $VRd,tot = VRd,s + \Delta VRd,p$)

Vd,Steg [kN]	1'734	
VRd,tot [kN]	1'862	
Erfüllungsgrad n	1.07	> 1.00 erfüllt

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8	
VRd,max (20°) [kN]	1'506	
kv [-]	0.235	
VRd,c [kN]	391	Check $VRd,s + VRd,c \leq VRd,max(20^\circ)$: erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit $VRd,tot = VRd,s + \Delta VRd,p + VRd,c$)

Vd,Steg [kN]	1'734	
VRd,tot [kN]	2'253	
Erfüllungsgrad n	1.30	> 1.00 erfüllt

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle	CD1, vor C
Steg	IS1 (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung
Vd,max [kN]	3'366
Td,zugeh [kNm]	521
Stegachsabstand b [m]	4.4
Vd,Steg [kN]	1'742

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	8	dp [mm]	1'050
Spannglieder 2	Anzahl n		dp [mm]	
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	3'510	ds [mm]	1'440
FBPL, B = 5.55 m: oben $\emptyset 10@250$, unten $\emptyset 10@250$				
Mittl. statische Höhe d [mm]		1'140		
Hebelarm $z = 0.9d$ [mm]		1'026	$z \cdot \cot \alpha$ [mm]	2'819 (zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	330	n _{red}	0.75
Zusatzbügel Caron (1-schn.)	D [mm]	16	s [mm]	250		(3 von 4)
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	1'320		
VRd,s [kN]		1'595				

Kontrolle Stegabmessungen VRd,s < VRd,c

Stegbreite bw [mm]	900
Anzahl Hüllrohre nebenein.	5
bw,nom [mm]	720
fcd,act [N/mm ²]	23.7
VRd,c [kN]	2'589
Check VRd,s ≤ VRd,c :	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder ΔVRd,p

Spannglieder 1	Anzahl n	5	βp [°]	7.9	RV _m [%]	31
	P _∞ [kN]	4'171				
Spannglieder 2	Anzahl n	4	βp [°]	1.5	RV _m [%]	9
	P _∞ [kN]	4'401				
ΔVRd,p [kN]		688				

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit VRd,tot = VRd,s + ΔVRd,p)

Vd,Steg [kN]	1'742
VRd,tot [kN]	2'283
Erfüllungsgrad n	1.31 > 1.00 erfüllt

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8
VRd,max (20°) [kN]	2'776
kv [-]	0.248
VRd,c [kN]	761
Check VRd,s + VRd,c ≤ VRd,max (20°) :	erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit VRd,tot = VRd,s + ΔVRd,p + VRd,c)

Vd,Steg [kN]	1'742
VRd,tot [kN]	3'045
Erfüllungsgrad n	1.75 > 1.00 erfüllt

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle **CD1, vor C**
 Steg **AS1** (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung		
Vd,max [kN]	3'366		
Td,zugeh [kNm]	521		
Stegachsabstand b [m]	4.4		
Vd,Steg [kN]	1'624		

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	8	dp [mm]	1'150
Spannglieder 2	Anzahl n		dp [mm]	
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	3'350	ds [mm]	1'440
		FBPL, B = 5.30 m: oben $\emptyset 10@250$, unten $\emptyset 10@250$		
Mittl. statische Höhe d [mm]	1'215			
Hebelarm $z = 0.9d$ [mm]	1'093	$z \cdot \cot \alpha$ [mm]	3'004	(zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	330	n _{red}	0.75
Zusatzbügel Caron (1-schn.)	D [mm]	10	s [mm]	250		(3 von 4)
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	1'320		
VRd,s [kN]	1'125					

Kontrolle Stegabmessungen $VR_{d,s} < VR_{d,c}$

Stegbreite bw [mm]	900		
Anzahl Hüllrohre nebenein.	5		
bw,nom [mm]	720		
fcd,act [N/mm ²]	23.7		
VRd,c [kN]	2'758	Check $VR_{d,s} \leq VR_{d,c}$:	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder $\Delta VR_{d,p}$

Spannglieder 1	Anzahl n	5	β_p [°]	8.9	RV _m [%]	31
	P_∞ [kN]	4'171				
Spannglieder 2	Anzahl n	3	β_p [°]	5.1	RV _m [%]	10
	P_∞ [kN]	3'264				
$\Delta VR_{d,p}$ [kN]	935					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit $VR_{d,tot} = VR_{d,s} + \Delta VR_{d,p}$)

Vd,Steg [kN]	1'624	
VRd,tot [kN]	2'060	
Erfüllungsgrad n	1.27	> 1.00 erfüllt

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8	
VRd,max (20°) [kN]	2'958	
kv [-]	0.307	
VRd,c [kN]	1'003	Check $VR_{d,s} + VR_{d,c} \leq VR_{d,max} (20^\circ)$: erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit $VR_{d,tot} = VR_{d,s} + \Delta VR_{d,p} + VR_{d,c}$)

Vd,Steg [kN]	1'624	
VRd,tot [kN]	3'063	
Erfüllungsgrad n	1.89	> 1.00 erfüllt

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{min} = 20^\circ$

Nachweisstelle **DE2, vor E**
 Steg **IS2** (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung		
Vd,max [kN]	-2'773		
Td,zugeh [kNm]	1'151		
Stegachsabstand b [m]	3.9		
Vd,Steg [kN]	1'534		

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	4	dp' [mm]	350
Spannglieder 2	Anzahl n		dp' [mm]	
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	1'750	ds' [mm]	80
		Steg: 4Ø16 / unt. Kastenplatte: 2x6Ø10		
Mittl. d' [mm]	288			
Mittl. statische Höhe d [mm]	652	(= 920 + 20 - d')		
Hebelarm z = 0.9d [mm]	587	z*cotα [mm]	1'613	(zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	16	s [mm]	360	n_red	0.8
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	16	s [mm]	1'620		(4 von 5)
VRd,s [kN]	682					

Kontrolle Stegabmessungen VRd,s < VRd,c

Stegbreite bw [mm]	1'250		
Anzahl Hüllrohre nebenein.	4		
bw,nom [mm]	1'106		
fcd,act [N/mm ²]	23.7		
VRd,c [kN]	2'275	Check VRd,s ≤ VRd,c :	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder ΔVRd,p

Spannglieder 1	Anzahl n	4	βp [°]	4.2	RV_m [%]	6
	P∞ [kN]	4'546			(abgelassen 0.62fpk)	
Spannglieder 2	Anzahl n	4	βp [°]	1.5	RV_m [%]	6
	P∞ [kN]	4'546			(abgelassen 0.62fpk)	
ΔVRd,p [kN]	452					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit VRd,tot = VRd,s + ΔVRd,p)

Vd,Steg [kN]	1'534	
VRd,tot [kN]	1'134	
Erfüllungsgrad n	0.74	< 1.00, NICHT erfüllt!

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8	
VRd,max (20°) [kN]	2'440	
kv [-]	0.223	
VRd,c [kN]	600	Check VRd,s + VRd,c ≤ VRd,max (20°) : erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit VRd,tot = VRd,s + ΔVRd,p + VRd,c)

Vd,Steg [kN]	1'534	
VRd,tot [kN]	1'734	
Erfüllungsgrad n	1.13	> 1.00 erfüllt

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle	DE2, vor E
Steg	AS2 (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung
Vd,max [kN]	-2'773
Td,zugeh [kNm]	1'151
Stegachsabstand b [m]	3.9
Vd,Steg [kN]	1'239

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	4	dp' [mm]	340
Spannglieder 2	Anzahl n		dp' [mm]	
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	1'750	ds' [mm]	80
Steg: 4Ø16 / unt. Kastenplatte: 2x6Ø10				
Mittl. d' [mm]	280			
Mittl. statische Höhe d [mm]	610	(= 870 + 20 - d')		
Hebelarm z = 0.9d [mm]	549	z*cotα [mm]	1'508	(zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	16	s [mm]	320	n_red	0.8
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	16	s [mm]	1'600		(4 von 5)
VRd,s [kN]	705					

Kontrolle Stegabmessungen VRd,s < VRd,c

Stegbreite bw [mm]	1'250		
Anzahl Hüllrohre nebenein.	4		
bw,nom [mm]	1'106		
fcd,act [N/mm ²]	23.7		
VRd,c [kN]	2'128	Check VRd,s ≤ VRd,c :	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder ΔVRd,p

Spannglieder 1	Anzahl n	4	βp [°]	4.0	RV_m [%]	6
	P∞ [kN]	4'546			(abgelassen 0.62f _{pk})	
Spannglieder 2	Anzahl n	4	βp [°]	1.3	RV_m [%]	6
	P∞ [kN]	4'546			(abgelassen 0.62f _{pk})	
ΔVRd,p [kN]	420					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit VRd,tot = VRd,s + ΔVRd,p)

Vd,Steg [kN]	1'239	
VRd,tot [kN]	1'125	
Erfüllungsgrad n	0.91	< 1.00, NICHT erfüllt!

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8	
VRd,max (20°) [kN]	2'282	
kv [-]	0.256	
VRd,c [kN]	647	Check VRd,s + VRd,c ≤ VRd,max (20°) : erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit VRd,tot = VRd,s + ΔVRd,p + VRd,c)

Vd,Steg [kN]	1'239	
VRd,tot [kN]	1'772	
Erfüllungsgrad n	1.43	> 1.00 erfüllt

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle **DE1, vor D**
 Steg **IS1** (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung		
Vd,max [kN]	3'496		
Td,zugeh [kNm]	655		
Stegachsabstand b [m]	4.75		
Vd,Steg [kN]	1'817		

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	8	dp [mm]	1'160
Spannglieder 2	Anzahl n		dp [mm]	
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	3'510	ds [mm]	1'440
FBPL, B = 5.55 m: oben $\emptyset 10@250$, unten $\emptyset 10@250$				
Mittl. statische Höhe d [mm]	1'225			
Hebelarm z = 0.9d [mm]	1'102		z*cot α [mm]	3'029 (zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	330	n_red	0.8
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	1'670		(4 von 5)
VRd,s [kN]	771					

Kontrolle Stegabmessungen VRd,s < VRd,c

Stegbreite bw [mm]	550		
Anzahl Hüllrohre nebenein.	4		
bw,nom [mm]	406		
fcd,act [N/mm ²]	23.7		
VRd,c [kN]	1'568	Check VRd,s ≤ VRd,c :	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder $\Delta VRd,p$

Spannglieder 1	Anzahl n	8	β_p [°]	6.4	RV_m [%]	5
	P_∞ [kN]	9'188				
Spannglieder 2	Anzahl n		β_p [°]		RV_m [%]	
	P_∞ [kN]	0				
$\Delta VRd,p$ [kN]	1'024					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit VRd,tot = VRd,s + $\Delta VRd,p$)

Vd,Steg [kN]	1'817	
VRd,tot [kN]	1'795	
Erfüllungsgrad n	0.99	< 1.00, NICHT erfüllt!

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8	
VRd,max (20°) [kN]	1'682	
kv [-]	0.211	
VRd,c [kN]	393	Check VRd,s + VRd,c ≤ VRd,max (20°) : erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit VRd,tot = VRd,s + $\Delta VRd,p$ + VRd,c)

Vd,Steg [kN]	1'817	
VRd,tot [kN]	2'188	
Erfüllungsgrad n	1.20	> 1.00 erfüllt

Tragsicherheitsnachweis Querkraft Hohlkastenstege Level II und Level III

für $\alpha = \alpha_{\min} = 20^\circ$

Nachweisstelle **DE1, vor D**
 Steg **AS1** (IS1, IS2, AS1, AS2)

Schnittgrößen aus Statik-7, im Nachweisschnitt:

Strassenverkehrslasten	LM1 akt, ohne Lastbeschränkung		
Vd,max [kN]	3'496		
Td,zugeh [kNm]	655		
Stegachsabstand b [m]	4.75		
Vd,Steg [kN]	1'679		

Ermittlung Hebelarm z

Spannglieder 1	Anzahl n	8	dp [mm]	1'240
Spannglieder 2	Anzahl n		dp [mm]	
Betonstahlbew. Zugseite	As [mm ²]	3'350	ds [mm]	1'460
FBPL, B = 5.30 m: oben $\varnothing 10@250$, unten $\varnothing 10@250$				
Mittl. statische Höhe d [mm]	1'289			
Hebelarm z = 0.9d [mm]	1'160		z*cot α [mm]	3'188 (zur Info)

Bügelbewehrungen und VRd,s

Stegbügel Caron (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	340	n_red	0.8
Kabelhalter Box (2-schn.)	D [mm]	12	s [mm]	1'700		(4 von 5)
VRd,s [kN]	789					

Kontrolle Stegabmessungen VRd,s < VRd,c

Stegbreite bw [mm]	550		
Anzahl Hüllrohre nebenein.	4		
bw,nom [mm]	406		
fcd,act [N/mm ²]	23.7		
VRd,c [kN]	1'650	Check VRd,s ≤ VRd,c :	erfüllt

Widerstand geneigter Spannglieder $\Delta VRd,p$

Spannglieder 1	Anzahl n	8	βp [°]	8.0	RV_m [%]	6
	P_∞ [kN]	9'092				
Spannglieder 2	Anzahl n		βp [°]		RV_m [%]	
	P_∞ [kN]	0				
$\Delta VRd,p$ [kN]	1'265					

Nachweis SIA 269/2 Level II (mit VRd,tot = VRd,s + $\Delta VRd,p$)			
Vd,Steg [kN]	1'679		
VRd,tot [kN]	2'054		
Erfüllungsgrad n	1.22	> 1.00 erfüllt	

Widerstand Betonanteil VRd,c nach fib Model Code 2010 Level III

fck,act [N/mm ²]	38.8		
VRd,max (20°) [kN]	1'770		
kv [-]	0.306		
VRd,c [kN]	600	Check VRd,s + VRd,c ≤ VRd,max (20°) :	erfüllt

Nachweis fib Model Code 2010 Level III (mit VRd,tot = VRd,s + $\Delta VRd,p$ + VRd,c)			
Vd,Steg [kN]	1'679		
VRd,tot [kN]	2'654		
Erfüllungsgrad n	1.58	> 1.00 erfüllt	

6. Tragsicherheit Stahlstützen (Knicken)

Knicknachweise für Stützen B₂ und D₁:

QS: Rol 495.60, austenitisiert → A_s = 82.0 · 10³ mm², i = 155 mm
(S355)

G_{direct, st} ≈ 100 kN (B₂, aus [37])
≈ 65 kN (D₁)

Nachweis nach SIA 263(213) Kap. 4.5.1 mit Knickspannungskurve c

Stütze B₂: l = l_k = 9.5 m (Pendelstütze)

$$N_{d, \text{act}} = 7'946 + 1.20 \cdot 100 = 8'066 \text{ kN}$$

$$\lambda_k = \frac{9'500}{155} = 61.3, \lambda_E = 76.4 \rightarrow \bar{\lambda}_k = \frac{61.3}{76.4} = 0.80$$

$$\rightarrow \chi_k = 0.66$$

$$\rightarrow N_{k, \text{red, act}} = 0.66 \cdot 355 \cdot 82'000 / 1.05 = 18'300 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{Nachweis: } n = \frac{18'300}{8'066} = 2.3 > 1.00 \text{ i.O.}$$

Stütze D₁: l = l_k = 6.0 m (Pendelstütze)

$$N_{d, \text{act}} = 8'741 + 1.20 \cdot 65 = 8'819 \text{ kN}$$

$$\lambda_k = \frac{6'000}{155} = 38.7, \lambda_E = 76.4 \rightarrow \bar{\lambda}_k = \frac{38.7}{76.4} = 0.51$$

$$\rightarrow \chi_k = 0.84$$

$$\rightarrow N_{k, \text{red, act}} = 0.84 \cdot 355 \cdot 82'000 / 1.05 = 24'450 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{Nachweis: } n = \frac{24'450}{8'819} = 2.8 > 1.00 \text{ i.O.}$$

Hinweis: Stützen original für Anprall Bahn 100 t Bemerter, massgebend.

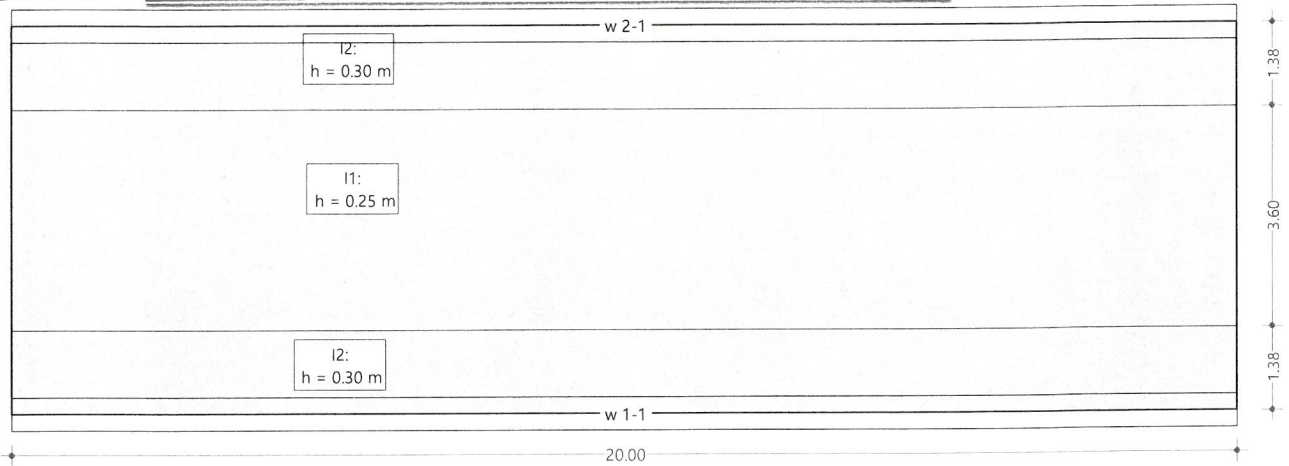
Stahlguss-Kalottenleger: Kalottenfläche Kopf + Fuss je $\phi = 250$ mm

$$\text{unter } N_{d, \text{act, max}} = 8'819 \text{ kN (D}_1\text{) wird } \sigma_{sd, \text{max}} = \frac{8'819 \cdot 10^3}{250^2 \pi / 4} = 180 \text{ N/mm}^2$$

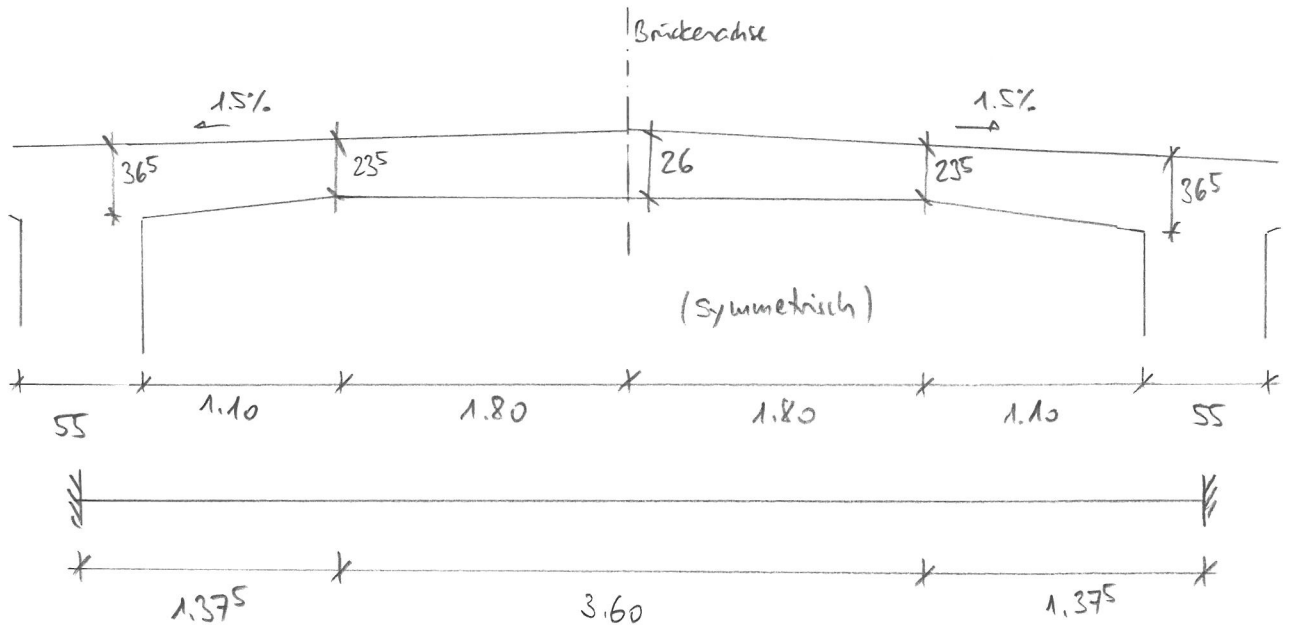
$$(< f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2 \text{ i.O.})$$

Struktur

7, Fahrbahnplatte zwischen Hohlkästen - Modell



effektiver Querschnitt gemäss Schalungsplan:



Nr.:

STRUKTURDATEN

BAUSTOFFE Norm: SIA

ID	Typ	Bauteil	E [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [%]	Klasse
C	Beton	(allgemein)	39.80	0.17	2.50	0.010	C55/67
R	Betonstahl	(allgemein)	205.00	0.30	8.00	0.012	CARON

BAUSTOFF Beton

ID	Klasse	-η _f f _{ck} [N/mm ²]	E _{cm} [kN/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	τ _{cd} [N/mm ²]	f _{ck, cube} [N/mm ²]
C	C55/67	-45.00	39.80	4.20	1.48	67.00

BAUSTOFF Betonstahl

ID	Klasse	-f _{sk} [N/mm ²]	E _s [kN/mm ²]	f _{sk} [N/mm ²]	ε _{ud} [%]	k _s f _{sk} [N/mm ²]	Duktilität [m]
R	CARON	-450.00	205.00	450.00	45.0	518.00	hochduktil

MATERIALBOXEN: Isotrop

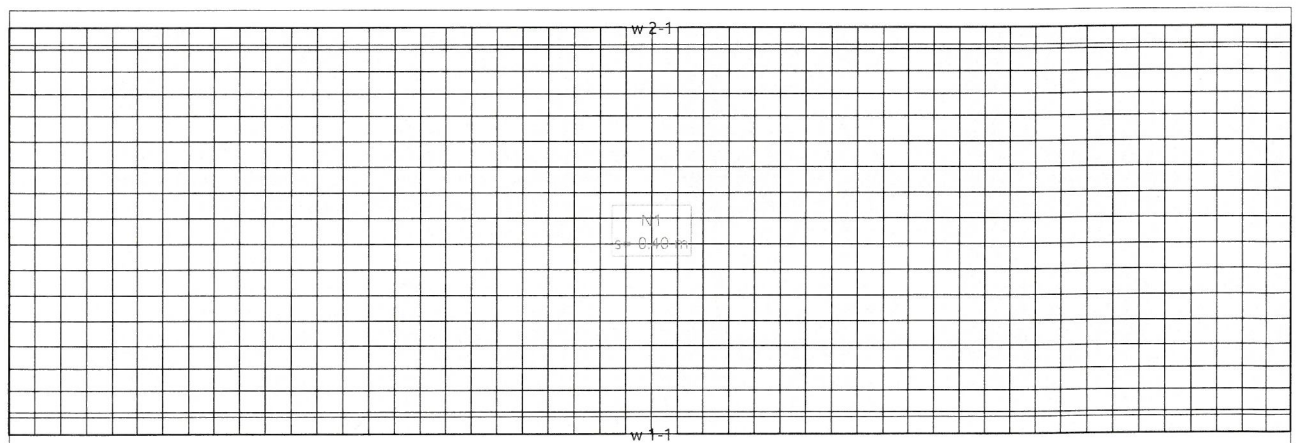
ID	Geometrie		f _E	Baustoffe	
	Plattendicke [m]	Kote Oberkante [m]		Körper	Bewehrung
I1	0.25	0	1.000	C	R
I2	0.30	0	1.000	C	R

WÄNDE

ID	Typ Beschreibung	N.Lin.	Lagerung			Geometrie		f _{E, sdz}	Baustoffe	
			sdz [kN/m ²]	srx [kN]	sry [kN]	Breite [m]	Höhe [m]		Körper	Bewehrung
W1	allgemein	Nein	blockiert	blockiert	frei	0.55	3.00	1.000	C	
W2	allgemein	Nein	blockiert	blockiert	frei	0.55	3.00	1.000	C	

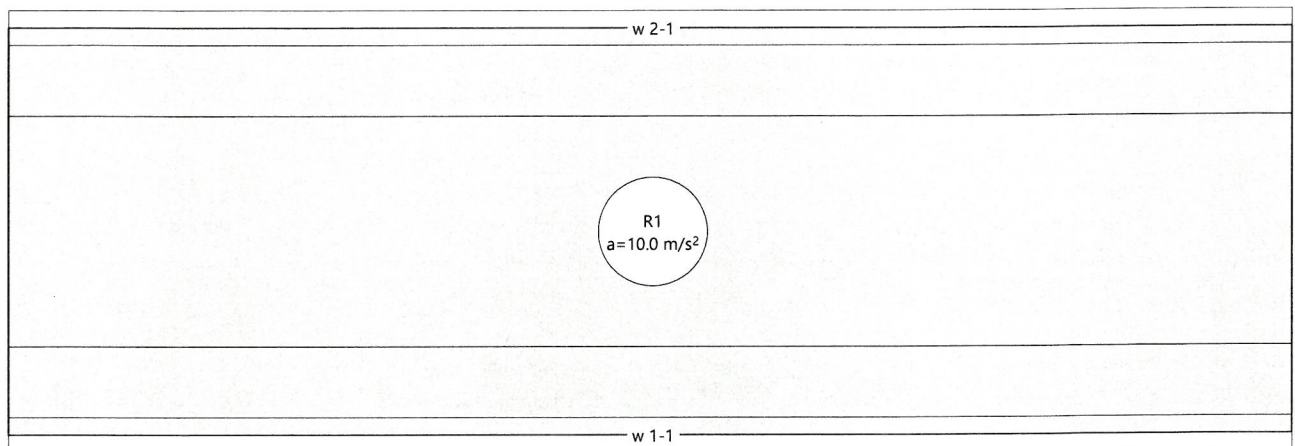
eingespart (im Holzkasten)

FE-Netz

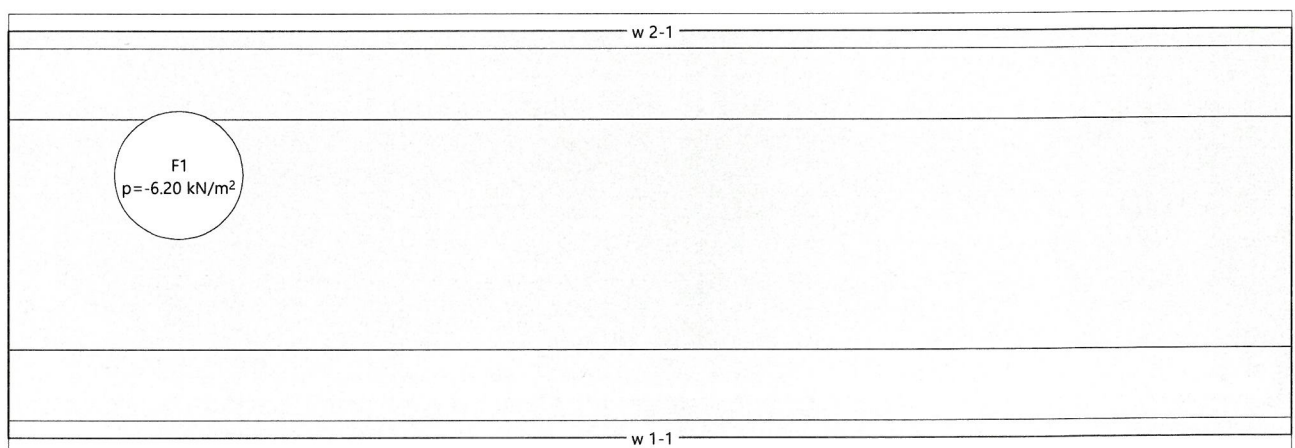


Nr.:

Belastung EG: Eigengewicht

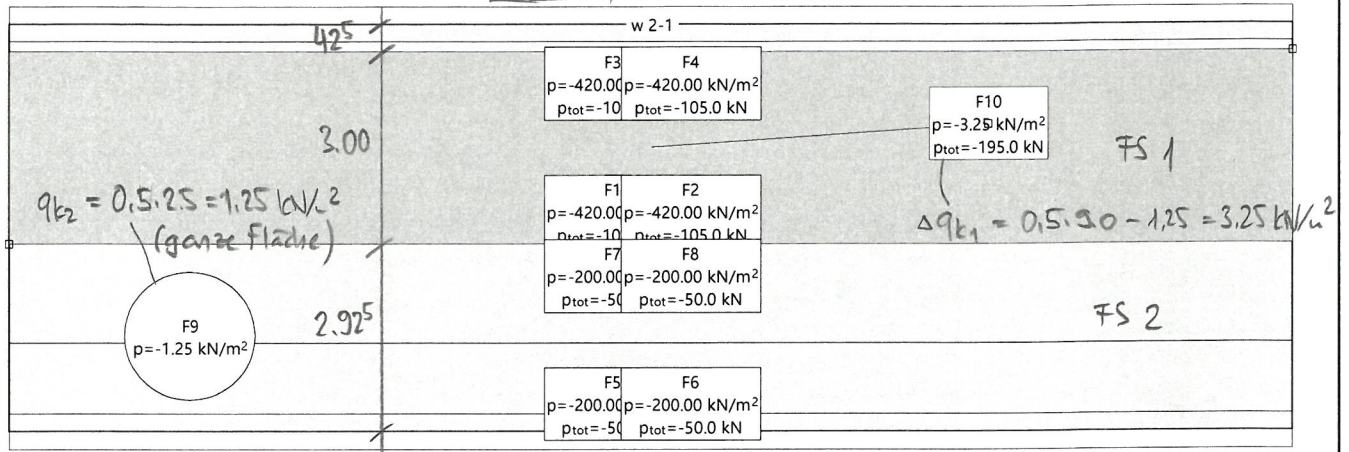


Belastung AL: AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm

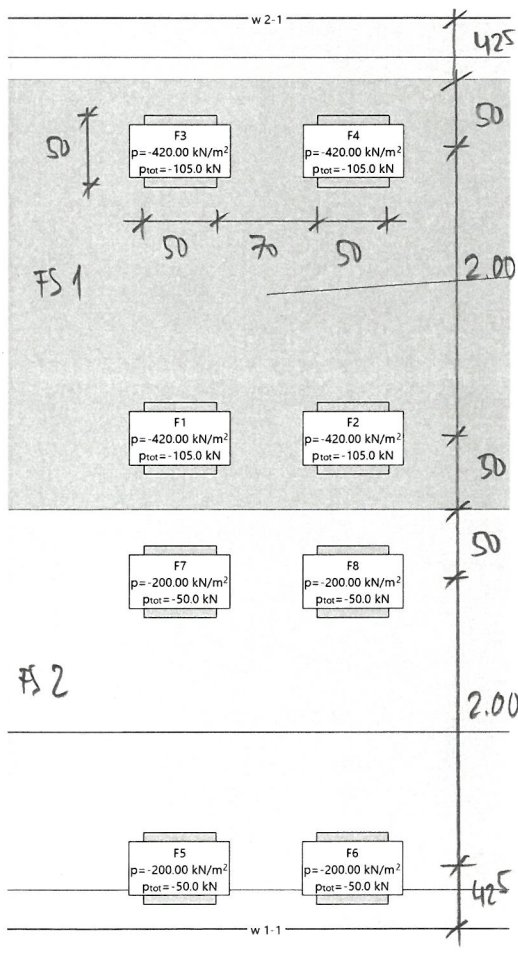
Belag bestehend: $h = 11 \text{ cm}$ Fahrbahnerhöhung (Aufketa/Belag): $\Delta h = 15 \text{ cm (max)}$

$$\rightarrow \text{Somit total } \underline{g_k} \approx 24 \cdot (0.11 + 0.15) = \underline{6.2 \text{ kN/m}^2}$$

Belastung LM1M+-.: LM1 akt für M+ & M- maximal *LM1 akt für maximale Momente*



Belastung LM1M+-.: LM1 akt für M+ & M- maximal



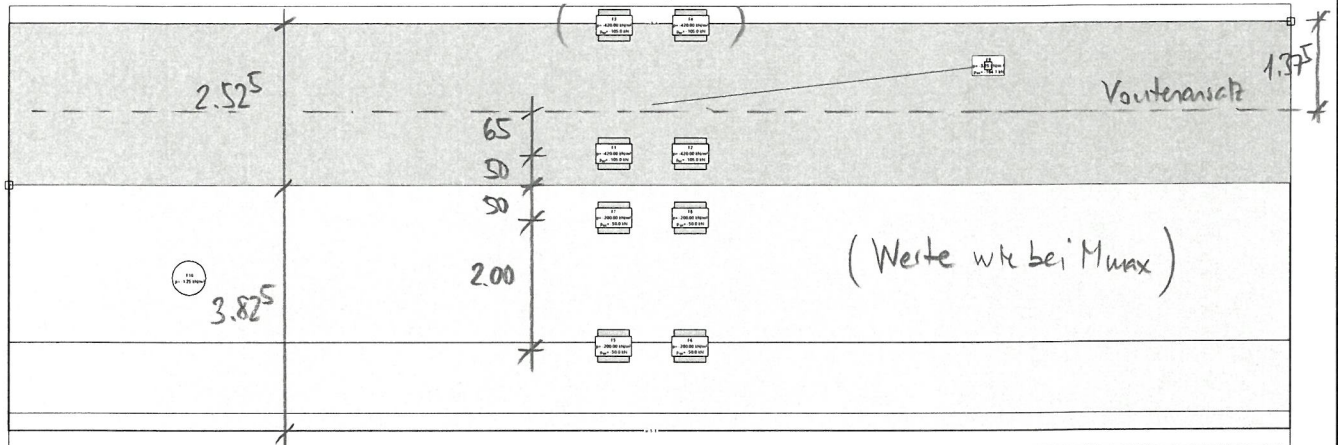
*Radlasten auf 50 x 50 cm verteilt
 (OK FBPL)*

$$\rightarrow \frac{0.7 \cdot 3.00 / 2}{0.50 \cdot 0.50} = 420 \text{ kN/m}^2 \text{ (FS 1)}$$

$$\frac{0.5 \cdot 2.925 / 2}{0.50 \cdot 0.50} = 292.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (FS 2)}$$

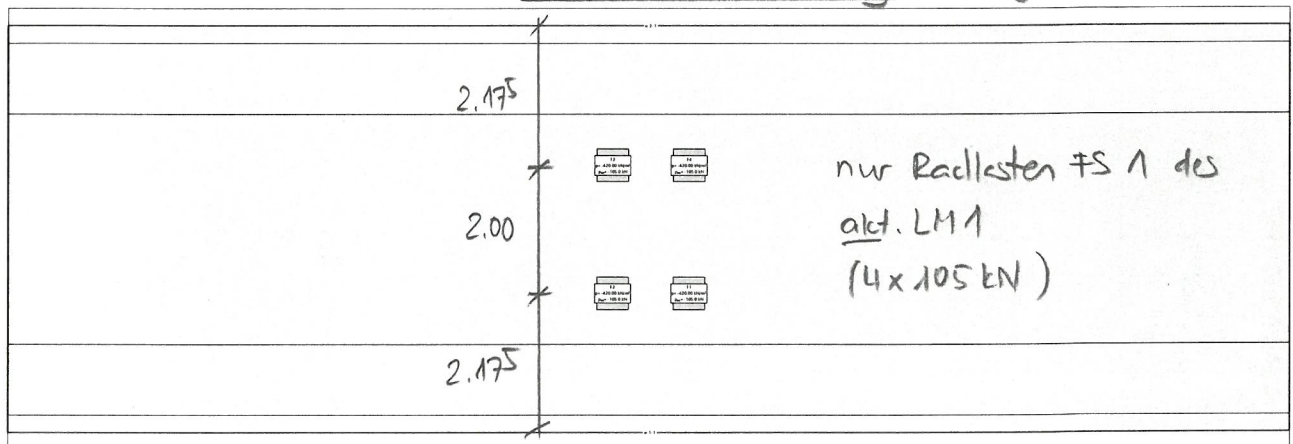
Belastung LM1V: LM1 akt für V maximal (vor Voute)

LM1 akt, für maximale Querkraft



Belastung LM1Erm: LM1 akt Ermüdung (nur Qk1)

LM1 akt, für Ermüdung (wichtig*)



* Vgl. weiterhin genutzte MIV-Spur stadtwärts ca. in Brückenachse → für Ermüdung FBPL zwischen HK massgebend.

Grenzwertspezifikation: ULS

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	Einwirkungskombinationen	
			1	2
1	Eigenlast	1	1.2	0.9
2	Auflasten	1	1.35	0.8
3	Lastmodell 1	1	1.5	1.5

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

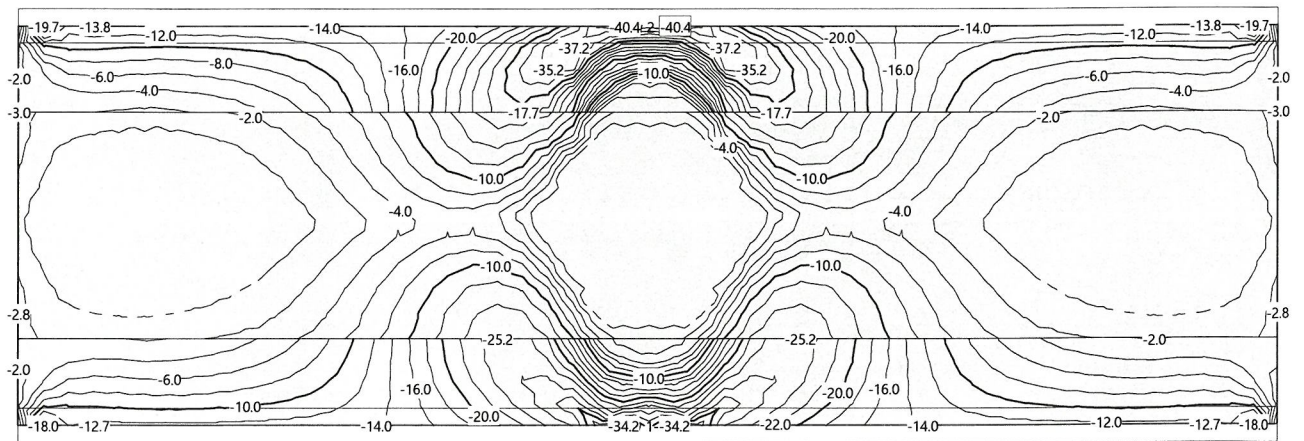
Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ULS

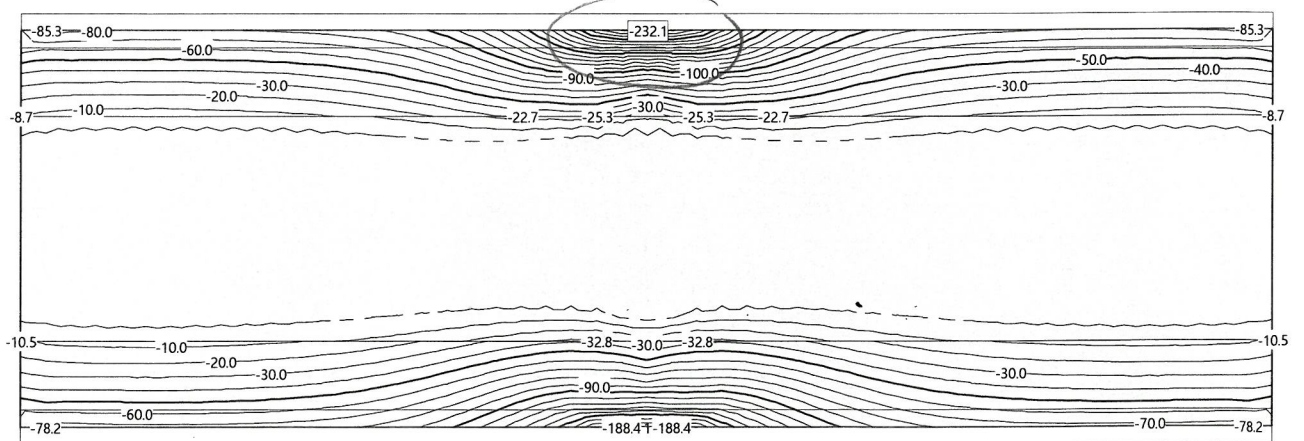
Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		AL AL Belag total (best+neu), 11+15	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend	entwede	LM1M+- LM1 akt für M+ & M- maximal	1.000	
			oder	LM1V LM1 akt für V maximal (vor Vou	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxt [kN], Äquidistanz: 2.0 [kN], Referenzlinie: 0.0 (untergeordnet)
 Spezifikation: ULS



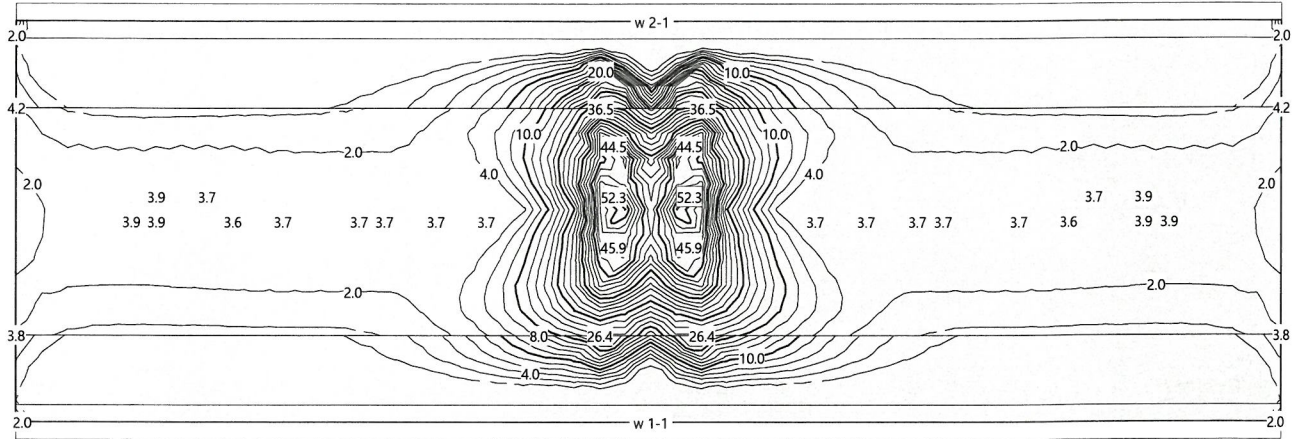
Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayt [kN], Äquidistanz: 10.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Spezifikation: ULS



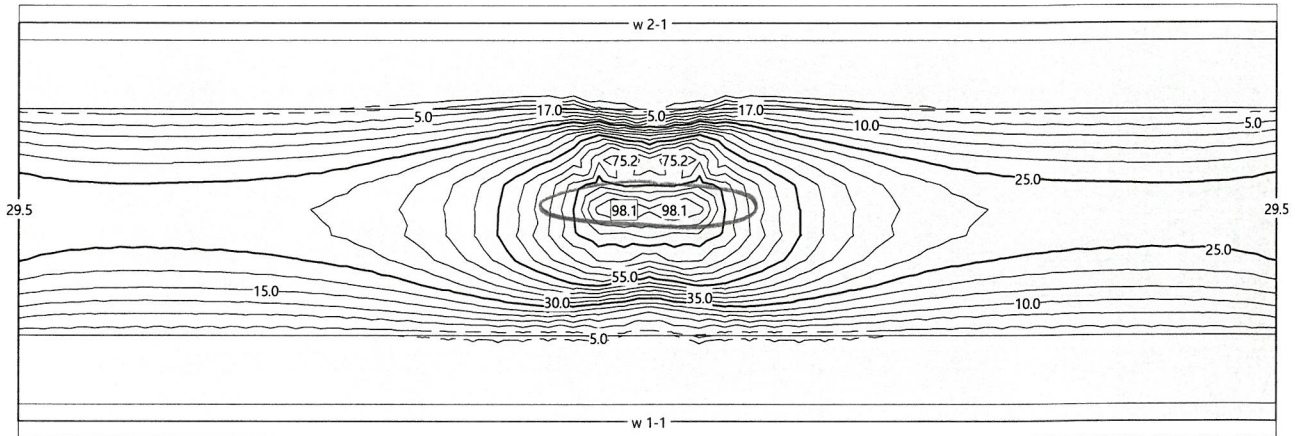
Nr.:

Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxb [kN], Äquidistanz: 2.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: ULS

(untergeordnet)

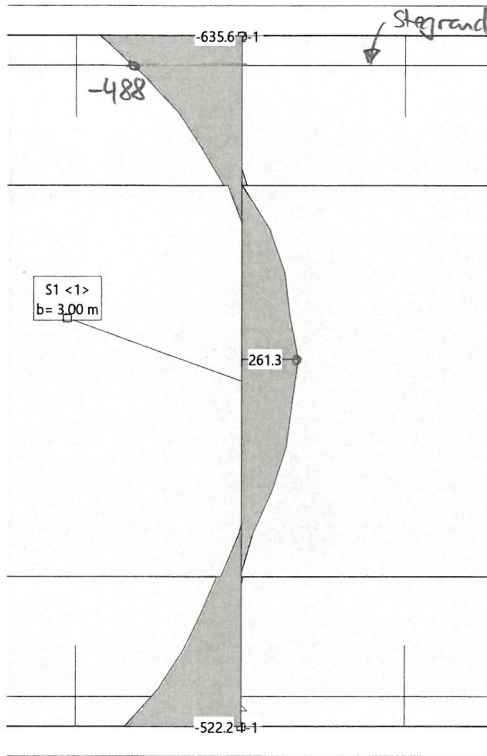


Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayb [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: ULS



Nr.:

Balkenschnitt(e): Grenzwerte der Bemessungsmomente [kNm], Spezifikation ULS

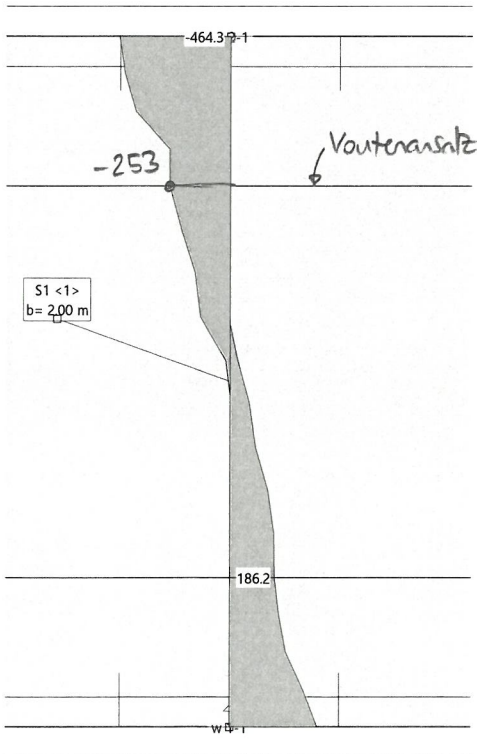


Biegemomente, für BS b = 3.00m

$$\text{Feld: } \underline{m_{yd}^+} = \frac{261}{3.0} = \underline{87 \text{ kN}}$$

$$\text{Stegrand: } \underline{m_{yd}^-} = \frac{488}{3.0} = \underline{163 \text{ kN}}$$

Balkenschnitt(e): Grenzwerte der Bemessungsquerkräfte [kN], Spezifikation ULS



Querkräfte, für BS b = 2.00m

$$\text{vor Voute: } \underline{V_{yd}} = \frac{253}{2.0} = \underline{127 \text{ kN/m}}$$

(mit \bar{m}_{yd} -Zugehörig = 24 kN gering)

Resultatkombination

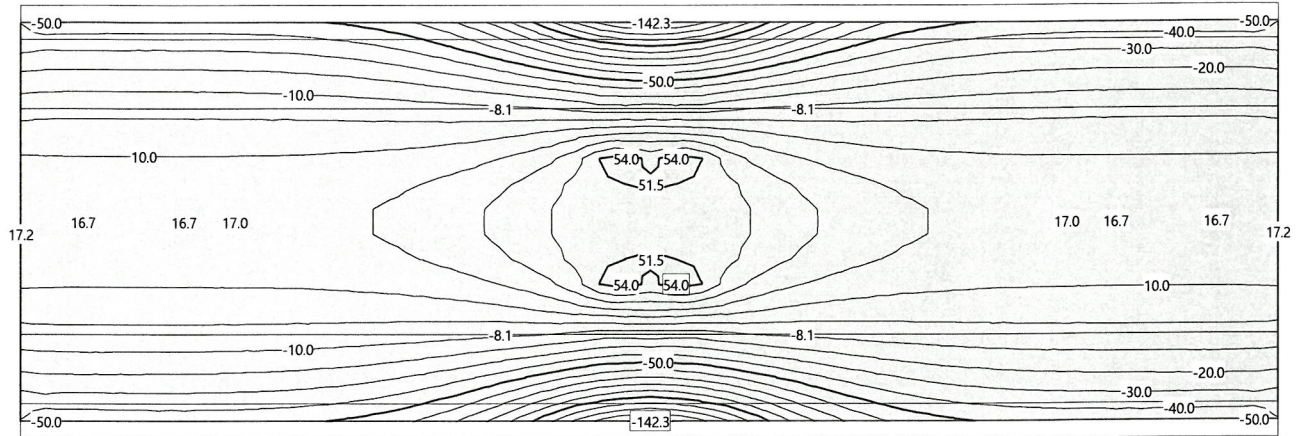
Resultatkombination Ständig+LM1-Erm-Betr

(für Betonsfestigkeitsnachweise)

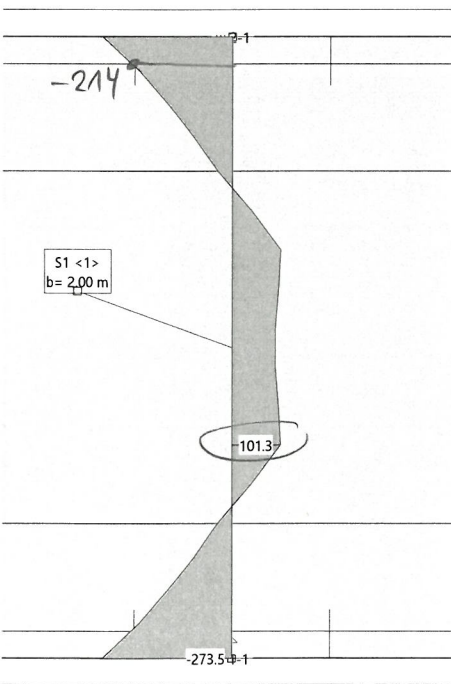
ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
LM1Erm	1.286	LM1 akt Ermüdung (nur Qk1)

= $\frac{0.9}{0.7}$, mit Achslasten FSA LM1 nach SIA 261 (statt akt. LM1 nach SIA 263/1)

Schnittkräfte my [kN], Äquidistanz: 10.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig+LM1-Erm-Betr



Balkenschnitt(e): Momente [kNm], Resultatkombination Ständig+LM1-Erm-Betr



Biegung, $b = 2.0\text{m}$

Feld: $m_{yd,max}^+(Q_{fat}) = \frac{101}{2.0} = 51 \text{ kN}$

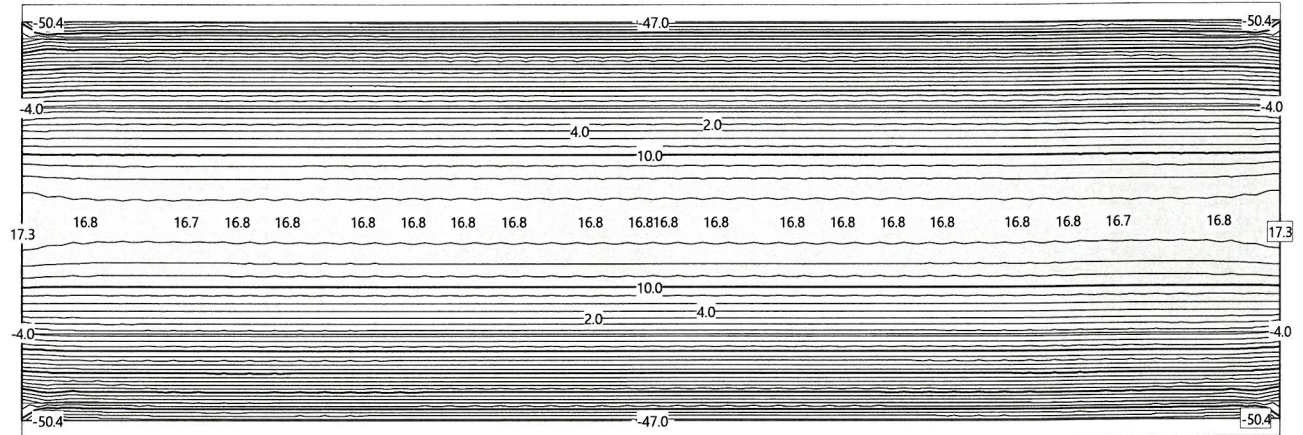
Stegrand: $m_{yd,max}^-(Q_{fat}) = \frac{214}{2.0} = 107 \text{ kN}$

Resultatkombination

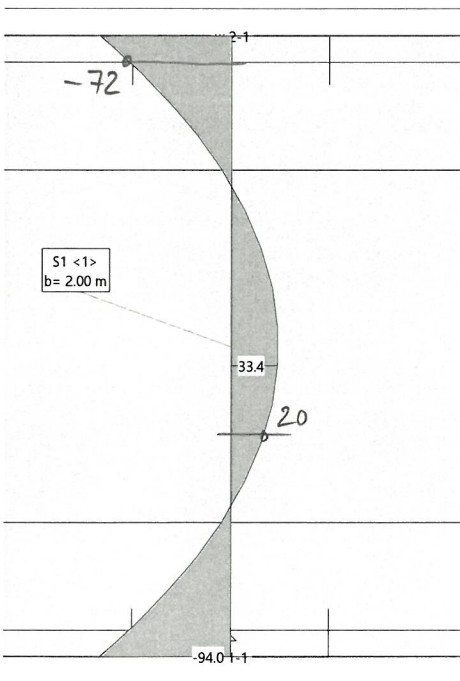
Resultatkombination Ständig

ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm

Schnittkräfte my [kN], Äquidistanz: 2.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig



Balkenschnitt(e): Momente [kNm], Resultatkombination Ständig



Biegung, b = 2.0m !

Feld : $m_{yd, min}^+ = \frac{20}{2.0} = 10 \text{ kN}$

Stegrand : $m_{yd, min}^- = \frac{72}{2.0} = 36 \text{ kN}$

Resultatkombination

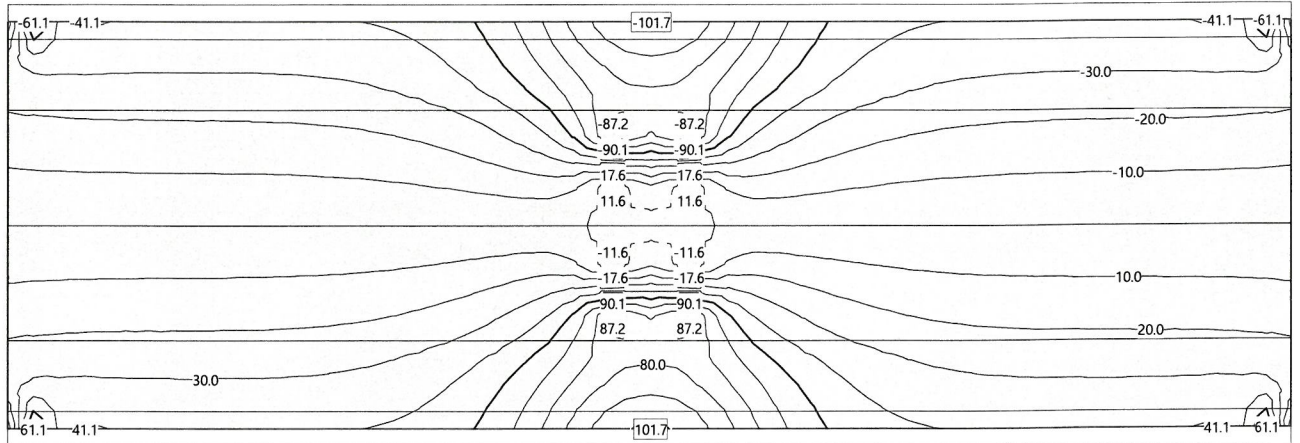
Resultatkombination Ständig+LM1-Erm-Dauer

(für Dauerfestigkeitsnachweise)

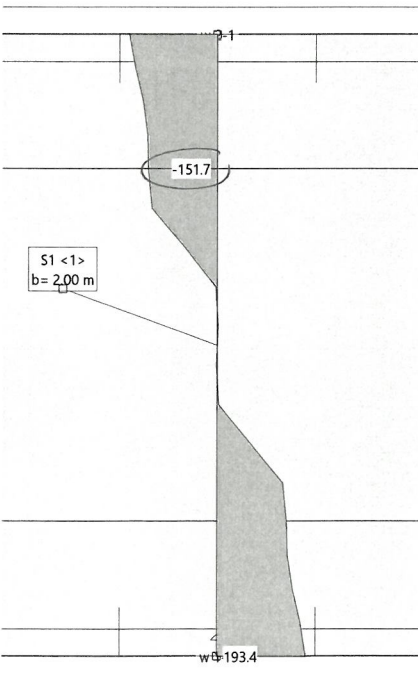
ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
LM1Erm	1.000	LM1 akt Ermüdung (nur Qk1)

Achtlasten FSA abt. LM1 nach SIA 265/1

Schnittkräfte v_y [kN/m], Äquidistanz: 10.0 [kN/m], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig+LM1-Erm-Dauer



Balkenschnitt(e): Querkräfte [kN], Resultatkombination Ständig+LM1-Erm-Dauer



Querlast, $b = 2.0 \text{ m}$:

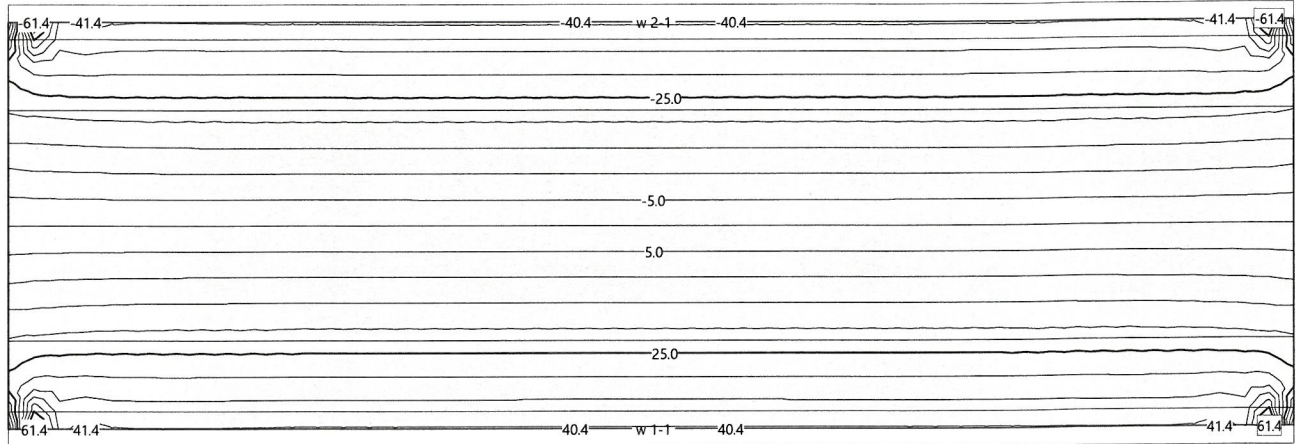
$$\text{vor Voute : } v_{y,d,max}(Q_{fat}) = \frac{152}{2.0} = 76 \text{ kN/m}$$

Resultatkombination

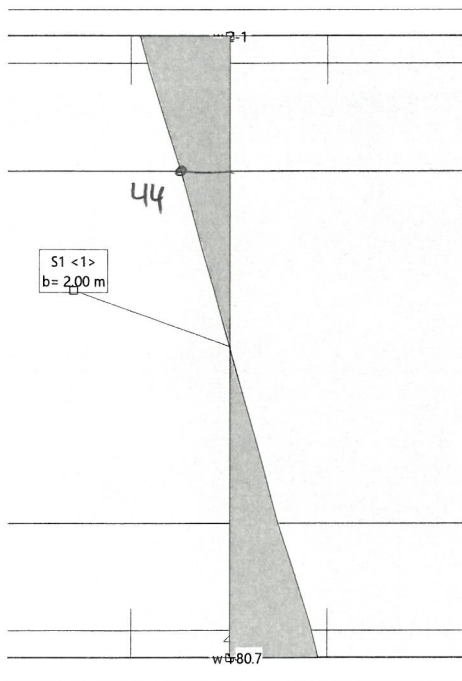
Resultatkombination Ständig

ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm

Schnittkräfte v_y [kN/m], Äquidistanz: 5.0 [kN/m], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig



Balkenschnitt(e): Querkräfte [kN], Resultatkombination Ständig



Querlast, $b = 2.0\text{m}$:

vor Vante: $v_{yd, \min} = \frac{44}{2.0} = 22 \text{ kN/m}$

Nr.:

8. Fahrbahnplatte zwischen Hohlkästen - Nachweise

Tragsicherheit ULS, Biegung:

a) Feld, quer

$$\underline{m_{yd}^+ = 87 \text{ kN}}$$

$h = 26 \text{ cm}$, $\phi 14/16 @ 125$ 1. Lage (Pos. 573+574), Quervorspannung

$a_p = 231 \text{ mm}^2/\text{m}$ (FS0t alle 2.0m, mit $d_p' = 16 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \underline{m_{ed,ly}^+} &= 11420 \cdot 390 \cdot \left(260 - 30 - \frac{16}{2} - \frac{27}{2}\right) + 231 \cdot 11130 \cdot \left(260 - 160 - \frac{27}{2}\right) \\ &= 115 + 23 = \underline{138 \text{ kN}} \quad (\text{Spannglieder untergeordnet}) \end{aligned}$$

$$\rightarrow \underline{\text{Nachweis:}} \quad \underline{n = \frac{138}{87} = 1.59 > 1.00 \text{ i.O.}}$$

b) Stegrand, quer

$$\underline{m_{yd}^- = 163 \text{ kN}}$$

$h = 36^5 \text{ cm}$, $\phi 16 @ 250$ 4. Lage (Pos. 143, in Steg) + $\phi 12 @ 250$ 4. Lage (Pos. 509, in FBPL),

Quervorspannung $a_p = 231 \text{ mm}^2/\text{m}$ (FS0t alle 2.0m, mit $d_p = 26 + 2 = 28 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \underline{m_{ed,ly}^-} &= (804 + 452) \cdot 390 \cdot \left(365 - 20 - \frac{14}{2} - \frac{25}{2}\right) + 231 \cdot 11130 \cdot \left(280 - \frac{25}{2}\right) \\ &= 159 + 70 = \underline{229 \text{ kN}} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \underline{\text{Nachweis:}} \quad \underline{n = \frac{229}{163} = 1.40 > 1.00 \text{ i.O.}}$$

Hinweis: Interaktion mit Tragfunktion FBPL in Brückenlängsrichtung vernachlässigbar für betrachteten Bereich ausserhalb Stüttenquerträgerbereich mit relevantem Schnittanschluss FBPL, zudem Momente quer als lokale Spitzenwerte infolge dominanter Radlasten.

Hinweis: Feld längs m_{xd}^+ nicht massgebend, da infolge starker Längsvorspannung FBPL durchwegs überdrückt, ok.

Tragsicherheit ULS, Querkraft:

a) Vor Vorste, quer

$$V_{yd} = 127 \text{ kN/m} \quad (\text{mit } m_{yd, \text{Zugbew.}} = 24 \text{ kN})$$

$$h = 235 \text{ cm}, \text{ konservativerweise mit } m_d/m_{ed} \approx 0.5 \text{ (effektiv tiefer)}$$

$$E_v = \frac{390}{205000} \cdot \frac{1}{2} = 0.95 \text{ ‰}, k_g = \frac{48}{16+16} = 1.5 \text{ (D}_{\text{max}} 16 \text{ mm)}$$

$$\rightarrow k_d = \frac{1}{1 + 0.95 \cdot 0.200 \cdot 1.5} = 0.78$$

$$\text{mit } d_v = 235 - 20 - 14 = 200 \text{ mm}$$

$$\rightarrow V_{Ed} = 0.78 \cdot 1.48 \cdot 200 = 230 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \text{Nachweis: } n = \frac{230}{127} = 1.81 > 1.00 \text{ ; 0.}$$

ermüdung GZ Typ 4, Biegung (Betriebsfestigkeit):

a) Feldbereich, quer

$$m_{y,d,max}^+(Q_{fat}) = 51 \text{ kN} \quad , \quad m_{y,d,min}^+ = 10 \text{ kN}$$

Spannungsanalysen mittels FAGUS-9, siehe Beiblätter

$$\text{Korrekturfaktor } k_{\sigma} = \frac{1420 + 231}{1420 + 231 \cdot \sqrt{\frac{1}{4.2} \cdot \frac{16}{1462}}} = 1.09 \quad (\text{auf Betonstahl})$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_{sd}(Q_{fat}) = 1.09 \cdot (155 - 12) = 156 \text{ N/mm}^2 \quad , \quad \text{mit } \lambda = 0.70$$

$$\underline{\Delta \sigma_{sd,fat} = 150 \text{ N/mm}^2}$$

$$\hookrightarrow \underline{\text{Betriebsfestigkeitsnachweis: } \Delta \sigma_{ed} = 0.70 \cdot 156 = 109 \text{ N/mm}^2 \leq 150 \text{ N/mm}^2 ; 0.}$$

$$\text{mit } n = \frac{150}{109} = 1.38$$

b) Stegrand, quer

$$m_{y,d,max}^+(Q_{fat}) = 107 \text{ kN} \quad , \quad m_{y,d,min}^+ = 36 \text{ kN}$$

Spannungsanalysen mittels FAGUS-9, siehe Beiblätter

$$\text{mit } k_{\sigma} = \frac{1256 + 231}{1256 + 231 \cdot \sqrt{\frac{1}{4.2} \cdot \frac{16}{1462}}} = 1.10$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_{sd}(Q_{fat}) = 1.10 \cdot (143 - 2) = 155 \text{ N/mm}^2 \quad , \quad \text{mit } \lambda = 0.70$$

$$\underline{\Delta \sigma_{sd,fat} = 150 \text{ N/mm}^2}$$

$$\hookrightarrow \underline{\text{Betriebsfestigkeitsnachweis: } \Delta \sigma_{ed} = 0.70 \cdot 155 = 109 \text{ N/mm}^2 \leq 150 \text{ N/mm}^2 ; 0.}$$

$$\text{mit } n = \frac{150}{109} = 1.38$$

Check Ermüdung Querkraft (Dauerfestigkeit), vor Vante:

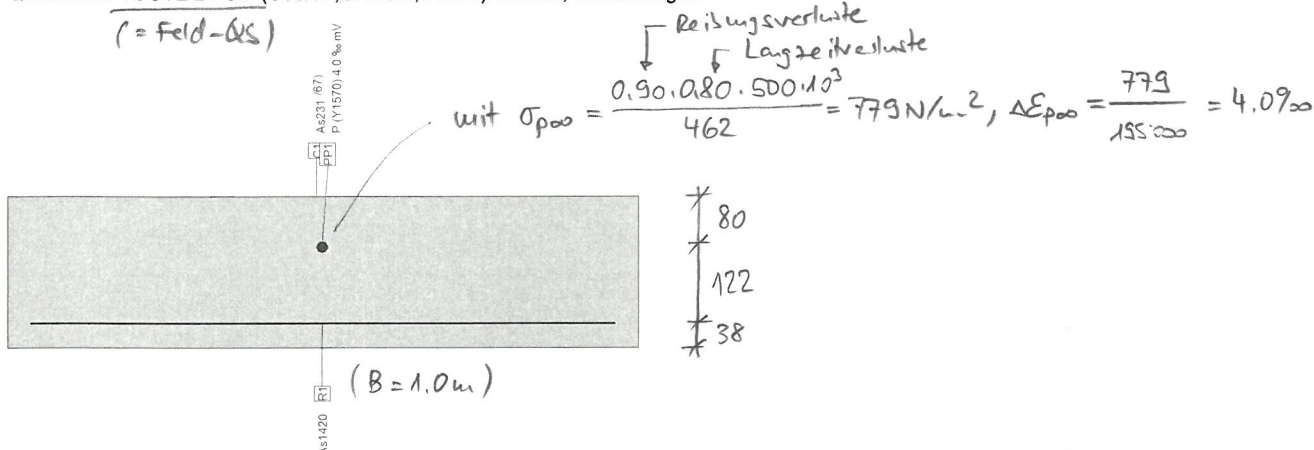
$$V_{y,d,max} = 76 \text{ kN/m} \quad , \quad V_{y,d,min} = 22 \text{ kN/m} \quad , \quad v_{rd} \geq 230 \text{ kN/m} \quad (\text{für } m_d/m_{rd} = 0.5)$$

$$\hookrightarrow \underline{\text{Nachweis: } 76 \text{ kN/m} \leq 0.5 \cdot 230 + 0.45 \cdot 22 = 125 \text{ kN/m} \leq 0.9 \cdot 230 = 207 \text{ kN/m} ; 0.}$$

(nicht massgebend)

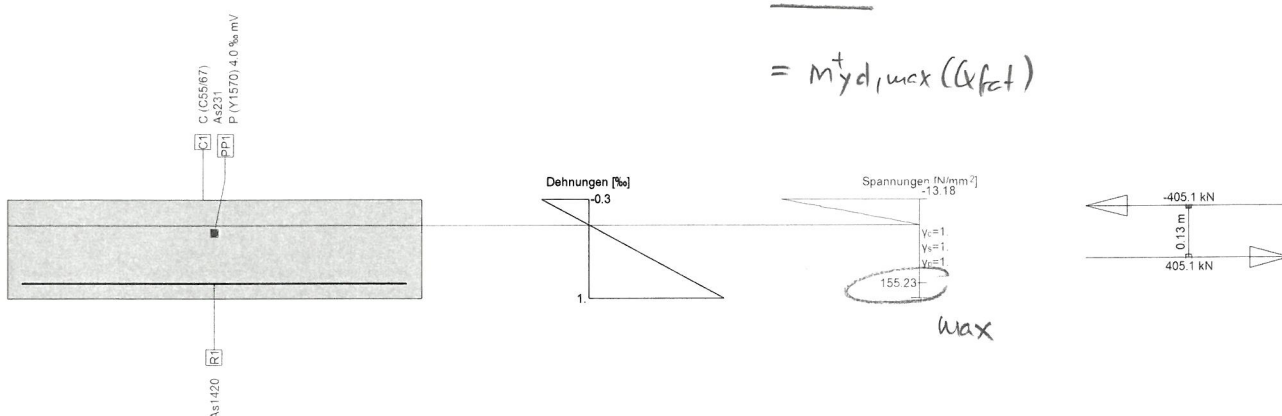
Querschnitt VOUTE 24 CM (C55/67;CARON;Y1570): Umriss, Bewehrungen

Mstb. 1 : 12.0



Querschnitt VOUTE 24 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=51.0$;

Mstb. 1 : 18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): VOUTE 24 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	51.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [%]	ϵ_{c2d} [%]	ϵ_{ud} [%]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	$t=0$

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- ϕ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: $P=P(t=0)$ oder $P=P(t=\infty)$ 'mit Langzeitverlusten'

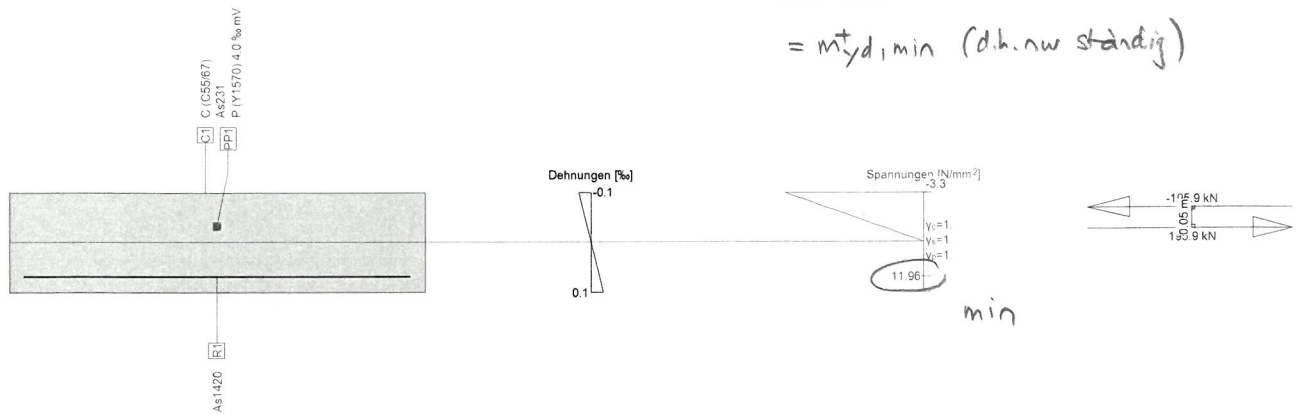
Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C55/67	1.	0.24	-0.3	-13.18	1.00
C1	C55/67	0.	0.	1.	0.	1.00
R1	CARON	0.04	0.04	0.8	155.23	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.16	4.1	799.47	1.00

Nr.:

Querschnitt VOUTE 24 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=10.0$;

Mstab. 1 : 18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): VOUTE 24 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	10.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramm				Grenzdehnungen			σ _s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	γ _p [-]	γ _M [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	t=0

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- φ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'

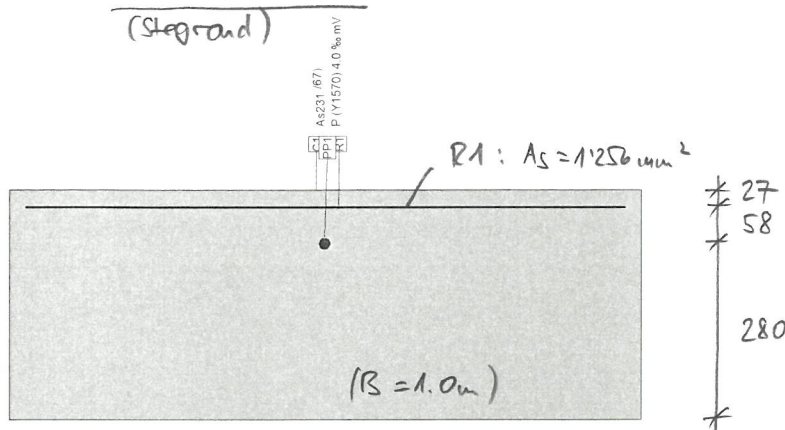
Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y _q [m]	z _q [m]	ε [‰]	σ _d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C55/67	0.	0.24	-0.1	-3.3	1.00
C1	C55/67	1.	0.	0.1	0.	1.00
R1	CARON	0.04	0.04	0.1	11.96	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.16	4.	774.73	1.00

Nr.:

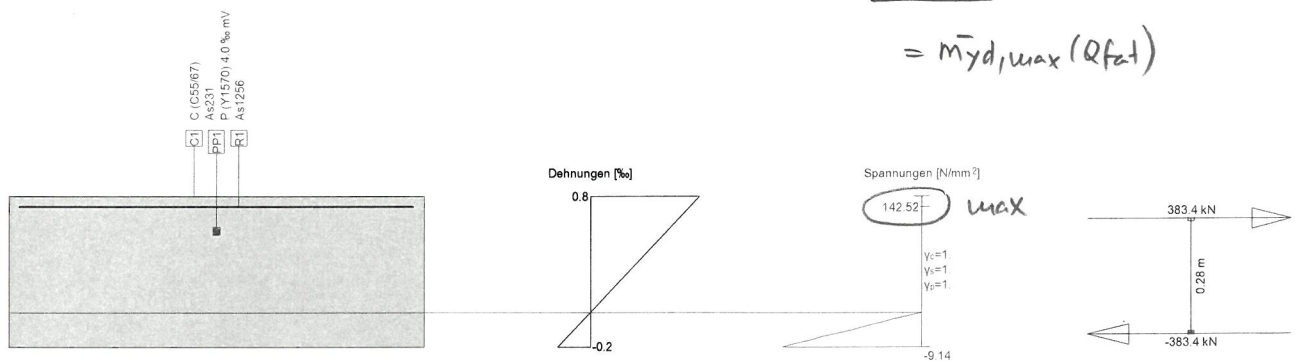
Querschnitt EINSpannung 36.5 CM (C55/67;CARON;Y1570): Umriss, Bewehrungen

Mstb. 1 : 12.0



Querschnitt EINSpannung 36.5 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -107.0$;

Mstb. 1 : 18.3



$= \bar{m}_{y,d,max} (Q_{fat})$

Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): EINSpannung 36.5 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-107.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [%]	ϵ_{c2d} [%]	ϵ_{ud} [%]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	$t=0$

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- φ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: $P=P(t=0)$ oder $P=P(t=\infty)$ 'mit Langzeitverlusten'

Maximale Dehnungen und Spannungen

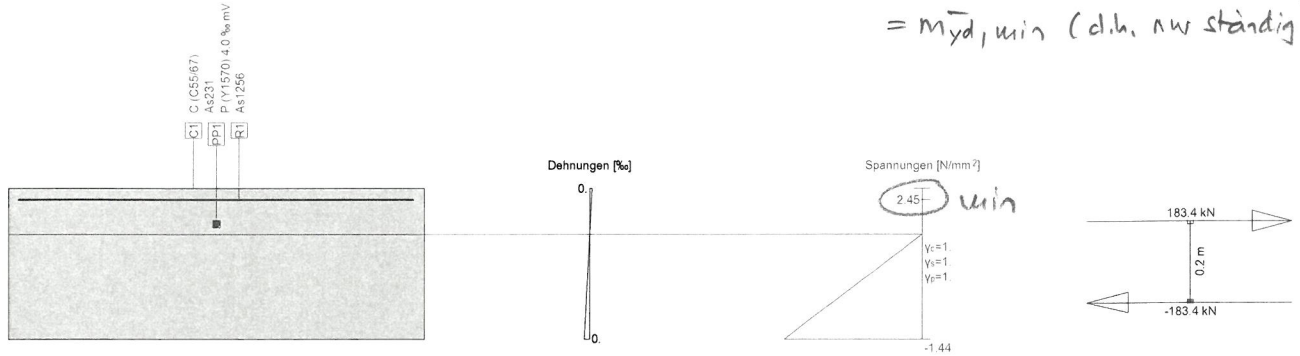
Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C55/67	1.	0.	-0.2	-9.14	1.00
C1	C55/67	0.	0.37	0.8	0.	1.00
R1	CARON	0.97	0.34	0.7	142.52	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.28	4.5	884.62	1.00

Nr.:

Querschnitt EINSpannung 36.5 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -36.0$;

Mstb. 1:18.3

$= M_{y,d, \min}$ (d.h. nur ständig)



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): EINSpannung 36.5 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-36.0	0				-

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	t=0

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- ϕ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'

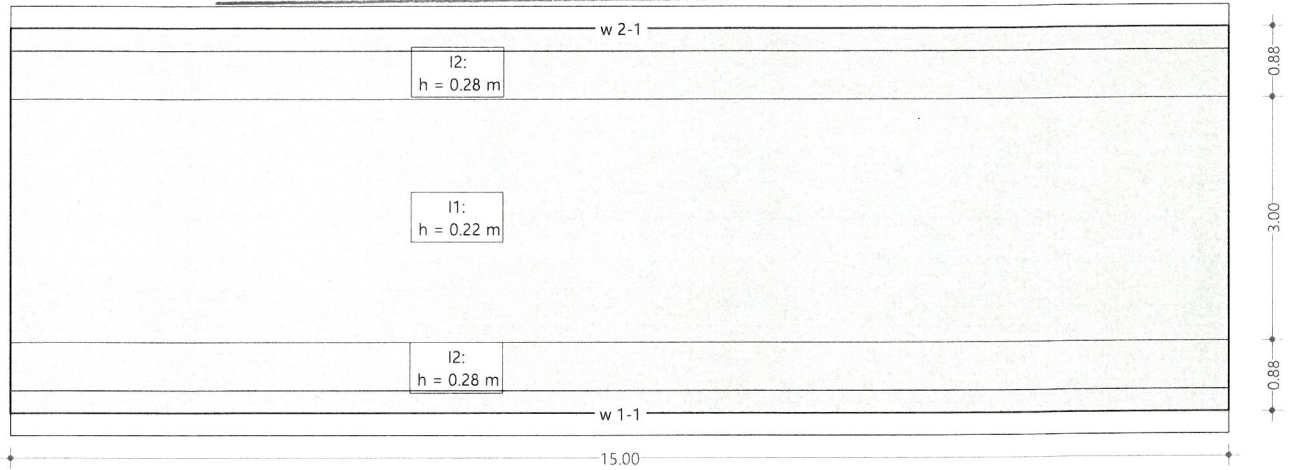
Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C55/67	0.	0.	0.	-1.44	1.00
C1	C55/67	1.	0.37	0.	0.	1.00
R1	CARON	0.03	0.34	0.	2.45	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.28	4.	780.72	1.00

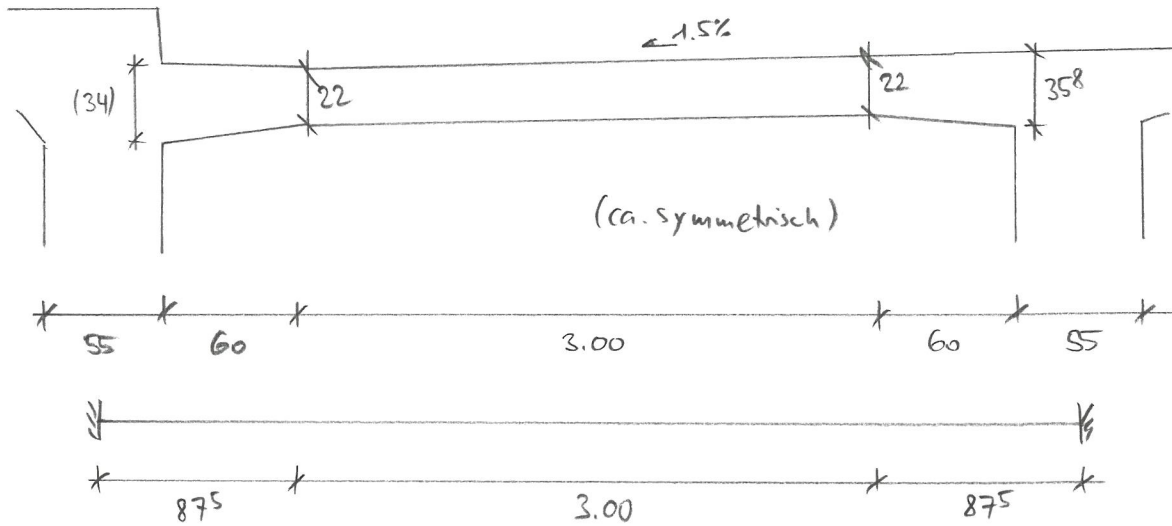
Nr.:

Struktur

9. Fahrbahnplatte innerhalb Abstellkasten - Modell



effektiver Querschnitt gemäss Schaltungsplan:



Nr.:

STRUKTURDATEN

BAUSTOFFE Norm: SIA

ID	Typ	Bauteil	E [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [‰]	Klasse
C	Beton	(allgemein)	39.80	0.17	2.50	0.010	C55/67
R	Betonstahl	(allgemein)	205.00	0.30	8.00	0.012	CARON

BAUSTOFF Beton

ID	Klasse	-η ₁ f _{ctk} [N/mm ²]	E _{cm} [kN/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	τ _{cd} [N/mm ²]	f _{ck,cube} [N/mm ²]
C	C55/67	-45.00	39.80	4.20	1.48	67.00

BAUSTOFF Betonstahl

ID	Klasse	-f _{sk} [N/mm ²]	E _s [kN/mm ²]	f _{sk} [N/mm ²]	ε _{ud} [‰]	k _s f _{sk} [N/mm ²]	Duktilität [m]
R	CARON	-450.00	205.00	450.00	45.0	518.00	hochduktil

MATERIALBOXEN: Isotrop

ID	Geometrie	Baustoffe	Geometrie		f _E	Körper	Bewehrung
			Plattendicke [m]	Kote Oberkante [m]			
I1			0.22	0	1.000	C	R
I2			0.28	0	1.000	C	R

WÄNDE

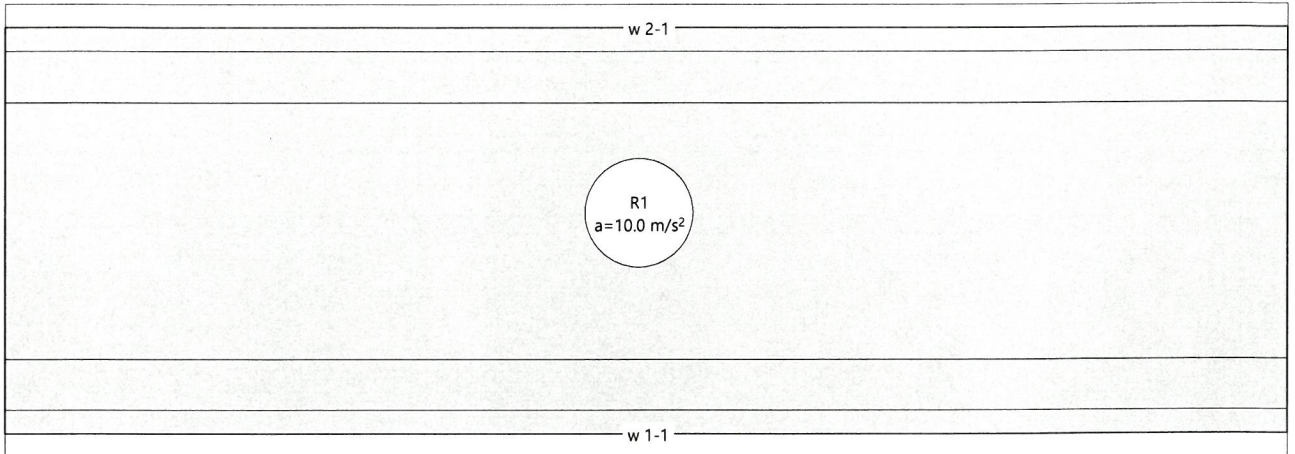
ID	Typ Beschreibung	N.Lin.	Lagerung			Geometrie		f _E sdz	Baustoffe	
			sdz [kN/m ²]	srx [kN]	sry [kN]	Breite [m]	Höhe [m]		Körper	Bewehrung
W1	allgemein	Nein	blockiert	blockiert	frei	0.55	3.00	1.000	C	
W2	allgemein	Nein	blockiert	blockiert	frei	0.55	3.00	1.000	C	

eingespannt (in Holzbockstegen)

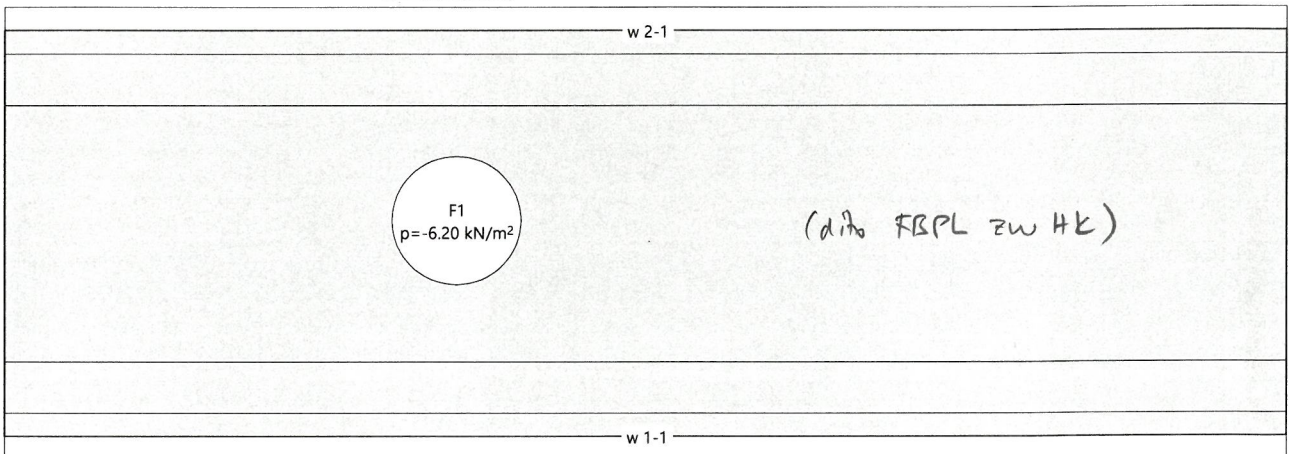
FE-Netz

w 2-1									
N1 s = 0.30 m									
w 1-1									

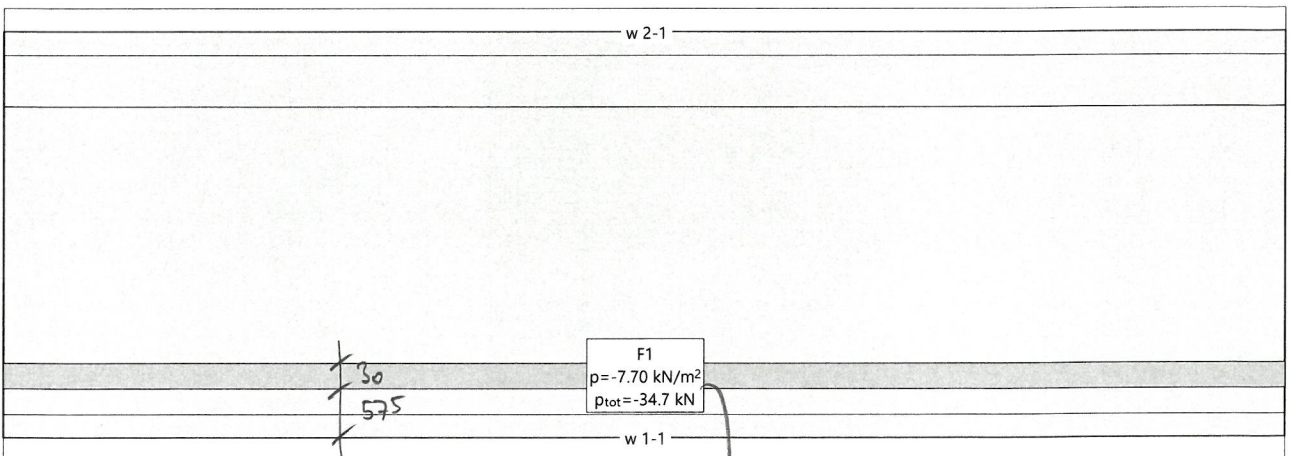
Belastung EG: Eigengewicht



Belastung AL: AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm



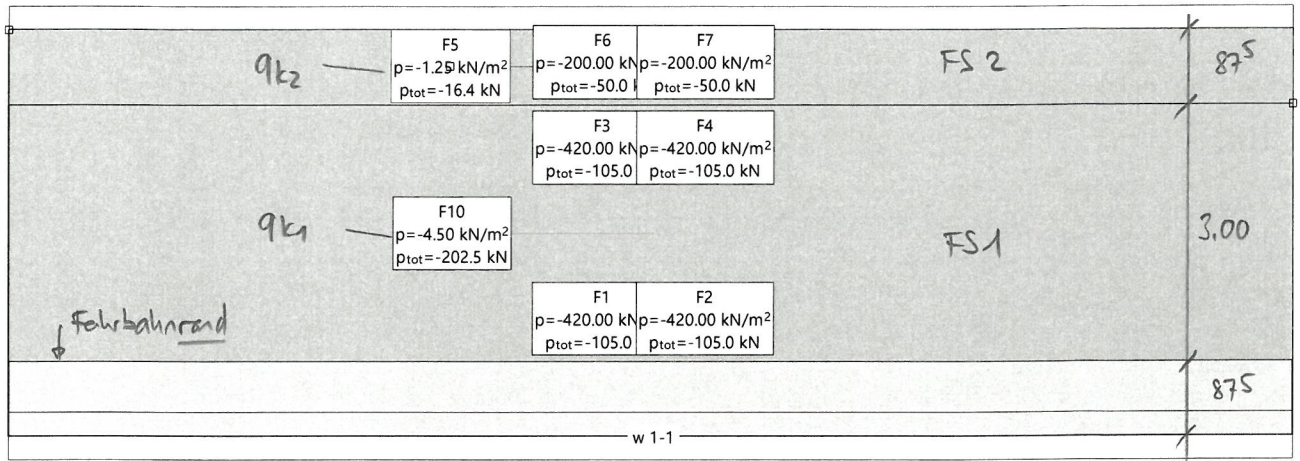
Belastung AL-LE: AL Leitelement Beton (oberhalb OK Belag-Gehweg)



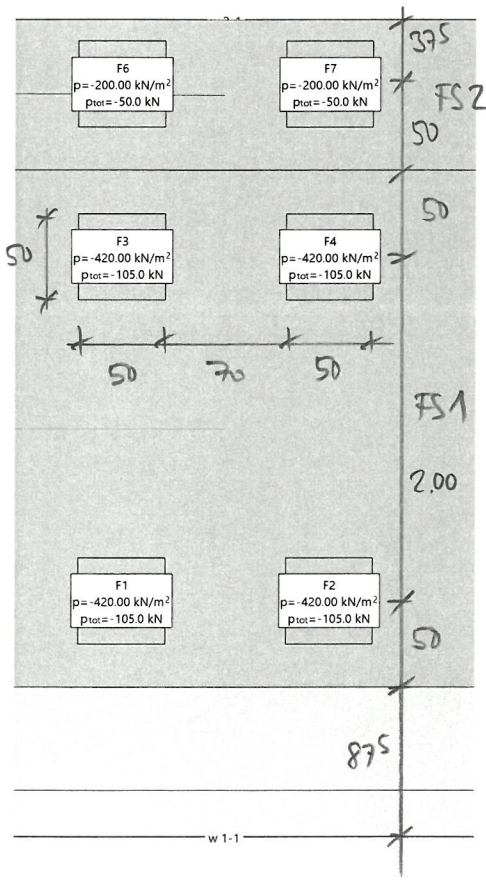
Belantelemente oberhalb OK Gehweg
mit $\rho_{gk} = 2.3 \text{ kN/m}$, auf $b = 30 \text{ cm}$
 $\hookrightarrow \frac{2.3}{0.30} = 7.7 \text{ kN/m}^2$

Nr.:

Belastung LM1 mit: LM1 akt für M&V (mittig)

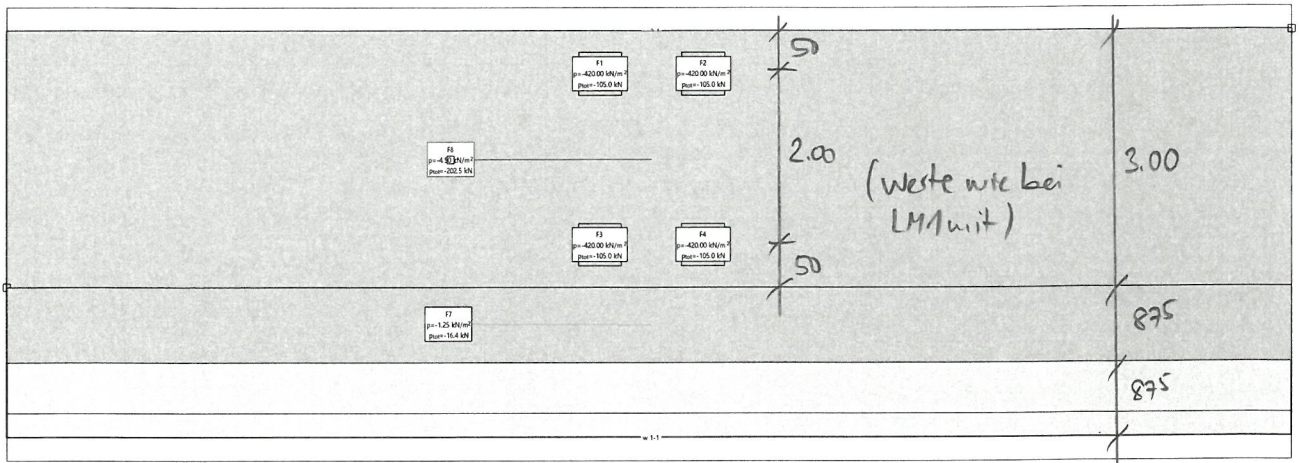


Belastung LM1 mit: LM1 akt für M&V (mittig)

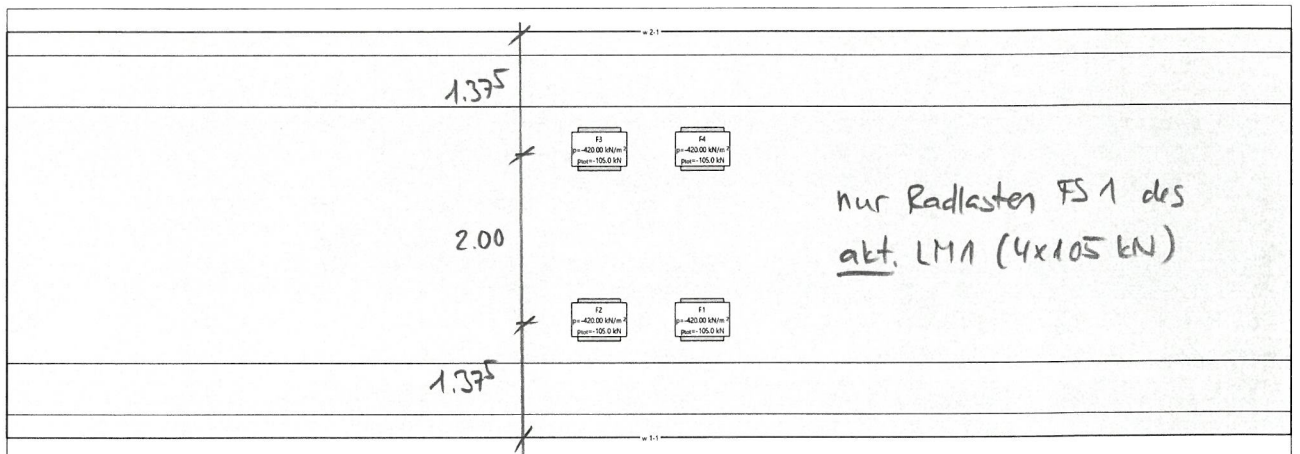


Radlasten auf 50x50 cm verteilt,
 analog FBPL zw HK

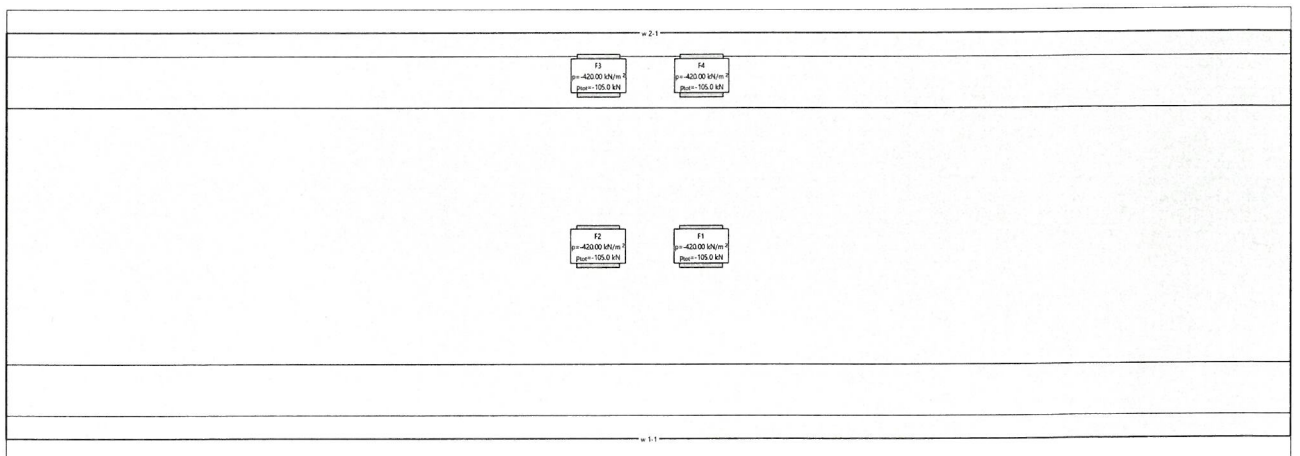
Belastung LM1asy: LM1 akt für M+ (asymmetrisch)



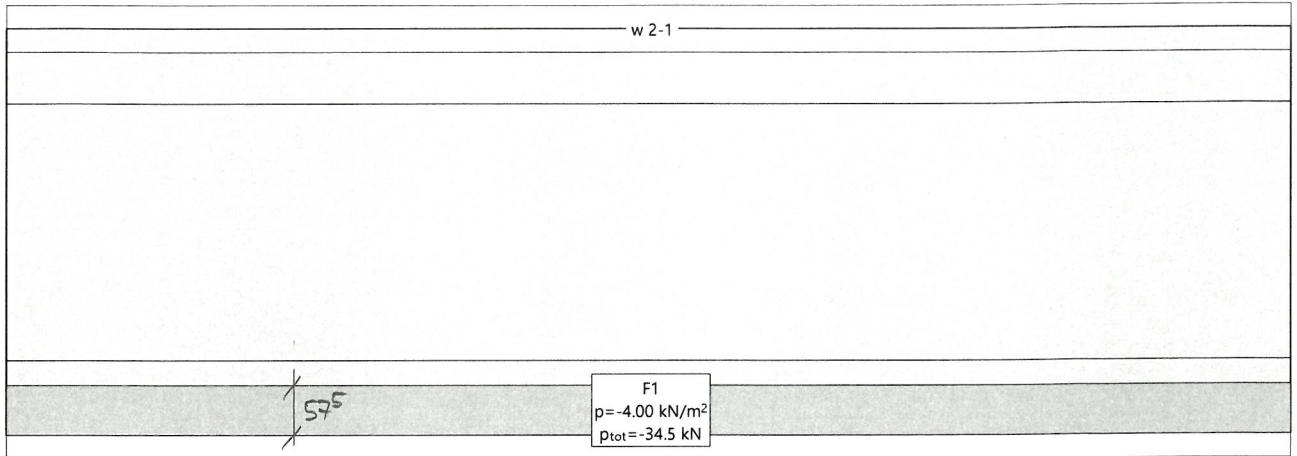
Belastung LM1E-m: LM1 akt Ermüdung (nur Qk1) mittig



Belastung LM1E-a: LM1 akt Ermüdung (nur Qk1) asymm



Belastung NiMot: NiMot Verkehr Gehweg



Nr.:

Grenzwertspezifikation: ULS

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	Einwirkungskombinationen	
			1	2
1	Eigenlast	1	1.2	0.9
2	Auflasten	1	1.35	0.8
3	Set Strassenverkehr Lastmodell 1	1	1.5	1.5
4	Fussgänger-/Radwege	1	0.4	0.4

(Begleitwirkung $\psi_0 = 0.40$)

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

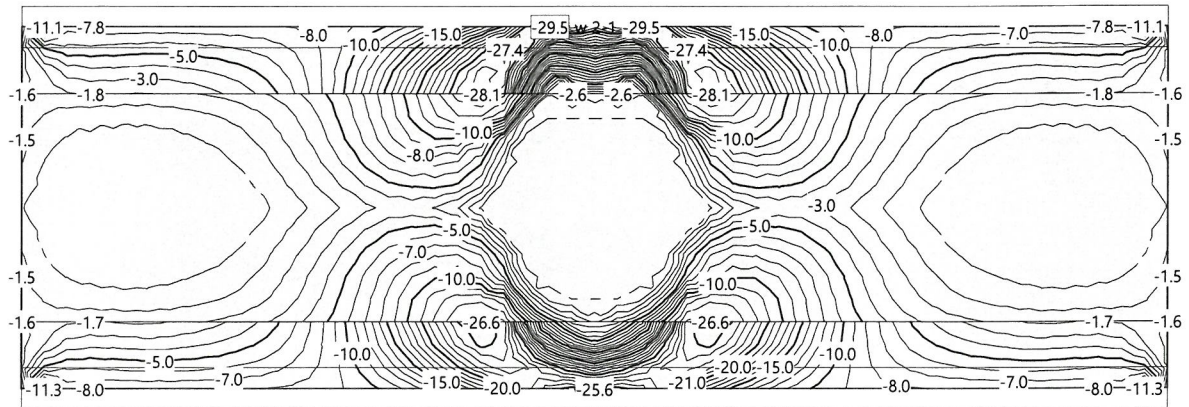
zu Grenzwertspezifikation ULS

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		AL AL Belag total (best+neu), 11+15	1.000	
		ständig		AL-LE AL Leitelement Beton (oberhal	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend	entwede	LM1mit LM1 akt für M&V (mittig)	1.000	
			oder	LM1asy LM1 akt für M+ (asymmetrisch	1.000	
Fussgänger-/Radwege		wo massgebend		NiMot NiMot Verkehr Gehweg	1.000	

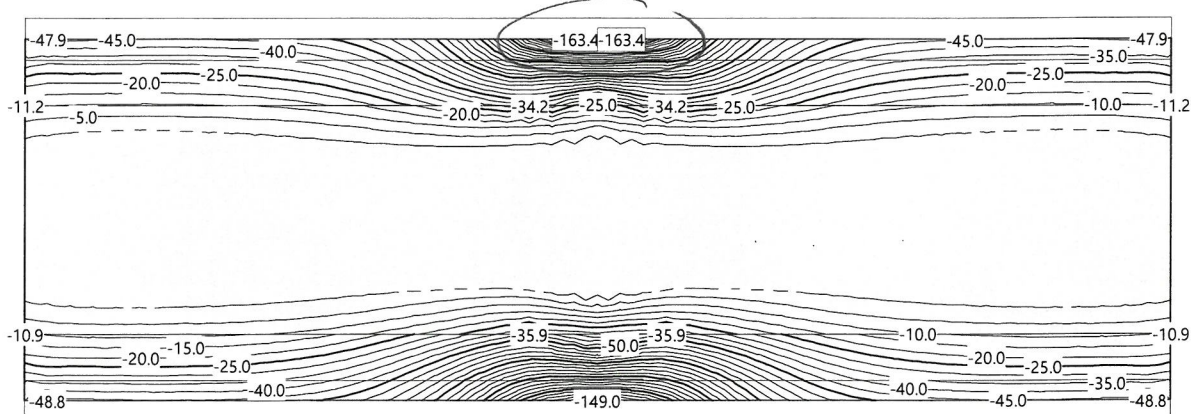
Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxt [kN], Äquidistanz: 1.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Spezifikation: ULS

(untergeordnet)

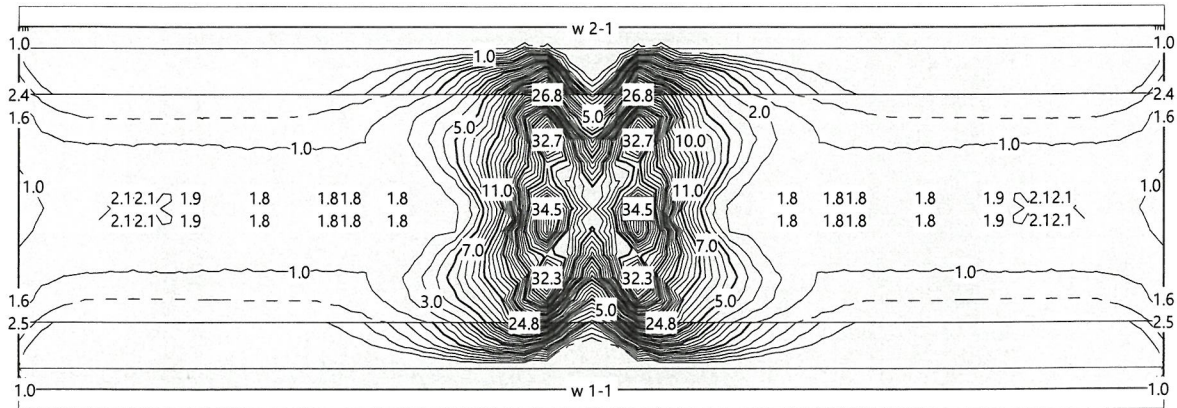


Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayt [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Spezifikation: ULS

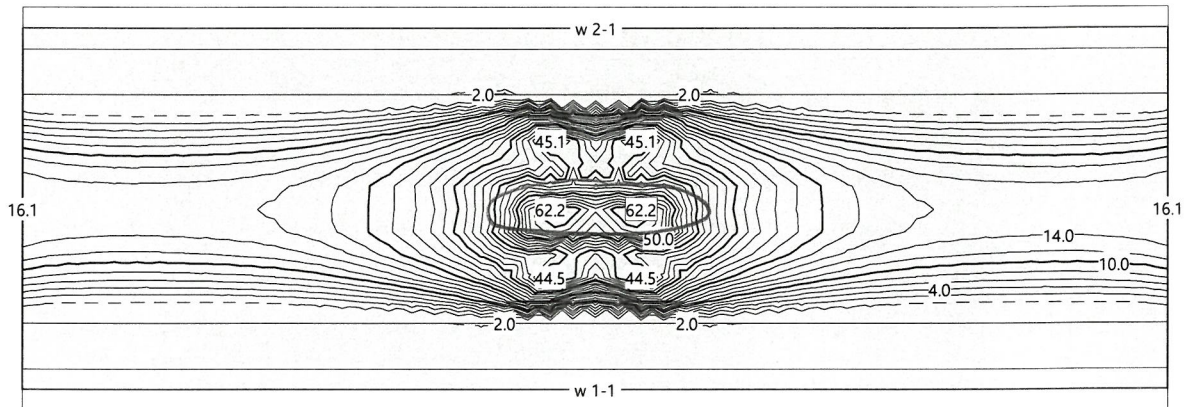


Nr.:

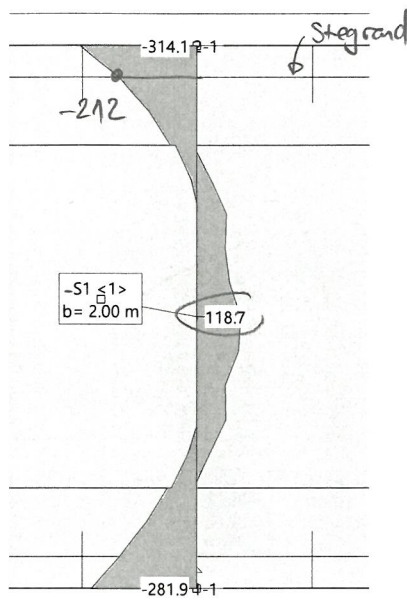
Grenzwerte Bewehrungsmomente: $maxb$ [kN], Äquidistanz: 1.0 [kN], Referenzlinie: 0.0 (untergeordnet)
Spezifikation: ULS



Grenzwerte Bewehrungsmomente: $mayb$ [kN], Äquidistanz: 2.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: ULS



Balkenschnitt(e): Grenzwerte der Bemessungsmomente [kNm], Spezifikation ULS

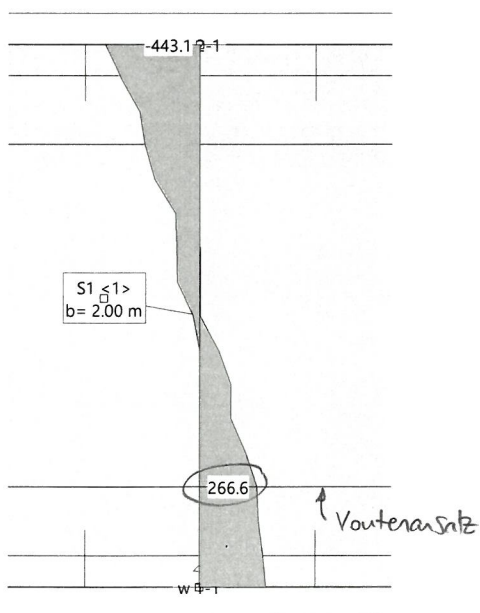


Biegemomente, für BS $b = 2.0\text{m}$:

Feld: $\underline{m_{yd}^+} = \frac{119}{2.0} = \underline{60 \text{ kN}}$

Stegrand: $\underline{m_{yd}^-} = \frac{212}{2.0} = \underline{106 \text{ kN}}$

Balkenschnitt(e): Grenzwerte der Bemessungsquerkräfte [kN], Spezifikation ULS



Quersäfte, für BS $b = 2.0\text{m}$:

vor Voute: $\underline{V_{yd}} = \frac{267}{2.0} = \underline{134 \text{ kN/m}}$

(mit m_{yd} -Zugehörig = 38 kN gering)

Resultatkombination

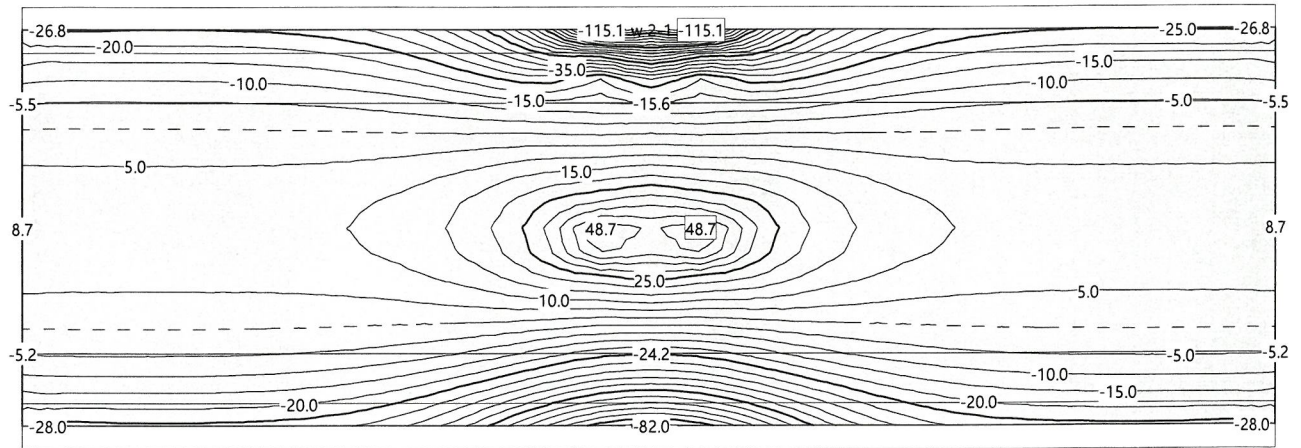
Resultatkombination Ständig+LM1E-a-Betr

(für Betriebsfestigkeitsnachweise im Feld)

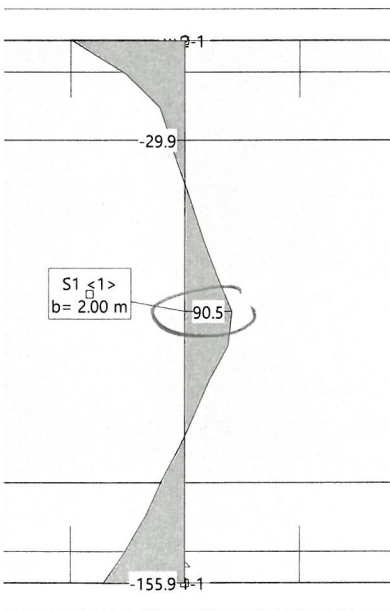
ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
AL-LE	1.000	AL Leitelement Beton (oberhalb OK Belag-Gehweg)
LM1E-a	1.286	LM1 akt Ermüdung (nur Qk1) asymm

$= \frac{0.9}{0.7}$ (Achsklasten FS1 nach 261 statt 269/1)

Schnittkräfte my [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig+LM1E-a-Betr



Balkenschnitt(e): Momente [kNm], Resultatkombination Ständig+LM1E-a-Betr



Biegung, b = 2.0m :

Feld : $m_{y,d,max}^{+}(Q_{fed}) = \frac{91}{2.0} = 46 \text{ kN}$

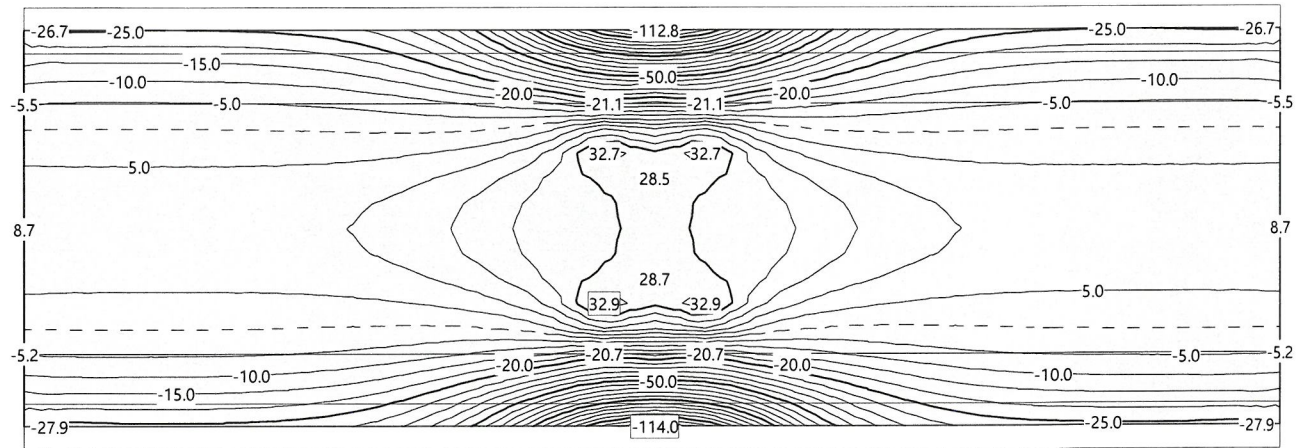
Resultatkombination

Resultatkombination Ständig+LM1E-m-Betr (für Betriebsfestigkeitsnachweise am Stegtrand)

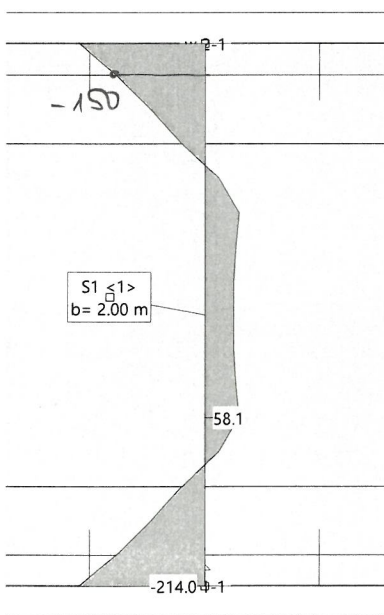
ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
AL-LE	1.000	AL Leitelement Beton (oberhalb OK Belag-Gehweg)
LM1E-m	1.286	LM1 akt Ermüdung (nur Qk1) mittig

$$\approx \frac{0,9}{0,7}$$

Schnittkräfte my [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig+LM1E-m-Betr



Balkenschnitt(e): Momente [kNm], Resultatkombination Ständig+LM1E-m-Betr



Biegung, b = 2.0m :

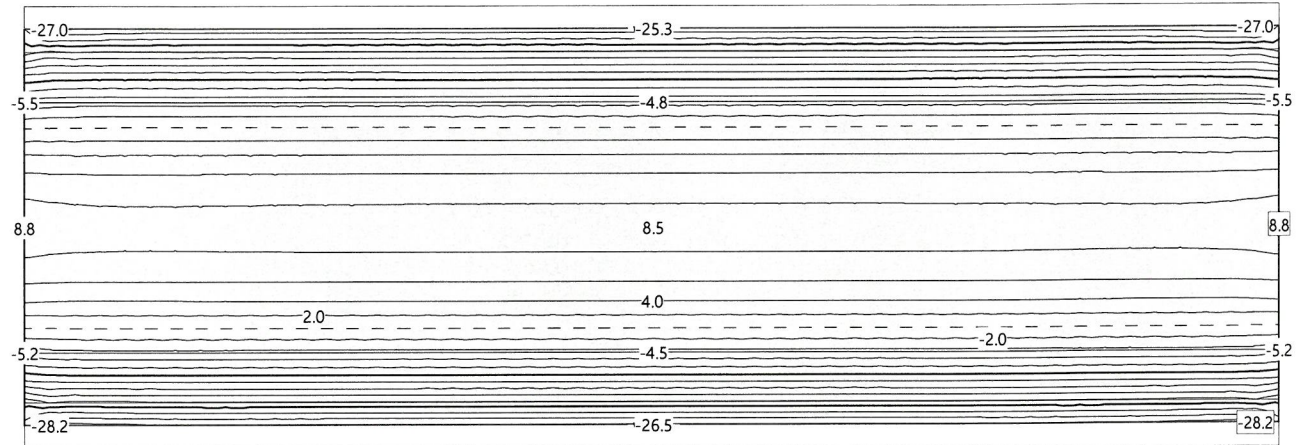
$$\text{Stegrand: } \underline{\underline{m_{yd, max}(0fat) = \frac{150}{2.0} = 75 \text{ kN}}}$$

Resultatkombination

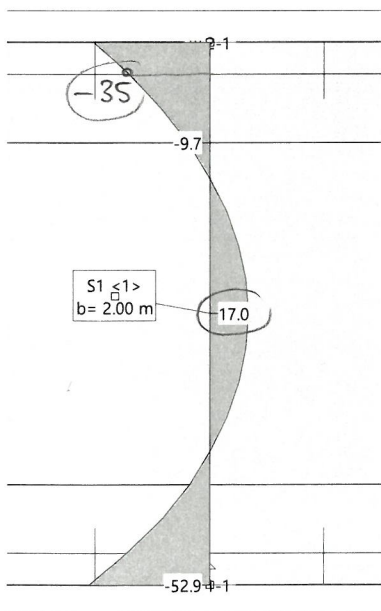
Resultatkombination Ständig

ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
AL-LE	1.000	AL Leitelement Beton (oberhalb OK Belag-Gehweg)

Schnittkräfte my [kN], Äquidistanz: 2.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig



Balkenschnitt(e): Momente [kNm], Resultatkombination Ständig



Biegung, b = 2.00m :

Feld : $\underline{m_{yd, min} = \frac{17}{2.0} = 9 \text{ kN}}$

Stegrand : $\underline{m_{yd, min} = \frac{35}{2.0} = 18 \text{ kN}}$

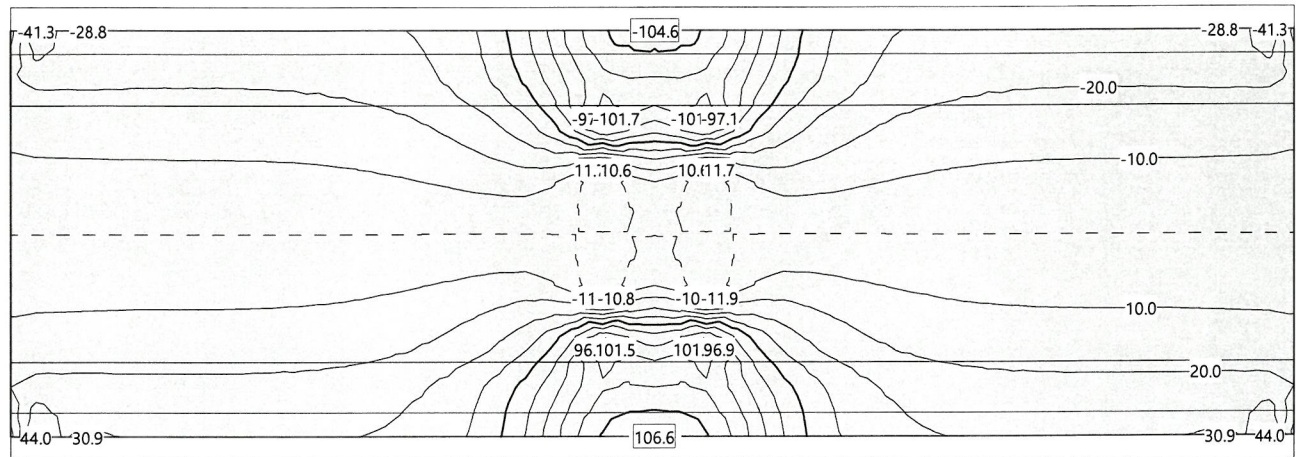
Resultatkombination

Resultatkombination Ständig+LM1E-m-Dauer (für Dauerfestigkeitsnachweise)

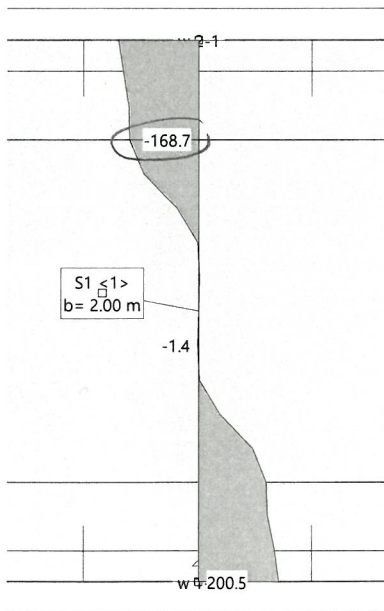
ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
AL-LE	1.000	AL Leitelement Beton (oberhalb OK Belag-Gehweg)
LM1E-m	1.000	LM1 akt Ermüdung (nur Qk1) mittig

Achslasten FS1 nach SIA 269/1

Schnittkräfte v_y [kN/m], Äquidistanz: 10.0 [kN/m], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig+LM1E-m-Dauer



Balkenschnitt(e): Querkräfte [kN], Resultatkombination Ständig+LM1E-m-Dauer



Querkräft, $b = 2.0 \text{ m}$:

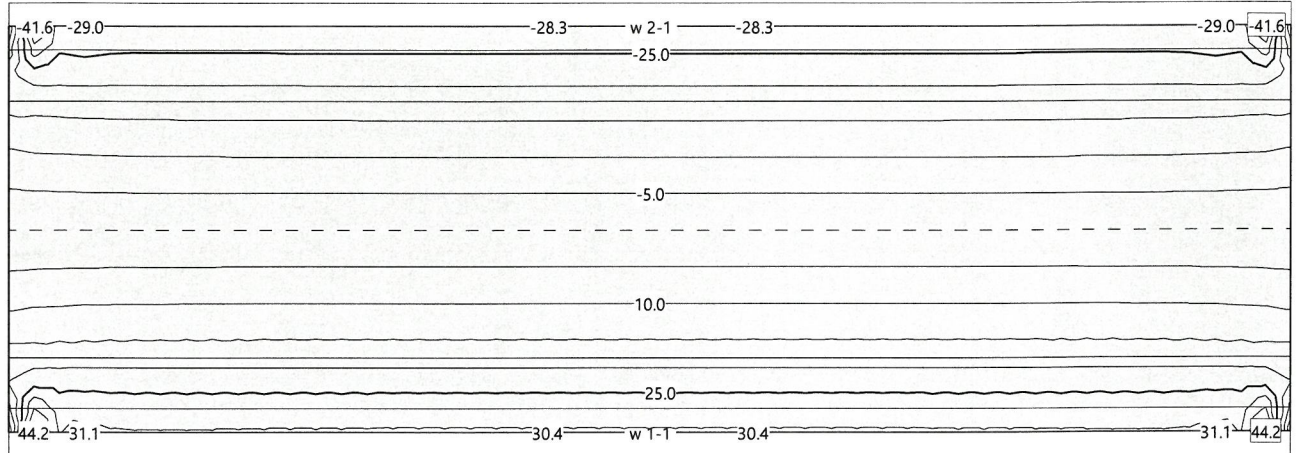
vor Voite: $v_{y,d,max}(Q_{fel}) = \frac{169}{2.0} = 85 \text{ kN/m}$

Resultatkombination

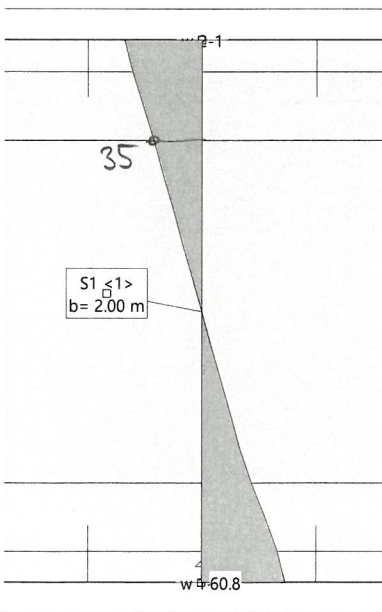
Resultatkombination Ständig

ID Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
AL	1.000	AL Belag total (best+neu), 11+15=26cm
AL-LE	1.000	AL Leitelement Beton (oberhalb OK Belag-Gehweg)

Schnittkräfte v_y [kN/m], Äquidistanz: 5.0 [kN/m], Referenzlinie: 0.0
 Resultatkombination Ständig



Balkenschnitt(e): Querkräfte [kN], Resultatkombination Ständig



Querkraft, $b = 2.0 \text{ m}$:

vor Voute: $v_{y, \text{max}} = \frac{35}{2.0} = 18 \text{ kN/m}$

10, Fahrbahnplatte innerhalb Hohlkasten - Nachweise

Tragsicherheit ULS, Biegung:

a) Feld, quer $m_{yd}^+ = 60 \text{ kN}$

$h = 22 \text{ cm}$, $\phi 12 @ 125$ 1. Lage (Pos. 507), Querverspannung $a_p = 231 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($d_p' = 111 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \overline{m}_{Rd,y} &= 904 \cdot 390 \cdot \left(220 - 20 - \frac{12}{2} - \frac{20}{2} \right) + 231 \cdot 1130 \cdot \left(220 - 110 - \frac{20}{2} \right) \\ &= 65 + 26 = \underline{91 \text{ kN}} \end{aligned}$$

↳ Nachweis: $n = \frac{91}{60} = 1,52 > 1,00 \text{ i.O.}$

b) Stegrand, quer

$\overline{m}_{yd} = 106 \text{ kN}$

$h = 35^8 \text{ cm}$, $\phi 12 @ 250$ 4. Lage (Pos. 145, in Stg) + $\phi 12 @ 250$ 4. Lage (Pos. 509, in FBPL),
Querverspannung $a_p = 231 \text{ mm}^2/\text{m}$ ($d_p = 25 + 2 = 27 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \overline{m}_{Rd,y} &= 904 \cdot 390 \cdot \left(358 - 20 - \frac{12}{2} - \frac{20}{2} \right) + 231 \cdot 1130 \cdot \left(270 - \frac{25}{2} \right) \\ &= 114 + 68 = \underline{182 \text{ kN}} \end{aligned}$$

↳ Nachweis: $n = \frac{182}{106} = 1,72 > 1,00 \text{ i.O.}$

Hinweise analog FBPL zw HK (siehe dort, Kap. 8)

Tragsicherheit ULS, Querkraft:

a) vor Voute, quer

$V_{yd} = 134 \text{ kN/m}$ (mit \overline{m}_{yd} -Zuglast = 38 kN eher gering)

$h = 22 \text{ cm}$, konservativweise mit $m_d/m_{red} = 0,5$ (effektiv tiefer)

→ $E_v = 0,95\%$, $k_g = 1,5$ → $k_d = \frac{1}{1 + 0,95 \cdot 0,188 \cdot 1,5} = 0,75$

mit $d_v = 220 - 20 - 12 = 188 \text{ mm}$ → $V_{Rd} = 0,75 \cdot 1,48 \cdot 188 = \underline{220 \text{ kN/m}}$

↳ Nachweis: $n = \frac{220}{134} = 1,64 > 1,00 \text{ i.O.}$

ermüdung GZ Typ 4, Biegung (Betriebsfestigkeit):

a) Feld, quer

$$m_{yd,max}^{+}(Q_{fed}) = 46 \text{ kN}, m_{yd,min}^{-} = 9 \text{ kN}$$

Spannungsanalysen mittels FAGUS-9, siehe Beiblätter

$$\text{mit } k_{kg} = \frac{304 + 231}{304 + 231 \cdot \sqrt{\frac{1}{4.2} \cdot \frac{12}{1462}}} = 1.15$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_{sd}(Q_{fed}) = 1.15 \cdot (176 - 1) = \underline{201 \text{ N/mm}^2}, \text{ mit } \lambda = 0.70$$

$$\underline{\Delta \sigma_{sd,fat} = 150 \text{ N/mm}^2}$$

$$\hookrightarrow \underline{\text{Betriebsfestigkeitsnachweis: } \Delta \sigma_{ed} = 0.70 \cdot 201 = 141 \text{ N/mm}^2 \leq 150 \text{ N/mm}^2 \text{ ; } \checkmark}$$

$$\text{mit } n = \frac{150}{141} = \underline{1.06}$$

b) Stegrand, quer

$$m_{yd,max}^{+}(Q_{fed}) = 75 \text{ kN}, m_{yd,min}^{-} = 18 \text{ kN}$$

Spannungsanalysen mittels FAGUS-9, siehe Beiblätter

$$\text{mit } k_{kg} = 1.15 \text{ (dito Feld)}$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_{sd}(Q_{fed}) = 1.15 \cdot (100 - (-2)) = \underline{117 \text{ N/mm}^2}, \text{ mit } \lambda = 0.70$$

$$\underline{\Delta \sigma_{sd,fat} = 150 \text{ N/mm}^2}$$

$$\hookrightarrow \underline{\text{Betriebsfestigkeitsnachweis: } \Delta \sigma_{ed} = 0.70 \cdot 117 = 82 \text{ N/mm}^2 \leq 150 \text{ N/mm}^2 \text{ ; } \checkmark}$$

$$\text{mit } n = \frac{150}{82} = \underline{1.83}$$

Check Ermüdung Querkraft (Dauerfestigkeit), vor Voute:

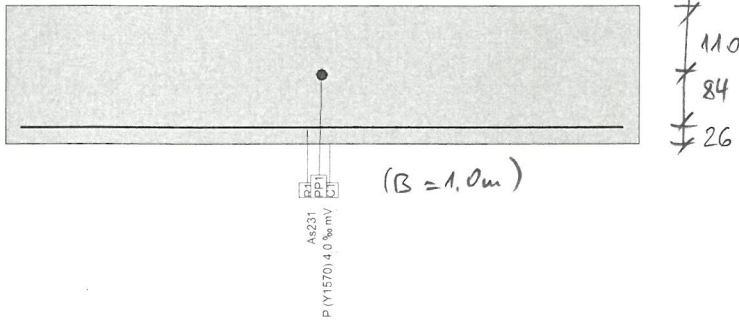
$$V_{yd,max} = 85 \text{ kN/m}, V_{yd,min} = 18 \text{ kN/m}, v_{k1} \geq 220 \text{ kN/m} \text{ (für } m_{d,max} = 0.5)$$

$$\hookrightarrow \underline{\text{Nachweis: } 85 \text{ kN/m} \leq 0.5 \cdot 220 + 0.45 \cdot 18 = 118 \text{ kN/m} < 0.9 \cdot 220 = 198 \text{ kN/m} \text{ ; } \checkmark}$$

(nicht massgebend)

Querschnitt FELD 22 CM (C55/67;CARON;Y1570): Umriss, Bewehrungen

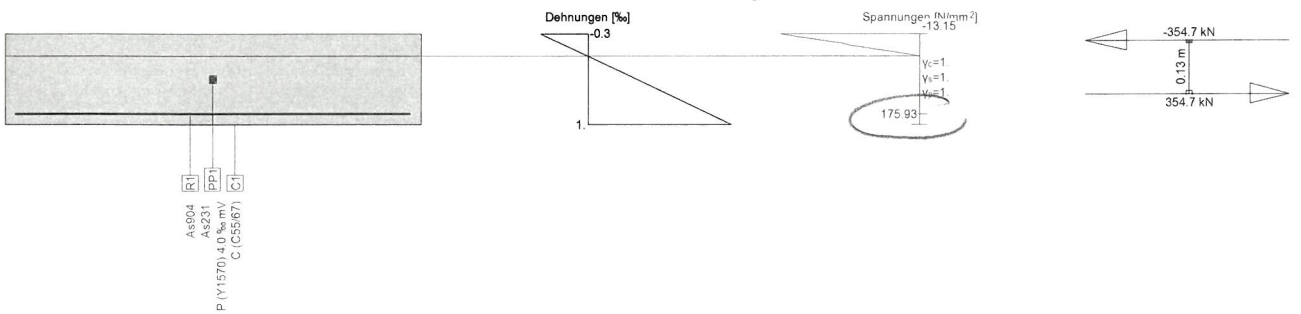
Mstab. 1 : 12.0



Querschnitt FELD 22 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=46.0$;

$= m_{yd, max} (Q_{Ed})$

Mstab. 1 : 18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): FELD 22 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	46.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	t=0

α : Neigung Betondruckdiagonale

φ : Kriechzahl

P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'

Maximale Dehnungen und Spannungen

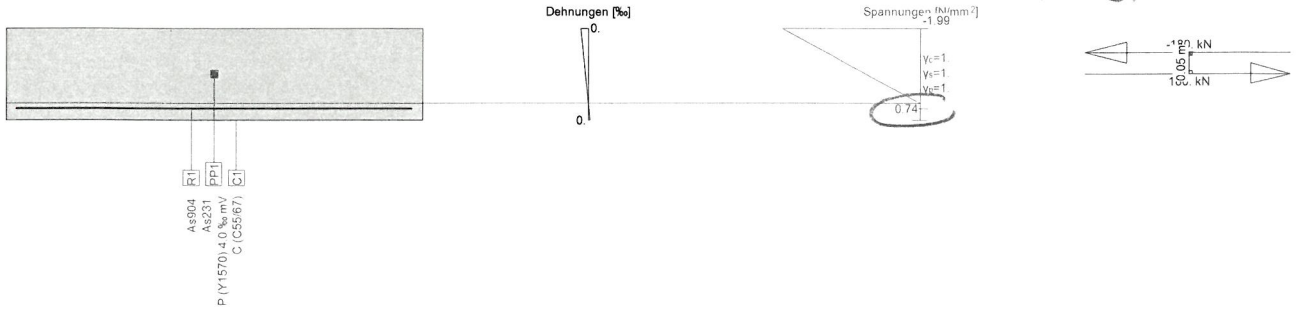
Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C55/67	1.	0.22	-0.3	-13.15	1.00
C1	C55/67	0.	0.	1.	0.	1.00
R1	CARON	0.03	0.03	0.9	175.93	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.11	4.3	846.99	1.00

Nr.:

Querschnitt FELD 22 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=9.0$;

$= m \cdot y_d, \text{min (ständig)}$

Mstab. 1 : 18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): FELD 22 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	9.0	0				-

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	α [-]	φ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	t=0

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- φ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'

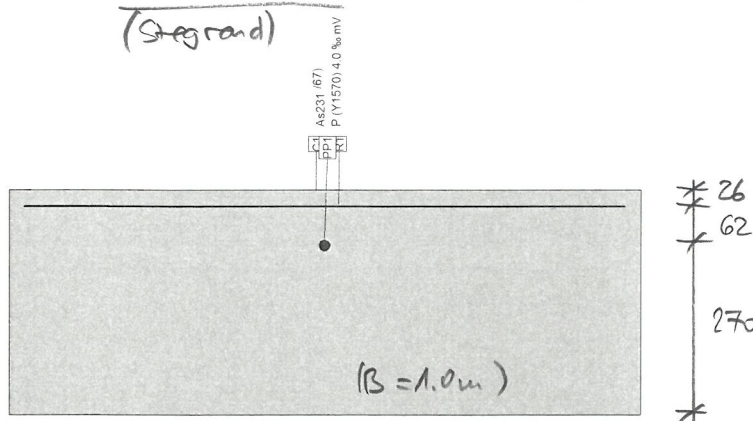
Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C55/67	1.	0.22	0.	-1.99	1.00
C1	C55/67	0.	0.	0.	0.	1.00
R1	CARON	0.97	0.03	0.	0.74	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.11	4.	776.18	1.00

Nr.:

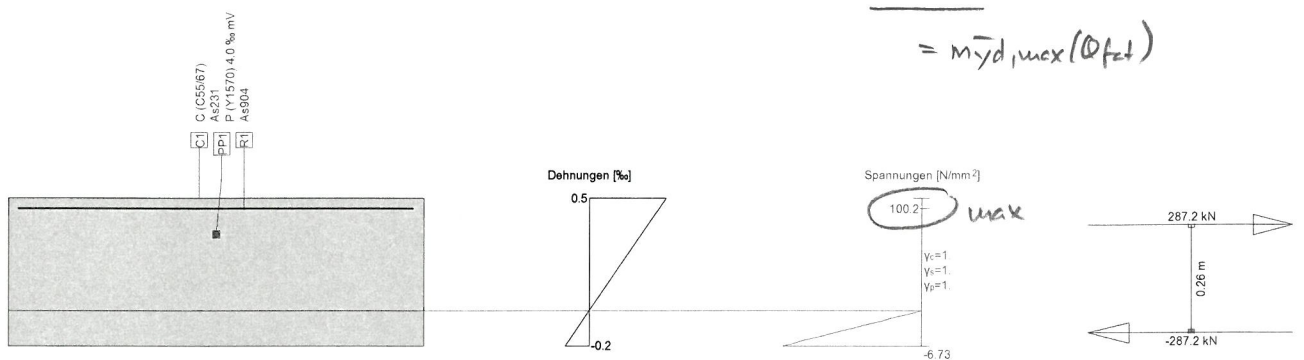
Querschnitt EINSpannung 35.8 CM (C55/67;CARON;Y1570): Umriss, Bewehrungen

Mstab. 1:12.0



Querschnitt EINSpannung 35.8 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -75.0$;

Mstab. 1:18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): EINSpannung 35.8 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-75.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [%]	ϵ_{c2d} [%]	ϵ_{td} [%]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	t=0

α : Neigung Betondruckdiagonale

ϕ : Kriechzahl

P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: $P=P(t=0)$ oder $P=P(t=\infty)$ 'mit Langzeitverlusten'

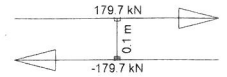
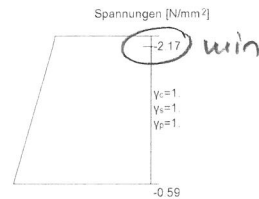
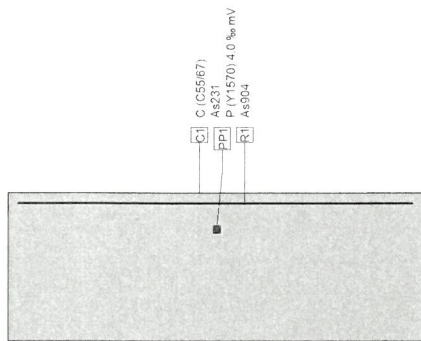
Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [%]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C55/67	0.	0.	-0.2	-6.73	1.00
C1	C55/67	1.	0.36	0.5	0.	1.00
R1	CARON	0.03	0.33	0.5	100.2	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.27	4.4	851.35	1.00

Nr.:

Querschnitt EINSpannung 35.8 CM (C55/67;CARON;Y1570): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -18.0$;

Mstb. 1 : 18.3



$= m_{yd, min} \text{ (ständig)}$

Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): EINSpannung 35.8 CM

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-18.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				α [-]	Diverses	
	c	s	p	M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_p [-]	γ_M [-]		ϕ [-]	P(t) [-]
!GZG	1/0	1	1	1				200.	1.	1.	1.	1.	45.	0.	t=0

- α : Neigung Betondruckdiagonale
- ϕ : Kriechzahl
- P(t) : Initialer Wert der Vorspannkraft: P=P(t=0) oder P=P(t=∞) 'mit Langzeitverlusten'

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C55/67	1.	0.	0.	-0.59	1.00
C1	C55/67	0.	0.36	0.	-0.41	1.00
R1	CARON	0.97	0.33	0.	-2.17	1.00
PP1	Y1570	0.5	0.27	4.	777.78	1.00

Nr.: