



Kanton St.Gallen



Gemeinde Berneck



Gemeinde Au

Littenbach / Äächeli

Hochwasserschutzmassnahmen

Dossier 04 Brücken Gemeindestrassen

Technischer Bericht

Vorprüfung
31.10.2020

Ausfertigung für		Projekt Nr. 2.043	Plan Nr. 04-001	Beilage Nr. -	
Studie	Projektverfasser  IUB Engineering Belpstrasse 48, PF, CH-3000 Bern 14	Entw.	Gez.	Gepr.	Datum
Vorprojekt		mag, esa	-	gmo	31.10.2020
Auflageprojekt					
Ausführungsprojekt					
Abschlussakten					
		Format	A4		

Impressum

Auftraggeber

Projektgruppe HWS Littenbach-Äächeli
c/o Gemeinde Berneck
Rathausplatz 1
9442 Berneck

Auftragnehmer

IUB Engineering AG
Belpstrasse 48
3014 Bern

Erstellt: 31.10.2020 / Marco Giovani (mag)
31.10.2020 / Pedro Viula (pvi)
31.10.2020 / Kaspar Zulliger (kzu)
31.10.2020 / Eva Sauter (esa)
31.10.2020 / Alexander Manser (alm)
31.10.2020 / Dr. Georg Möller (gmo)
Geprüft: 31.10.2020 / Dr. Georg Möller (gmo)
Freigegeben: Datum/Name

Auflistung der Änderungen

Ver- sion	Datum	Änderungen	Erstellt	Geprüft	Freigege- ben
V0.1	28.02.2020	Entwurf	mag, esa	gmo	
V0.2	04.03.2020	Überarbeiteter Entwurf	esa	gmo	
V1.0	01.07.2020	Bericht Vorprüfung	pvi, esa	gmo	
V1.1	31.10.2020	Bericht Vorprüfung rev.	esa, alm	gmo	

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	6
1.1	Anlass und Auftrag	6
1.2	Abgrenzung	6
	1.2.1 Gesamtprojekt.....	6
	1.2.2 Brückenbauwerke.....	6
	1.2.3 Werkleitungen	8
1.3	Grundlagen.....	8
2	Projektannahmen / Dimensionierung.....	10
2.1	Schutzziel	10
2.2	Dimensionierungsgrössen.....	10
2.3	Bodenkennwerte.....	11
3	Massnahmenplanung.....	12
3.1	Vorgesehene Nutzungsdauer und Einwirkungen	12
3.2	Einwirkungen	13
	3.2.1 Eigenlasten	13
	3.2.2 Nutzlasten	13
	3.2.3 Schneelasten	14
	3.2.4 Windlast	14
	3.2.5 Wasserdruck	15
3.3	Besondere Vorgaben der Bauherrschaft	15
3.4	Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts	15
	3.4.1 Betriebssicherheit.....	15
	3.4.2 Unterhalt	15
3.5	Schutzziele und Sonderrisiken	15
	3.5.1 Schutzziele.....	15
	3.5.2 Akzeptierte Risiken.....	15
3.6	Statisches System und Bemessung Betonbau	16
	3.6.1 Unterbau	16
	3.6.2 Oberbau	17
	3.6.3 Bemessung	18
	3.6.4 Nachweis Pfahlfundation	19
	3.6.5 Tragfähigkeit des Bodens	23
	3.6.6 Auftrieb	23
3.7	Statisches System und Bemessung vorgespannter Betonbau	24
	3.7.1 Unterbau und Nachweis Pfahlfundation	24
	3.7.2 Oberbau	30
	3.7.3 Bemessung	31
3.8	Projektbeschreibung, allgemein	33
	3.8.1 Baustoffeigenschaften und Materialkennwerte	33
	3.8.2 Qualitätsanforderungen	33
	3.8.3 Wasserhaltung	34
	3.8.4 Baugrubensicherung	34
	3.8.5 Provisorische Verkehrsführung und Signalisation.....	34
3.9	Projektbeschreibung, objektspezifisch	35
	3.9.1 Einleitung	35
	3.9.2 Brücke Schlosbüchelsträsschen.....	35
	3.9.3 Brücke Kobelstrasse.....	36
	3.9.4 Kobelsteg	38
	3.9.5 Haslachsteg	39

3.9.6	Brücke Walzenhauserstrasse	41
3.9.7	Brücke Bahnhofstrasse.....	43
3.9.8	Brücke Rheinstrasse	44
3.9.9	Brücke Littenbachweg	45
3.9.10	Durchlass «Schlatt».....	47
3.9.11	Brücke Iselstrasse	49
3.9.12	Brücke Kloterenstrasse.....	51
3.9.13	Brücke Wisenstrasse	52
3.9.14	Brücke Emserenstrasse.....	55
3.9.15	Brücke Werkstrasse	56
4	Strassenbau	58
5	Bauablauf	58
6	Kostenvoranschlag.....	59
7	Anhang	60
7.1	Statische Berechnungen vorgespannter Betonbau	60
7.1.1	Einwirkungen.....	60
7.1.2	Auswirkungen.....	62
7.2	Statische Berechnungen Betonbau	64

Planverzeichnis

Plannr. Bauherr 2.043-xx.yyy	Plannr. IUB 200.57.6000.xx.yyy	Plantitel	Darstellung
Dossier 4 Brückenbau Gemeindestrassen		Allgemein	
2.043-04-006	200576000.33-04-006	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Übersicht Brückenbau Gemeindestrassen	1:25'000
Dossier 4 Brückenbau Gemeindestrassen		Teilprojekte	
2.043-04-010	200576000.33-04-010	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Schlossbüchelsträsschen, Entlastungskanal - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-011	200576000.33-04-011	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Littenbachweg, Kübach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-012	200576000.33-04-012	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Kobelstrasse, Littenbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-013	200576000.33-04-013	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Kobelsteg, Littenbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-014	200576000.33-04-014	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Haslachsteg, Littenbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-015	200576000.33-04-015	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Walzenhauserstrasse, Littenbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-016	200576000.33-04-016	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Bahnhofstrasse, Littenbach - Anpassung Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-017	200576000.33-04-017	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Rheinstrasse, Littenbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-018	200576000.33-04-018	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Iselstrasse, Hinterburgbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-019	200576000.33-04-019	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Kloterenstrasse, Äächeli - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20

Plannr. Bauherr 2.043-xx.yyy	Plannr. IUB 200.57.6000.xx.yyy	Plantitel	Darstellung
2.043-04-020	200576000.33-04-020	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Wisenstrasse, Äächeli - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-021	200576000.33-04-021	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Emserenstrasse, Äächeli - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-022	200576000.33-04-022	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Brücke Werkstrasse, Äächeli - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20
2.043-04-023	200576000.33-04-023	Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Durchlass "Schlatt", Buechholzbach - Neubau Situation, Längsschnitt, Querschnitte, Details	1:100 1:50 1:20 1:20

1 Einleitung

1.1 Anlass und Auftrag

Die Gemeinden Berneck und Au befinden sich im St. Galler Rheintal, linksufrig nahe des Bodensees. Die besondere Topographie mit einer ausgeprägten Talebene und den steilen Flanken führt zu einer, in Bezug auf etwaige Hochwasser, besonderen Situation. Die seitlichen Zuflüsse können aufgrund des heutigen Alpenrheins nicht in diesen entwässern und werden in eigens erstellten Vorflutern in Richtung Bodensee abgeführt. Die Neigungen der Fliessgewässer sind entsprechend sehr gering. Geringe Fliessgeschwindigkeiten und deutlicher Rückstau sind die Folge.

Vermehrt kam es in den vergangenen Jahren in den Gemeinden Berneck und Au SG zu Hochwasserereignissen. Es wurden grössere Schäden durch die Gewässer Littenbach und Äächeli verursacht. Diese ufern bereits bei einem ca. 30-jährlichen Hochwasser aus.

Ziel des Hochwasserschutzprojekts Littenbach-Äächeli ist es, durch eine Kombination von Gerinneausbau, Entlastung in ein anderes Einzugsgebiet und Rückhalt mit gedrosseltem Abfluss das Siedlungsgebiet von Berneck und Au zu schützen und grössere Hochwasserereignisse möglichst ohne signifikante Schäden zu bewältigen.

Integraler Bestandteil des Projektes sind Ersatzneubauten, Neubauten oder die Anpassung des Durchlassprofils mehrerer Brücken innerhalb des Projektperimeters, deren aktueller Zustand bzw. deren Dimensionen den Anforderungen des Projektes nicht genügen.

1.2 Abgrenzung

1.2.1 Gesamtprojekt

Das vorliegende Dossier "Brückenbau Gemeindestrassen" ist Teil der Gesamtplanung des Projektes "Hochwasserschutz Littenbach / Äächeli". Die Untersuchung der Ausgangslage sowie die Projektierung der Hochwasserschutzmassnahmen werden innerhalb des Technischen Berichts Wasserbau [27] dokumentiert. Für den Brückenbau relevante Kenngrössen werden im vorliegenden Bericht zusammengefasst. Für die ausführliche Dokumentation wird auf den Technischen Bericht Wasserbau [27] verwiesen.

1.2.2 Brückenbauwerke

In der folgenden Tabelle werden alle Brücken und Stege an Gemeindestrassen aufgelistet, welche im Rahmen der Hochwasserschutzmassnahmen rückgebaut, angepasst oder neu gebaut werden müssen.

Der Schwerpunkt des vorliegenden Berichtes liegt auf der Dimensionierung und dem Massnahmenbeschrieb der geplanten Neubauten. Die notwendigen Anpassungen werden ebenfalls im Kapitel 2.2 beschrieben. Die geplanten Abbrüche werden im Kostenvoranschlag eingerechnet.

Tabelle 1-1: Geplante Massnahmen bezüglich Brückenbau Gemeindestrassen Projekt HWS Littenbach-Ächeli

Brücke	Gewässer	Geplante Massnahmen	Nutzung	Kote Sohle bestehend* [m ü. M.]	Kote Sohle Projekt* [m ü. M.]	Massgebende UK Brücke [m ü. M.]	WSP* [m ü. M.]
Brücke Schlossbüchelsträsschen	Entlastungsstollen	Neubau	Strassenverkehr	-	406.35	409.79	409.96
Kübachsteg	Littenbach	Abbruch	-	-	-	-	-
Brücke Kobelstrasse	Littenbach	Neubau	Strassenverkehr	400.46	400.34	403.57	403.27
Brücke Kobel	Littenbach	Abbruch	-	-	-	-	-
Kobelsteg	Littenbach	Neubau	Fussgänger- und Fahrradverkehr	400.10	399.94	403.50	403.16
Haslachsteg	Littenbach	Neubau	Fussgänger- und Fahrradverkehr	400.07	399.87	403.47	403.13
Brücke Walzenhauserstrasse	Littenbach	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	400.13	399.81	403.45	403.04
Brücke Bahnhofstrasse	Littenbach	Anpassung	Strassenverkehr	399.89	399.44	402.83	402.45
Brücke Rheinstrasse	Littenbach	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	399.59	399.27	402.62	402.25
Durchlass Littenbachstrasse, Kübach	Kübach	Abbruch	-	-	-	-	-
Brücke Littenbachweg	Kübach	Neubau	Fussgänger- und Fahrradverkehr	400.63	400.34	403.57	403.27
Durchlass "Schlatt"	Buechholzbach	Abbruch und Neubau	Landwirtschaftlicher Verkehr	401.12	400.93	402.51	402.21
Brücke Iselstrasse	Hinterburgbach	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	401.99	400.99	403.17	403.17
Brücke Kloterenstrasse	Ächeli	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	401.00	400.69	403.10	403.10
Brücke Wisenstrasse	Ächeli	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	400.56	400.48	403.05	403.05
Brücke Emserenstrasse	Ächeli	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	400.45	400.16	403.15	402.85
Brücke Werkstrasse	Ächeli	Abbruch und Neubau	Strassenverkehr	400.11	399.86	402.99	402.69

*bezogen auf die Brückenachse

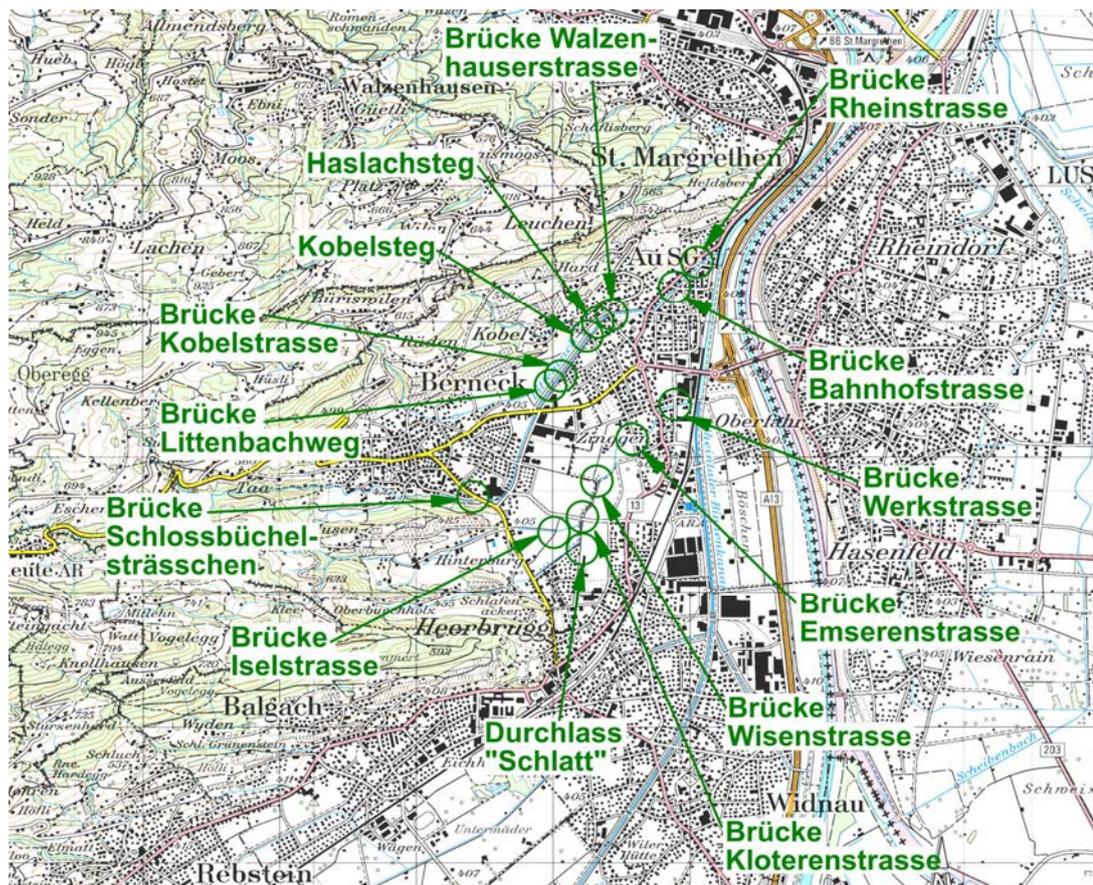


Abbildung 1-1: Übersicht der betroffenen Brücken an Gemeindestrassen

1.2.3 Werkleitungen

Die Planung der Werkleitungen liegt in der Verantwortung von Dritten. Das weitere Vorgehen bezüglich Werkleitungen wird während der nächsten Projektphasen mit der Bauherrschaft und den Werkeigentümern abgeklärt.

1.3 Grundlagen

Dem vorliegenden technischen Bericht liegen folgende Dokumente zugrunde:

Allgemeine Grundlagen

- [1] Geoportal Kanton St. Gallen, <https://www.geoportal.ch>
- [2] Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Hochwasserschutz an Fliessgewässern, Wegleitung des BWG, 2001
- [3] SYTEC Bausysteme AG, Wellstahldurchlässe und –tunnels, 2015
- [4] Bodenmechanik und Grundbau; Lang, Huber, Amann, Puzrin; 2011 Springer Verlag
- [5] Empfehlungen des Arbeitskreises «Pfähle» EA-Pfähle; Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.; 2012 Wilhelm erst & Sohn Verlag

Normbezogene Bestimmungen

- [6] SIA 197 (2004), Projektierung Tunnel - Grundlagen
- [7] SIA 260 (2013), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [8] SIA 261/1 (2003); Einwirkungen auf Tragwerke – Ergänzende Festlegungen
- [9] SIA 261 (2014), Einwirkungen auf Tragwerke

- [10] SIA 262 (2013), Betonbau
- [11] SIA 263 (2013), Stahlbau
- [12] SIA 267 (2013), Geotechnik
- [13] SIA 469 (1997), Erhaltung von Bauwerken
- [14] SN 640 886 (2001), Temporäre Signalisation auf Haupt- und Nebentrassen
- [15] Normen Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)
- [16] Richtlinie TBA R 2011.05 (2016), Baulicher Standard von Kantonsstrassen, Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [17] Richtlinie TBA R 2013.02 (2016), Anforderungen Betonbau, Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [18] Richtlinie TBA R 2016.04 (2016), Radverkehr (RRV), Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [19] Richtlinie TBA R 2016.03 (2016), Standardaufbauten Beläge, Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [20] Richtlinie TBA R 2016.01 (2016), Entwurfselemente ausserorts (REA), REA 01 Fahrbahnbreiten, Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [21] Richtlinie TBA R 2016.02 (2016), Entwurfselemente innerorts (REI), REI 01 Fahrbahnbreiten, Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [22] Normalien Kunstbauten (2018), Kanton St. Gallen, Baudepartement, Tiefbauamt
- [23] Schweizerische Fachstelle für behindertengerechtes Bauen, Richtlinien "Behindertengerechte Fusswegnetze", Strassen – Wege – Plätze, 2003

Projektspezifische Grundlagen

- [24] Bänziger Partner AG, wälli Ingenieure, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen, Vorprojekt, Technischer Bericht und Kostenschätzung, Bericht Nr. 44161-02, 06.06.2016
- [25] IUB Engineering AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen, Bauprojekt, Dossier 01 Wasserbau, Vereinbarung der Projektziele, Bericht Nr. 2.043-01-003, 31.10.2020
- [26] IUB Engineering AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen, Bauprojekt, Dossier 04 Brücken Gemeindestrassen, Nutzungsvereinbarung, Bericht Nr. 2.043-04-003, 31.10.2020
- [27] IUB Engineering AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen, Bauprojekt, Dossier 01 Wasserbau, Technischer Bericht, Bericht Nr. 2.043-01-001, 31.10.2020
- [28] IUB Engineering AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen, Bauprojekt, Dossier 02 Strassenbau, Technischer Bericht, Bericht-Nr. 2.043-02-001, 31.10.2020
- [29] Dr. von Moos AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen, Bauprojekt, Baugrunduntersuchung, Bericht vM-11938, 04.05.2018
- [30] Dr. von Moos AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Entlastungsstollen Rosenberg, Bauprojekt, Baugrunduntersuchung, Bericht vM-11938-9, 13.07.2018
- [31] Dr. von Moos AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen Sedimentationsbecken, Bauprojekt, Baugrunduntersuchung, Bericht vM-11938-11, 04.10.2019
- [32] Dr. von Moos AG, Littenbach / Äächeli Hochwasserschutzmassnahmen SBB Brücke / Durchlass Äächeli, Bauprojekt, Baugrunduntersuchung, Bericht vM-11938-12, 04.12.2019
- [33] Dr. Bernasconi AG, Hochwasserschutz Littenbach-Äächeli, Hydrogeologischer Bericht, Erhebung Ausgangszustand Grundwasser, Bericht 2132-B01, 23.07.2020

2 Projektannahmen / Dimensionierung

2.1 Schutzziel

Das Schutzziel wurde unter Beachtung der Schutzzielmatrix [2] festgelegt. Der Littenbach und das Äächeli durchfliessen mehrheitlich geschlossene Siedlungen, weshalb der Hochwasserschutz dem Schutzziel der Objektkategorie "geschlossene Siedlungen, Industrieanlagen" genügen muss. Entsprechend werden die Massnahmen so ausgelegt, dass die Siedlungsgebiete Au und Berneck bis zu einem 100-jährlichen Hochwasser vollständig geschützt sind. Das System ist gutmütig und die Retentionsflächen erlauben einen Rückhalt eines 300-jährlichen. Grössere Ereignisse sollen kontrolliert ausgeleitet werden.

2.2 Dimensionierungsgrössen

Die Festlegung der lichten Breite sowie der Unterkante der Brücke resultiert unter Beachtung des ermittelten Wasserspiegels im Falle des Dimensionierungsabflusses. Die Dimensionierung des Durchflussquerschnittes erfolgt aufgrund der mittels HEC-RAS (1D) berechneten Wasserspiegel und unter Einhaltung des erforderlichen Freibords sowie der Erfüllung des Verkläusungsnachweises. Die resultierenden Wasserspiegel sowie die minimal erforderliche Unterkante der Brückenplatte sind in Tabelle 1-1 aufgeführt. Auf das Berechnungsverfahren sowie die Beurteilung des Freibords wird innerhalb des Technischen Berichtes Wasserbau [27] eingegangen. Die Brückenneubauten ausserhalb des Retentionsbereichs haben für den Dimensionierungsfall HQ₁₀₀ folgende Kriterien zu erfüllen:

- Freibord ≥ 0.30 m
- Verkläusungswahrscheinlichkeit ≤ 25 %

Tabelle 2-1: Dimensionierungsgrössen und Kriterien für die verschiedenen Gewässerabschnitte

Gewässer	Abschnitt	Dimensionierungsgrösse	Zusätzliches Kriterium
Littenbach	Kiesfang Schlossbrugg / Trennungsbauwerk – Einmündung Kübach	$Q_{Dim} = 24 \text{ m}^3/\text{s}$, RBK hoch (Kote 402.04 m ü. M.)	
	Einmündung Kübach – Einmündung RBK	$Q_{Dim} = 38 \text{ m}^3/\text{s}$, RBK hoch (Kote 402.04 m ü. M.)	
Äächeli	Ursprung Äächeli – Drosselbauwerk Emseren	WSP _{Dim} = 404.05 m. ü. M (HQ ₁₀₀) WSP = 404.40 m. ü. M (HQ ₃₀₀)	$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$, RBK tief, $f = 0$ m
	Drosselbauwerk Emseren – Einmündung RBK	$Q_{Dim} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$, RBK hoch (Kote 402.60 m ü. M.)	
Hinterburgbach	Einmündung Entlastungsstollen – Ursprung Äächeli	$Q_{Dim} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, RBK hoch (Kote 402.60 m ü. M.)	$Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$, RBK tief, $f = 0$ m
Buechholzbach	Unterwasser Durchlass Bahnstrasse (km 0.575) bis Ursprung Äächeli	WSP _{Dim} = 404.05 m. ü. M (HQ ₁₀₀) WSP = 404.40 m. ü. M (HQ ₃₀₀)	$Q_{Dim} = 4 \text{ m}^3/\text{s}$, Normalabfluss

Die innerhalb der Retentionsflächen liegenden Brücken werden bei Dimensionierungsabfluss respektive bei Einstellung des Dimensionierungsstaupegels eingestaut und teilweise überschwemmt. Diese Brücken wurden deshalb unter Beachtung eines zusätzlichen Kriteriums (s. Tabelle 2-1) projektiert. Die Brücken entlang der Entlastungsstrecke (Hinterburgbach und Äächeli) dürfen zu keiner Verschlechterung der Situation führen. Der definierte Abfluss muss ohne Einstau abgeführt werden können (ohne Berücksichtigung des Freibords und der Verkläusungswahrscheinlichkeit). Die Brückenbauwerke entlang des Buechholzbaches müssen den Dimensionierungsabfluss von $4 \text{ m}^3/\text{s}$ mit Freibord und einer maximalen Verkläusungswahrscheinlichkeit von 25 % abführen können.

2.3 Bodenkennwerte

Die folgenden Bodenkennwerte werden für den Nachweis der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit verwendet:

Tabelle 2: Charakteristische Bodenkennwerte gem. NV Dossier 4, Kapitel 1.5.

Bodenschichten	γ_e [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	M_E [MN/m ²]	M_E' [MN/m ²]	Tiefe [m]
Verwitterungslehm	18	28	0	6	-	0.00-1.00
Verlandungs- / Überschwemmungssedimente	17	26	0	3	15	1.00-3.00
Bachschutt	19	32	0	37	≥80	3.00-9.00
Sandstein / Nagelfluh	25	-	-	100	>1000	ab 9.00
Mergel	25	-	-	40	>1000	ab 9.00
Trennfläche / Felsoberfläche	-	20-35	10-30	-	-	ab 9.00

Bemerkung:

- Aus dem geologischen Bericht ist der Minimalwert des Streuungsbereich für die verwendeten (Feucht-) Raumlast γ_e gewählt und wird direkt als das gesättigte Raumgewicht γ_g ($S_r = 1$) betrachtet.
- Für das effektiven Raumgewichts gilt: $\gamma' = \gamma_g - \gamma_w$ mit $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$
- Es handelt sich hier um die charakteristischen Bodenkennwerte (Kurzbezeichnung mit k wird weggelassen).

3 Massnahmenplanung

3.1 Vorgesehene Nutzungsdauer und Einwirkungen

Für die Brücken Gemeindestrassen sind sowohl Neubauten, Ersatzneubauten sowie Anpassungen des Querschnittes vorgesehen. Für Neubauten bzw. Ersatzneubauten werden unter der Voraussetzung eines angemessenen Unterhalts im Sinne der Norm SIA 469 (Erhaltung von Bauwerken) [13] sowie der VSS-Normen [14] die Nutzungsdauern festgelegt. Für die Brücken Gemeindestrassen, bei denen Querschnittsanpassungen vorgesehen sind, wird versucht den Bestand soweit als möglich zu erhalten. Für Bauteile, welche im Zuge der Querschnittsanpassung ersetzt werden müssen, werden ebenfalls unter Beachtung der oben genannten Normen die Nutzungsdauern festgelegt. Es werden die folgenden Nutzungsdauern angestrebt:

Tabelle 3-1: Nutzungsdauer Neubau bzw. Ersatzneubauten nach Bauteil bzw. Material

Bauwerk (Massnahme)	Bauteil / Material	Nutzungsdauer
Brücke Schlosbuchelsträsschen (Neubau)	Stahlbetonbauten, Tragkonstruktion, Rohbau	80 Jahre
Brücke Kobelstrasse (Neubau)		
Brücke Walzenhauserstrasse (Neubau)	Randborde	50 Jahre
Brücke Rheinstrasse (Neubau)	Oberflächenschutz	25 Jahre
Brücke Littenbachweg (Neubau)		
Brücke Iselstrasse (Neubau)	Abdichtungen	25 Jahre
Durchlass "Schlatt" (Neubau)		
Brücke Kloterenstrasse (Neubau)	Belag	25 Jahre
Brücke Wisenstrasse (Neubau)		
Brücke Emserenstrasse (Neubau)	Geländer	25 Jahre
Brücke Werkstrasse (Neubau)		
Brücke Bahnhofstrasse (Anpassung)		

Für die Stege Kobel und Haslach werden aufgrund ihrer, im Vergleich zu den restlichen Brücken und Stegen, verschiedenen Ausführung unter der Voraussetzung eines angemessenen Unterhalts im Sinne der Norm SIA 469 (Erhaltung von Bauwerken) [13] sowie der VSS-Normen [14] die folgenden Nutzungsdauern angestrebt:

Tabelle 3-2: Nutzungsdauer Neubau bzw. Ersatzneubauten nach Bauteil bzw. Material

Bauwerk	Bauteil / Material	Nutzungsdauer
Kobelsteg (Neubau) Haslachsteg (Neubau)	Stahlbetonbauten, Tragkonstruktion, Rohbau	80 Jahre
	Lager	50 Jahre
	Abdichtungen	25 Jahre
	Belag	25 Jahre
	Geländer	25 Jahre

3.2 Einwirkungen

3.2.1 Eigenlasten

Die Eigenlasten werden den projektierten Bauteilen und gewählten Materialien wirkend angenommen.

3.2.2 Nutzlasten

3.2.2.1 Strassenverkehr

Für die Brücken Gemeindestrassen gilt der Strassenverkehr als massgebende Einwirkung. Die Brücken werden somit auf Strassenverkehr, Lastmodell 1 gemäss SIA 261 [7] bemessen. Das Lastmodell 1 beinhaltet konzentrierte und gleichmässig verteilte Lasten zur Modellierung von Personenwagen- und Lastwagenverkehr und berücksichtigt daher einen möglichen 40-Tonnen Verkehr.

Ausnahmen bilden die Rad- und Fussgängerstege. Für diese wird entsprechend ein anderes Lastmodell als massgebend betrachtet (siehe Kapitel 3.2.2.2).

Die Nutzlasten im Strassenverkehr sind gemäss der Norm SIA 261 [7], Kapitel 10 folgendermassen festgelegt:

Tabelle 3-3: Anzahl und Breite der fiktiven Fahrstreifen

Fahrbahnbreite	Anzahl fiktiver Fahrstreifen	Fiktive Fahrstreifenbreite	Breite der Restflächen
$b < 5.4 \text{ m}$	$n = 1$	3 m	$b - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq b \leq 6.0 \text{ m}$	$n = 2$	$b/2$	0
$6.0 \text{ m} < b$	$n = \text{ganzzahliger Teil von } b/3 \text{ m}$	3 m	$b - n \cdot 3 \text{ m}$

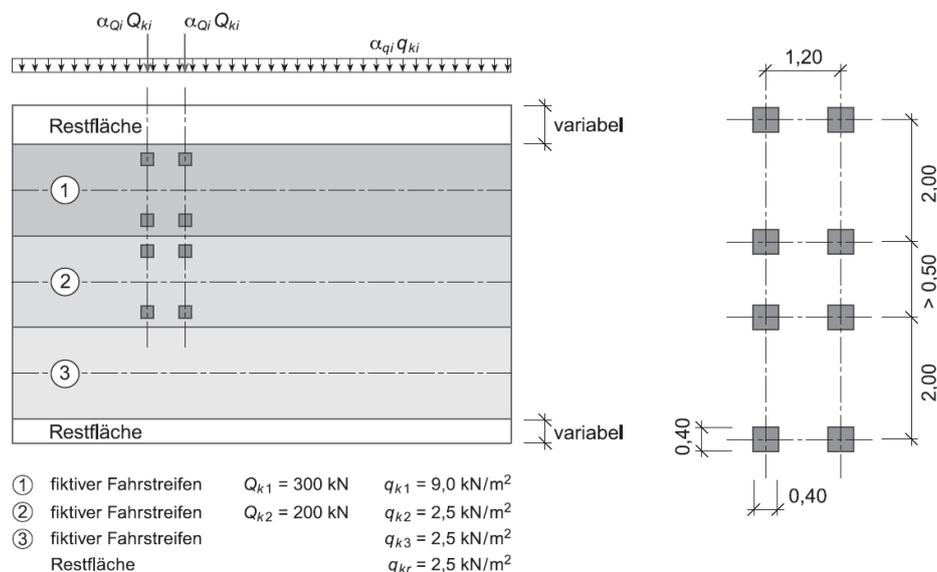


Abbildung 3-1: Mögliche Lastanordnung des Lastmodells 1 nach SIA 261 [7]

Für die Projektierung werden jeweils 2 fiktive Fahrstreifen definiert und die Einwirkungen gemäss fiktiven Fahrstreifen 1 und 2 angesetzt. Die Beiwerte α_{Q_i} und α_{q_i} werden dabei mit 0.9 angenommen

Tabelle 3-4: Nutzlasten im Strassenverkehr nach SIA 261 [7]

Achslasten Schwerlastwagen:		
- 2 Achslasten auf fiktivem Fahrstreifen 1	$\alpha_{Q1} Q_{k1}$	270 kN
Verteilte Nutzlasten:		
- fiktiver Fahrstreifen 1, Breite 3 m	$\alpha_{q1} q_{k1}$	8.1 kN/m ²

3.2.2.2 Rad- und Fussgängerverkehr

Die Rad- und Fussgängerstege werden überwiegend von nichtmotorisiertem Verkehr genutzt. Nur selten werden sie z.B. von leichten Unterhaltsfahrzeugen befahren. In Anlehnung an die Norm SIA 261 [7] sind folgende Lastfälle für nicht motorisierten Verkehr definiert:

Tabelle 3-5: Lastfälle für nicht motorisierten Verkehr gem. SIA 261, 9.2 [7]

Lastfall	Beschreibung	Nutzlast
1	Menschengedränge	$q_k = 4 \text{ kN/m}^2$
2	Leichtes Unterhaltsfahrzeug	$Q_k = 50 \text{ kN}$

3.2.2.3 Ausnahmetransport

Von den betroffenen Brücken Gemeindestrassen liegt keine auf einer Ausnahmetransportroute.

3.2.2.4 Anfahr- und Bremskraft

Nach der Norm SIA 261 sind die Anfahr- und Bremskraft folgendermassen definiert:

Anfahr- und Bremskräfte werden durch horizontale, auf der Höhe der Fahrbahnoberfläche wirkende Kräfte QA_k bzw. QB_k modelliert.

Die charakteristischen Werte QA_k und QB_k setzen sich aus Anteilen zusammen, die zu den Lasten des Lastmodells 1 auf dem fiktiven Fahrstreifen 1 proportional sind:

$$QA_k = QB_k = 1,2 \alpha_{Q1} Q_{k1} + 0,1 \alpha_{q1} q_{k1} b_1 l \quad (20)$$

Dabei ist die Bedingung $QA_k = QB_k \leq 900 \text{ kN}$ einzuhalten. b_1 und l bezeichnen die Breite des fiktiven Fahrstreifens 1 und die Länge des Tragwerks bzw. die Distanz zwischen den Dilatationsfugen des untersuchten Tragwerksabschnitts.

Die Anfahr- und Bremskräfte sind im Allgemeinen in der Achse des fiktiven Fahrstreifens 1 wirkend anzunehmen. Sofern die Exzentrizität keinen massgebenden Einfluss auf die Beanspruchung des Tragwerks hat, darf die Wirkungslinie als mit der Fahrbahnachse zusammenfallend angenommen werden.

Abbildung 3-2: Anfahr- und Bremskraft nach SIA 261 [7]

3.2.3 Schneelasten

Die Schneelasten werden gemäss SIA 261 angesetzt. Die massgebende Meereshöhe der Brücken Gemeindestrassen liegt zwischen 403 m ü.M. und 405 m ü.M. Es wird dementsprechend eine massgebende Meereshöhe von 405 m ü.M. angenommen. Dies ergibt eine Einwirkung von:

$$q_{s,k} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Windlast

Die Windlast wird als nicht massgebend betrachtet und somit nicht weiter berücksichtigt.

3.2.5 Wasserdruck

Wasserdruck und Staudruck werden nicht berücksichtigt, da die Verklauungswahrscheinlichkeit $< 25\%$ beträgt.

Für die Brücken, welche im Retentionsbereich liegen (Brücken Iselstrasse, Kloterenstrasse sowie Wisenstrasse), besteht im Hochwasserfall die Möglichkeit, dass sie eingestaut werden und somit teilweise bis vollständig im Wasser liegen. Der Nachweis gegen Auftrieb ist zu führen.

3.3 Besondere Vorgaben der Bauherrschaft

Die besonderen Vorgaben der Bauherrschaft sind in der Nutzungsvereinbarung (04-003) in Tabelle 2-2 angegeben.

3.4 Bedürfnisse des Betriebs und des Unterhalts

3.4.1 Betriebssicherheit

An die Betriebssicherheit der Brücken und Stege werden hohe Anforderungen gestellt. Dazu werden die gängigen Normen der SIA und der VSS sowie die Empfehlungen der Beratungsstelle für Unfallverhütung (bfu) berücksichtigt.

3.4.2 Unterhalt

Alle Bauteile sind so zu konzipieren, dass der Aufwand für Wartung und Unterhalt (inkl. Reinigung) minimal ist. Teile mit geringer Haltbarkeit (z.B. Dichtungen, Lager, etc.) müssen gut erreichbar und leicht austauschbar sein.

Voraussetzung ist eine periodische Durchführung von Unterhaltsarbeiten im Sinne der Norm SIA 469 [13].

3.5 Schutzziele und Sonderrisiken

3.5.1 Schutzziele

Die Gemeinden Berneck und Au befinden sich nach SIA 261 in der Erdbebengefährdungszone Z2. Während der Bauphase wird das Auftreten eines Erdbebens als Gefährdungsbild akzeptiert. Im Endzustand sind die Brücken so zu bemessen, dass ein Versagen infolge Erdbebeneinwirkung ausgeschlossen werden kann. Folgeschäden wie Risse, Verformungen werden akzeptiert. Nach einem Erdbebenereignis wird empfohlen die Brücken temporär sperren zu lassen und diese durch Fachleute beurteilen zu lassen. Anschliessend sind allfällige nötige Instandhaltungsarbeiten auszuführen um die auftretenden Schadensbilder wieder zu beheben.

Die Brücken werden beidseitig mit einem Geländer als Absturzsicherung ausgebildet. Die Sichtverhältnisse dürfen durch das Geländer nicht eingeschränkt werden.

Auf Leuchtmittel auf der Brücke wird verzichtet.

3.5.2 Akzeptierte Risiken

Folgende Risiken werden vom Bauherr akzeptiert:

- Hochwasser, welche das Schutzziel des Projektes überschreiten
- Sonderrisiken, wie militärische Einwirkungen oder zivile Katastrophenereignisse
- Brand auf der Brücke oder in deren unmittelbaren Umgebung
- Unfälle (Explosionen, Aufprall etc.)
- Vandalismus

3.6 Statisches System und Bemessung Betonbau

3.6.1 Unterbau

3.6.1.1 Fundation

Es ist eine Pfahlfundation vorgesehen (Abbildung 3-3). Die Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 60 cm und einer Länge von 6 m werden, in Abhängigkeit der Länge des Brückenwiderlagers, in Abständen von rund 2 m eingebaut. Die Oberkante der Bohrpfähle wird knapp oberhalb des Grundwasserspiegels angesetzt. Auf den Pfählen wird ein Träger mit Querschnittsabmessungen 80 cm x 50 cm gelagert. Der im Vergleich zu den Bohrpfählen auf jeder Seite ca. 10 cm breitere Träger soll die Ungenauigkeiten bei der Erstellung der Bohrpfähle ausgleichen. Zudem ergibt sich eine Lasteinleitung in den Boden (vgl. Abschnitt 3.6.5). Diese wird jedoch nicht angesetzt. Die Brückenwiderlager werden auf dem Träger erstellt.

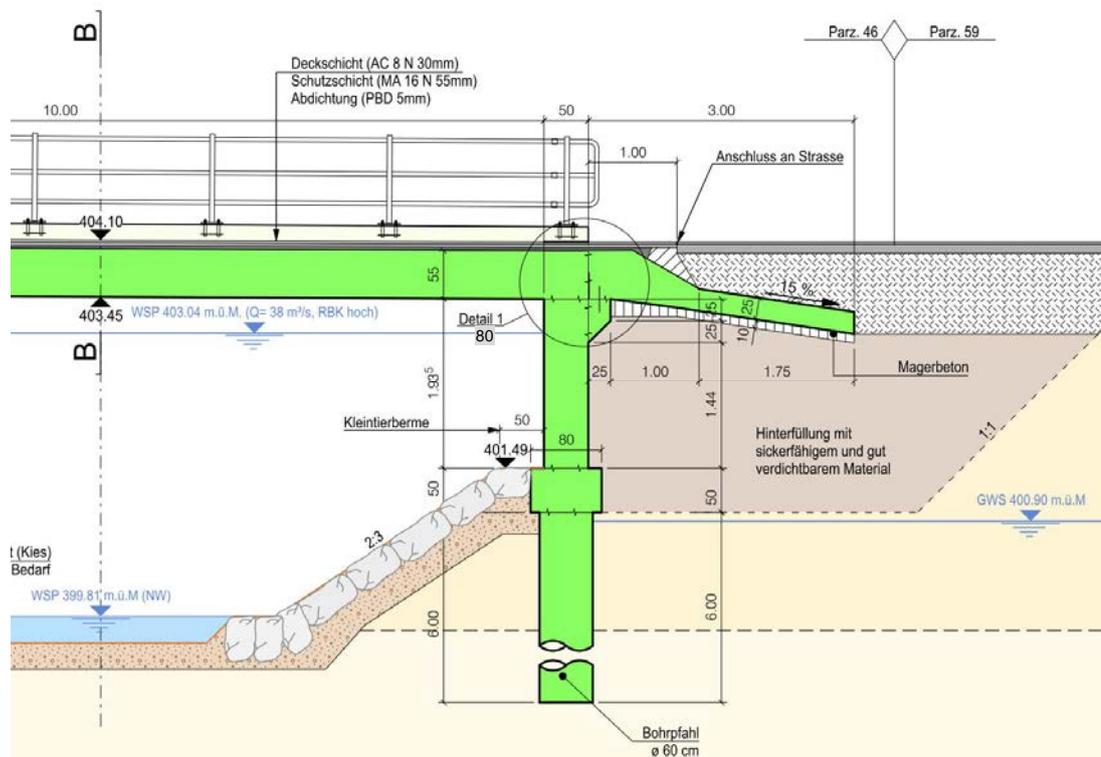


Abbildung 3-3: Ausbildung Gründung durch Bohrpfähle

Die Bohrpfähle wurden am Beispiel der Brücke Walzenhauserstrasse berechnet (vgl. Abschnitt 3.6.4) und analog für alle Brücken übernommen. Die Dimensionen der Bohrpfähle könnten deshalb bei differenzierter Betrachtung der jeweiligen Brücken und der Untergrundeigenschaften in der späteren Planung leicht variieren.

Die geplanten Bermen innerhalb der Brückenquerschnitte müssen mindestens auf Höhe des Trägers an die Brücke anschliessen. Muss die terrestrische Durchgängigkeit gewährleistet werden, müssen die Mindestanforderungen betreffend Laufbreite und Böschungsneigung eingehalten werden (s. [27]).

3.6.1.2 Widerlager

Die Widerlager werden monolithisch mit den Pfahlfundamenten und der Brückenplatte verbunden. Die Höhe der Widerlager ist je nach Verhältnissen variabel, die Wandstärke beträgt 50 cm. Am oberen Ende des Widerlagers ist zudem eine Konsole mit einer Breite von 25 cm vorgesehen, auf welcher die Schleppplatte zu liegen kommt (Abbildung 3-4). Diese Konsole wird in einem separaten Arbeitsschritt erstellt und ist mittels Querschub-Dornen mit der Schleppplatte verbunden.

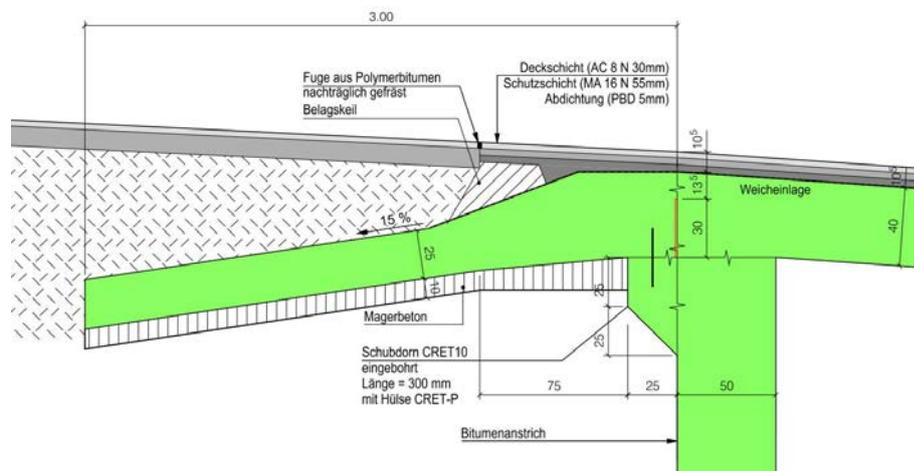


Abbildung 3-4: Schematisches Ausbildungsdetail des Widerlagers mit Konsole, Brücken- und Schleppplatte

3.6.2 Oberbau

3.6.2.1 Brückenplatte

Die Brückenplatten werden fugenlos erstellt. Sie sind monolithisch mit den Widerlagern verbunden. Die Brücken Gemeindestrassen wirken somit als Rahmentragwerk. Der Einspannungsgrad hängt dabei neben den Steifigkeiten der Widerlagerwände auch von deren horizontalen Bettung und der Einspannung der Foundation ab. Diese ist umso höher, je grösser die Auflast durch die Hinterfüllung ist.

Die Entwässerung der Brückenplatte erfolgt über ein Quergefälle von 3 % und über ein Längsgefälle von 0.5 % der Brückenplatte. Das anfallende Meteorwasser wird direkt in das Gewässer geleitet und durch dieses abgeführt. Aufgrund der geringen Spannweiten ist eine Entwässerung über das Längsgefälle und ein Verzicht auf eine Entwässerungsrinne vorgesehen.

3.6.2.2 Schleppplatte

Bei der Schleppplatte (Abbildung 3-4) handelt es sich um eine konstruktive Massnahme, deren Ziel es ist, eine Verminderung des aktiven Erddrucks auf die Widerlager aus ständigen Lasten zu erreichen. So sollen grössere Beanspruchungen aus anderen Lastfällen zuverlässiger aufgenommen werden können. Nachteilige Folgen durch erwartete Setzungen im Hinterefüllbereich sollen dadurch ausgeglichen werden.

Die Schleppplatte wird auf eine Länge von 3.00 m vorgesehen und auf einer Magerbetonschicht fundiert. Das Gefälle wird mit 15% vormessen. Die konstruktive Ausbildung der Schleppplatte erfolgt gemäss den Normalien des TBA des Kanton St. Gallen [15].

3.6.2.3 Belagsaufbau

Der Belagsaufbau orientiert sich an den Normalien des TBA des Kantons St. Gallen [19] sowie [22] und den Normen des Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS) [15]. Es ist ein Aufbau vorgesehen, bestehend aus Deckschicht, Schutzschicht und Abdichtung. Für die Bemessung der Brücken wurde jeweils von einer Schichtstärke von 10 cm ausgegangen. Für die Brücken Gemeindestrassen wurden folgende Strassenbeläge definiert:

Tabelle 3-6: Beläge Brücken Gemeindestrassen

Belag	Fahrbahn	Gehweg
Deckschicht AC 8 N	30 mm	30 mm
Schutzschicht MA 16 N	55 mm	40 mm
Abdichtung PBD	5 mm	5 mm

3.6.3 Bemessung

Die Ersatz- und Neubauten der Brücken Gemeindestrassen wurden in einem ersten Schritt mithilfe der Software CEDRUS-8 (Berechnung und Bemessung von Stahlbetonplatten nach der FE-Methode), STATIK-8 (Berechnung von ebenen und räumlichen Stabtragwerken nach Theorie 1. und 2. Ordnung) und FAGUS-8 (Querschnittsanalyse: Analysen an Stahlbeton-, Spannbeton- und Verbundquerschnitten, dünnwandige Querschnitte, schiefe Biegung) vorbemessen.

Die Brücken weisen unterschiedliche Spannweiten und Breiten auf. Zudem stellen die Anschlüsse an bestehende Strassen Anforderungen an die OK der Brücke und das Freibord/Verklauungswahrscheinlichkeit in Kombination mit der lichten Weite Anforderungen an die Lage der UK der Brücken. Die Breite der Brücken ergibt sich aus den gewünschten Nutzungen. Die Länge und vor allem die Mächtigkeit der Brückenplatte wurden in mehreren Schritten optimiert. Schlussendlich wurden die statischen Berechnungen anhand zweier Modelle durchgeführt:

- Verkehrsbrücke (12 m Länge / 6 m Breite / 0.40 m Mächtigkeit)
- Fussgängerbrücke (12 m Länge / 4 m Breite / 0.30 m Mächtigkeit)

Mit dieser Bemessung werden Brücken mit geringerer Spannweite bzw. Breite aus statischer Sicht abgedeckt. Innerhalb des Projektes gibt es, mit Ausnahme des Kobelstegs, keine Brücken an Gemeindestrassen, welche eine grössere Spannweite als 12 m aufweisen. Der Kobelsteg ist eine vorgespannte Brücke, weshalb diese statischen Berechnungen separat in Abschnitt 0 aufgeführt werden.

Die Einwirkungen werden wie in Kapitel 3.2 beschrieben angesetzt und der Lastfall Strassenverkehr resp. Fussgänger- und Radverkehr wird als massgebender Lastfall angenommen. Die Dicke der Brückenplatte für Strassenverkehr wird auf 40 cm vorbemessen, diejenige für Fussgänger- und Radverkehr auf 30 cm. Den Widerlagern wird jeweils eine Wandstärke von 50 cm zugewiesen.

Mit CEDRUS-8 werden zunächst die massgebenden Bewehrungsmomente der verschiedenen Bewehrungslagen bestimmt. Aufgrund der erhaltenen Resultate kann davon ausgegangen werden, dass die Brückenplatten mit gängigen Armierungs-Durchmessern bewehrt werden können. Ausgehend von einer 150 mm-Teilung ist in Bereichen mit erhöhten Bewehrungsmomenten eine Armierung mit Durchmessern bis 26 mm vorzusehen (Obere Lage in x-Richtung in Randbereichen, untere Lage in x-Richtung in Brückenmitte). In den übrigen Bereichen wird eine Bewehrung mit Durchmesser 18 mm und 150 mm-Teilung vorgesehen. Die graphische Darstellung der Resultate ist im Anhang ersichtlich

Betreffend Querkräften zeigen die entsprechenden Berechnungen, dass in den Randbereichen eine zusätzliche Querkraftbewehrung notwendig ist. Durchmesser von 10 mm bzw. 12 mm sind hier ausreichend.

Die Berechnungen mit CEDRUS-8 ergeben aufgrund der Vermaschung z.T. unrealistische Spitzenwerte. Wo solche festgestellt wurden, wurde ein plausibler Bereich definiert, auf den diese Spitzenwerte wirken. Entsprechend wurden die Werte auf diese Bereiche verteilt und zu einem realistischen Wert abgemindert.

Mit der Software STATIK 8 wurde anschliessend ein entsprechendes Stabmodell erstellt, wobei die Brücke als Rahmentragwerk definiert wurde. Die Einwirkungen wurden erneut wie in Kapitel 3.2 definiert angesetzt. Die Resultate der Modellierung mit STATIK-8 bestätigen die

Resultate der Berechnung des Plattenmodells mit CEDRUS-8. Die gewählten Armierungen werden deshalb als plausibel bewertet.

Ausgehend von der vorgeschlagenen Ausbildung der Armierung wurde anschliessend der Querschnitt der Brückenplatte mit FAGUS-8 überprüft, einmal im Feld und einmal im Randbereich. Zur Überprüfung des Querschnittes wurden die Resultate der Berechnungen mit STATIK-8 herangezogen. Das resultierende N-M-Interaktionsdiagramm zeigt, dass die entsprechenden Querschnittsnachweise erbracht werden.

3.6.4 Nachweis Pfahlfundation

Im Rahmen des Bauprojekts wird der Nachweis der äusseren axiale Tragsicherheit und der Nachweis der inneren Tragsicherheit durchgeführt.

Tabelle 7: Nachweise.

Nachweis Tragsicherheit (GZ Typ 2)	Methode
Äussere axiale Tragsicherheit	SIA 267 / Lang et al. (2010)
Äussere laterale Tragsicherheit	SIA 267 / Broms (1964)
Innere Tragsicherheit	SIA 267 / SIA 262
Nachweis Gebrauchstauglichkeit	Methode
Setzungen an Pfahlkopf	Randolph & Worth (1978)

Bemerkung:

- Für den Nachweis der äusseren axialen Tragsicherheit wird die analytische Methode nach Lang et al. verfolgt. Da eine Rammsondierung ohne Ermittlung der Spitzenwiderstände durchgeführt wurde und nicht eine Drucksondierung (CPT), kann für einen Vergleich der Resultate nicht die empirische Methode nach EA Pfähle herangezogen werden.

Die berücksichtigten Gefährdungsbilder für die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sind der Projektbasis zu entnehmen. Die Bemessung erfolgt für den vollendeten Endzustand.

Wasserspiegel

Für die Berechnung wird der maximale Grundwasserspiegel (400.90 m ü.M.) berücksichtigt, welcher näherungsweise auf derselben Höhenlage wie UK Brückenfundamentträger angesetzt wird.

Materialspezifikation

Tabelle 8: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe gem. TB Dossier 4, Kapitel 3.8.1.

Bauteil	Baustoffe	Kennwerte	
Bohrpfahl	Betonstahl	B500B	f_{sk} = 500 N/mm ²
			E_s = 205 kN/mm ²
	Beton	NPK I (SCC) C30/37	f_{ck} = 30 N/mm ²
			f_{cd} = 20 N/mm ²
			D_{max} = 32 mm
			Cl = 0.10 -

3.6.4.1 Einwirkungen

Tabelle 9: Ständige Einwirkungen auf das Brückenfundament.

Einwirkung			
Brücke	Überbau	$W_1 = (5.00 \cdot 21.00 \cdot 0.55) \cdot 25 \text{ kN/m}^2$	= 1444 kN
	Widerlager	$W_2 = (2.00 \cdot 21.00 \cdot 0.50) \cdot 25 \text{ kN/m}^2$	= 525 kN
	Fundament	$W_2 = (0.50 \cdot 21.00 \cdot 0.80) \cdot 25 \text{ kN/m}^2$	= 210 kN

Total: $Q_{1,k} = 2179 \text{ kN}$

Tabelle 10: Veränderliche Einwirkungen auf das Brückenfundament.

Einwirkung			
Strassenverkehr	gem. TB Dossier 4	Q_1	= 270 kN
		$q_1 = (10 \cdot 1\text{m}) \cdot 8.1 \text{ kN/m}^2$	= 81 kN
Schnee	gem. TB Dossier 4	$q_3 = (10 \cdot 1\text{m}) \cdot 1.5 \text{ kN/m}^2$	= 15 kN

Total: $Q_{2,k} = 366 \text{ kN}$

Die Einwirkungen von Explosion, Brand, saisonal thermische Expansion und Erdbeben werden in der Berechnung nicht berücksichtigt. Insbesondere die zwei Letzteren sollten im Projektfortschritt betrachtet werden, da diese eine laterale Pfahlbeanspruchung mit sich bringen.

Resultierende Einzelpfahlbeanspruchung

Für den Tragsicherheitsnachweis im Grenzzustand Typ 2 werden die folgenden Lastenbeiwerte und Widerstandsbeiwerte gem. SIA 267 und SIA 260 berücksichtigt:

Tabelle 11: Lasten- und Widerstandsbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit.

Einwirkung	Lastenbeiwert (GZ Typ 2)	
	Ständige Einwirkungen (ungünstig wirkend)	$\gamma_{G,sup}$
Veränderliche Einwirkungen (ungünstig wirkend)	γ_Q	1.50
Einwirkung	Widerstandsbeiwert (GZ Typ 2)	
	Umrechnungsfaktor äussere Tragwiderstand	η_a
Umrechnungsfaktor innere Tragwiderstand	η_i	0.8
Äussere Tragwiderstand	γ_{Ma}	1.30

Die resultierende Brückenfundamentbeanspruchung ergibt sich somit zu:

$$Q_d = \gamma_{G,sup} \cdot Q_{1,k} + \gamma_Q \cdot Q_{2,k} = 1.35 \cdot 2179 + 1.50 \cdot 366 = 3490 \text{ kN}$$

Es wird angenommen, dass die Brückenfundamentbeanspruchung gleichmässig auf die Bohrpfähle verteilt wird. In einem Abstand von 2.00 m werden die Bohrpfähle angesetzt. In Abhängigkeit der Länge des Brückenwiderlagers ergibt dies beispielsweise im Fall der Brücke Walzenhauserstrasse von zehn Bohrpfähle pro Brückenwiderlager.

$$V_d = \frac{Q_d}{10} = \frac{3490}{10} = \underline{349 \text{ kN}}$$

3.6.4.2 Statischer Nachweis (Grenzzustand Typ 2)

Innere Tragsicherheit

$$V_d \leq R_{i,d} = \eta_i \cdot R_{mat,d}$$

$$R_{mat,d} = A_c f_{cd}$$

Benötigte Betonfläche: $A_{c,be} = \frac{V_d}{\eta_i \cdot f_{cd}} = \frac{349 \cdot 1000}{0.8 \cdot 20} = 21812.5 \text{mm}^2 = 0.022 \text{m}^2$

Vorhandene Betonfläche: $A_{c,vor} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 600^2}{4} = 282743 \text{mm}^2 = 0.28 \text{m}^2$

Pfahlquerschnitt $\leq 0.5 \text{m}^2$, gem. SIA 267, 9.6.3.2.3 $\rho_{min} = \rho_{soll} = A_s / A_c = 0.5\%$

$$A_s = 0.5\% \cdot A_c = 0.5\% \cdot 0.28 \cdot 10^6 = 1413.7 \text{mm}^2$$

Ann. Anzahl Längsbewehrung: 10 Stücke

$$A_s = 1413.7 \text{mm}^2, \quad \emptyset = \sqrt{\frac{1413.7 \cdot 4}{\pi \cdot 10}} = 13.4 \text{mm} \approx 14 \text{mm}$$

Längsbewehrung: 10 Ø14mm

Querkraftbewehrung: Ann. Spirale Ø14mm @250

Äussere axiale Tragsicherheit

$$V_d \leq R_{a,d} = \eta_a \cdot \frac{R_{a,k}}{\gamma_{Ma}}$$

i. Mantelreibung gem. LHAP, 12.5

$$R_{s,k} = A \cdot \tau = Ul \cdot \tau_s = \pi D l \cdot \tau_s = \pi D l \cdot K \sigma'_{v,k} \tan \delta_k$$

mit: Bohrpfahl: $K = K_a$ bzw. K_0 Rammpfahl: $K = K_p$

Stahl: $\delta_k = 20^\circ$

Beton: $\delta_k = 0.5\varphi'$

Holz: $\delta_k = 0.7\varphi'$

1. Schicht: Überschwemmungs- / Verlandungssedimente

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0.39$$

$$\delta_k = 0.5 \cdot 26^\circ = 13^\circ$$

$$\sigma'_{v,k} (z = 2.7 \text{m}) = 20 \cdot 2 + (17 - 10) \cdot 0.7 = 45 \text{kN/m}^2$$

$$R_{s1,k} = \pi \cdot 0.6 \cdot 1.4 \cdot 0.39 \cdot 45 \cdot \tan 13^\circ = 10.70 \text{kN}$$

$$\text{für DC-Pfahl: } q_{s1,k} = 0.39 \cdot 45 \cdot \tan 13^\circ = 0.004 \text{MN/m}^2$$

2. Schicht: Bachschutt

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.31$$

$$\delta_k = 0.5 \cdot 32^\circ = 16^\circ$$

$$\sigma'_{v,k} \left(z = 3.4 \text{m} + \frac{L}{2} \right) = 20 \cdot 2 + (17 - 10) \cdot 1.4 + (19 - 10) \cdot \frac{L}{2} = 50 \text{kN/m}^2 + 4.5L$$

$$R_{s2,k} = \pi \cdot 0.6 \cdot L \cdot 0.31 \cdot (50 + 4.5L) \cdot \tan 16^\circ = 8.40L + 7.54L^2$$

$$\text{für DC-Pfahl: } q_{s2,k} (L = 2.6 \text{m}) = 0.31 \cdot 62 \cdot \tan 16^\circ = 0.0055 \text{MN/m}^2$$

Total Mantelreibung: $R_{s,k} = R_{s1,k} + R_{s2,k} = 10.70kN + 8.40L + 7.5L^2$
 $R_{s,k}(L = 2.6m) = \underline{84 \text{ kN}}$

ii. Spitzendruck gem. LHAP, 12.5

$$R_{b,k} = A \cdot \sigma'_{v,k} \cdot N_q \cdot X = \frac{\pi D^2}{4} \sigma'_{v,k} N_q X$$

2. Schicht: Bachschutt

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 23.18$$

$$X = 1.9 \quad \text{mit: } \frac{h}{D} = \frac{L}{D}, \text{ Ann. } \frac{L}{D} = 2.5 \text{ und } \varphi' = 32^\circ$$

$$\sigma'_{v,k}(z = 3.4m + L) = 20 \cdot 2 + (17 - 10) \cdot 1.4 + (19 - 10) \cdot L = 50kN/m^2 + 9L$$

$$\text{für DC-Pfahl: } q_{b2,k}(L = 2.6m) = 23.18 \cdot 1.9 \cdot = 3.23MN/m^2$$

Total Spitzendruck: $R_{b,k} = \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4} \cdot (50 + 9L) \cdot 23.18 \cdot 1.9 = 623kN + 112L$
 $R_{b,k}(L = 2.6m) = \underline{915 \text{ kN}}$

iii. Charakteristischer äussere axialer Tragwiderstand

$$R_{a,k} = R_{s,k} + R_{b,k} = 10.70 + 58.40L + 7.5L^2 + 623 + 112L = 633.70 + 170.40L + 0.75L^2$$

$$R_{a,k}(L = 2.6m) = \underline{1081.81 \text{ kN}}$$

iv. Dimensionierter äusserer axialer Tragwiderstand

$$R_{a,d} = \eta_a \cdot \frac{R_{a,k}}{\gamma_{Ma}} = 0.7 \cdot \frac{(633.70 + 170.40L + 0.75L^2)}{1.30} = 341.23 + 91.76L + 0.4L^2$$

$$\underline{349 \text{ kN}} = V_d \leq R_{a,d} = 341.23 + 91.76L + 0.4L^2$$

$$\leq R_{a,d} = -7.77 + 91.76L + 0.4L^2 \quad L_{min} = 0.85 \text{ m}$$

$$\underline{349 \text{ kN}} = V_d \leq R_{a,d}(L_{vorh} = 2.6m) = \underline{582.51 \text{ kN}} \quad \underline{\text{Nachweis i.O.}}$$

Statischer Nachweis Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sollen die zu erwarteten Setzungen am Bohrpfahlkopf berechnet werden. Dies kann beispielsweise nach der Methode von Randolph & Worth (1978) durchgeführt werden.

Die Gebrauchstauglichkeit wird durch konstruktive Massnahmen (gem. SIA 267, 9.6) sowie eine laufende Überwachung gewährleistet.

3.6.5 Tragfähigkeit des Bodens

Ebenfalls untersucht wurde die Tragfähigkeit des anstehenden Bodens. Es wurde die allgemeine Tragfähigkeitsformel verwendet:

$$\sigma_f = cN_c + (\gamma t + q)N_q + \frac{1}{2}b\gamma N_\gamma$$

Die Tragfähigkeitsfaktoren werden wie folgt bestimmt:

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan(\varphi)}$$

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi)} \left(\tan(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi) \right)^2$$

$$N_\gamma \approx 1.8(N_q - 1) \tan \varphi$$

Der Berechnung werden folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- Das Brückenfundament wird in Bachschutt fundiert (entsprechende Bodenkennwerte)
- Allfällige Einbindung wird vernachlässigt
- Fundamentabmessungen 6.00 m x 2.00 m
- Sicherheitsfaktor 2.0

Es ergibt sich eine Traglast von rund 2'500 kN, was nach Vergleich mit den entsprechenden Resultaten der STATIK-8 Berechnungen als ausreichend bewertet wird.

Wird eine Brücke nicht auf Bachschutt fundiert, so ist die Tragfähigkeit des Bodens mit den entsprechenden angepassten Kennwerten erneut zu überprüfen. Alternativ ist lokal ein entsprechender Materialersatz durchzuführen.

Im Projektverlauf wurden die die Brückenfundation aufgrund des hohen Grundwasserspiegels mittels Bohrpfählen anstatt mit Flachfundation geplant. Der Kobel- und Haslachsteg sind weiterhin flach gegründet.

3.6.6 Auftrieb

Die Brücken im Retentionsraum (vgl. Abschnitt 3.2.5) können im Hochwasserfall eingestaut werden. Die massive Bauweise, ohne Hohlräume, bewirkt, dass der Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb erfüllt ist.

3.7 Statisches System und Bemessung vorgespannter Betonbau

Der Kobelsteg ist ein integraler Bestandteil des geplanten Naturparks Kobel. Aufgrund der grossen Spannweite wird diese Brücke vorgespannt ausgeführt. Es handelt sich hierbei um eine Personen- und Langsamverkehrsverbindung zwischen den Quartieren Wees (rechtsufrig) und Spitalquet (linksufrig).

Durch die Festlegungen im Rahmen der Nutzungsvereinbarung Brücken an Gemeindestrassen ergaben sich Änderungen in der bisherigen Brückengeometrien. Neu wird der Steg mit 3.50 m breiter Brückenplatte (statt 3.20 m) und auskragenden Kanzeln mit Sitzbänken (Querschnittbreite bis 8.25 m) projektiert. Das statische System bleibt in seinen Grundzügen bestehen, durch die veränderte Geometrie (Verbreiterung der Brückenplatte allgemein und Verbreiterung aufgrund auskragender Kanzeln) ändert sich aber die Bemessung. Die Bemessung ist im Anhang 7.1 verfügbar.

3.7.1 Unterbau und Nachweis Pfahlfundation

3.7.1.1 Situation

Die Stahlbetonträger werden monolithisch mit den Pfeilern resp. den Widerlagerwänden verbunden. Gemäss geologischen Bericht bspw. Rammsondierungen vom Februar 2018 [29] steht unterhalb von ca. 399-400 m ü. M. eine ca. 6 m mächtige Schicht aus Bachschutt an. Jedoch befindet sich gemäss der geologischen Untersuchung und des Grundwassermonitorings [33] der mittlere Grundwasserspiegel bei ca. 400.50 m ü. M. Die zuerst angedachte Flachfundation hat grössere Baugruben mit erheblichem Aushub, vertikalem Baugrubenverbau und kostenintensiver Wasserhaltung während des Baus zur Folge.

Die vier Pfeiler des Kobelstegs sind 40 cm stark und weisen entsprechend der Linienführung der Brücke variable Höhen auf. Die Pfeiler sind als Scheiben mit halbrunden An- und Abströmkanten ausgebildet. Dadurch wird der Anströmdruck und die Wirbelbildung reduziert.

Die Gründung der Pfeiler erfolgt auf jeweils zwei Bohrpfehlen à 60 cm Durchmesser, welche mittels Kopfbalken monolithisch verbunden sind und damit den Anschluss zum Pfeiler herstellen. Die OK Fundament liegen ca. 50 cm unter Terrain.

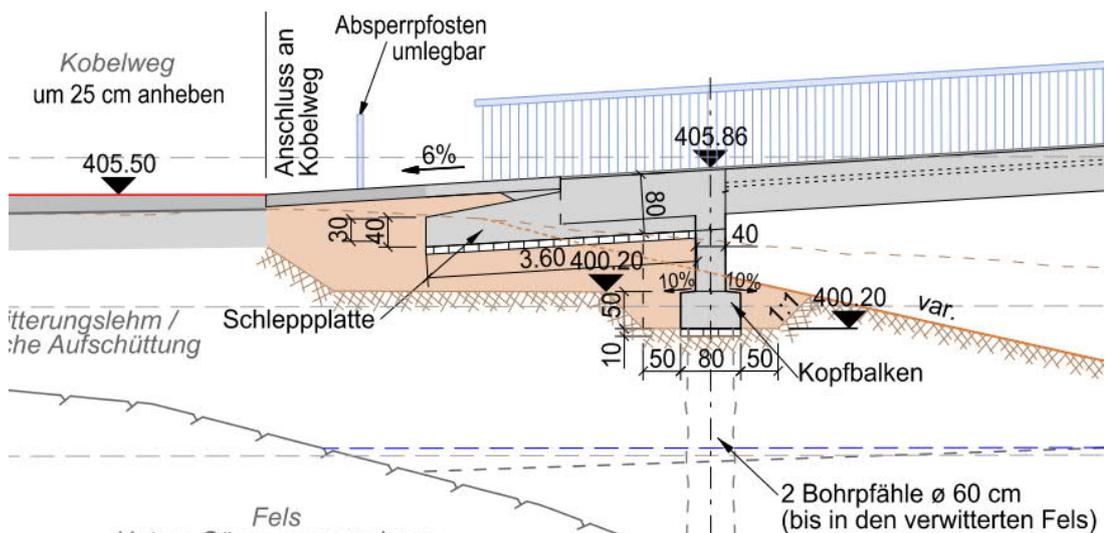


Abbildung 3-5: Widerlager des Kobelstegs

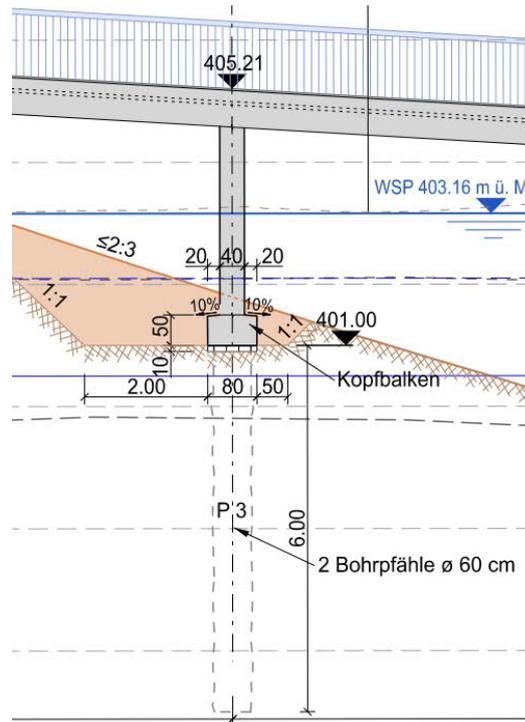


Abbildung 3-6: Unterbau des Kobelstegs

Die Widerlager des Kobelstegs sind nicht kraftschlüssig mit der Brücke verbunden. Dadurch können sie sehr schlank ausgeführt werden. Eine Schlepplatte ist bei beiden Stegen projektiert, um das ungleichmässige Absenken des Fahrbahnanschlusses zu verhindern.

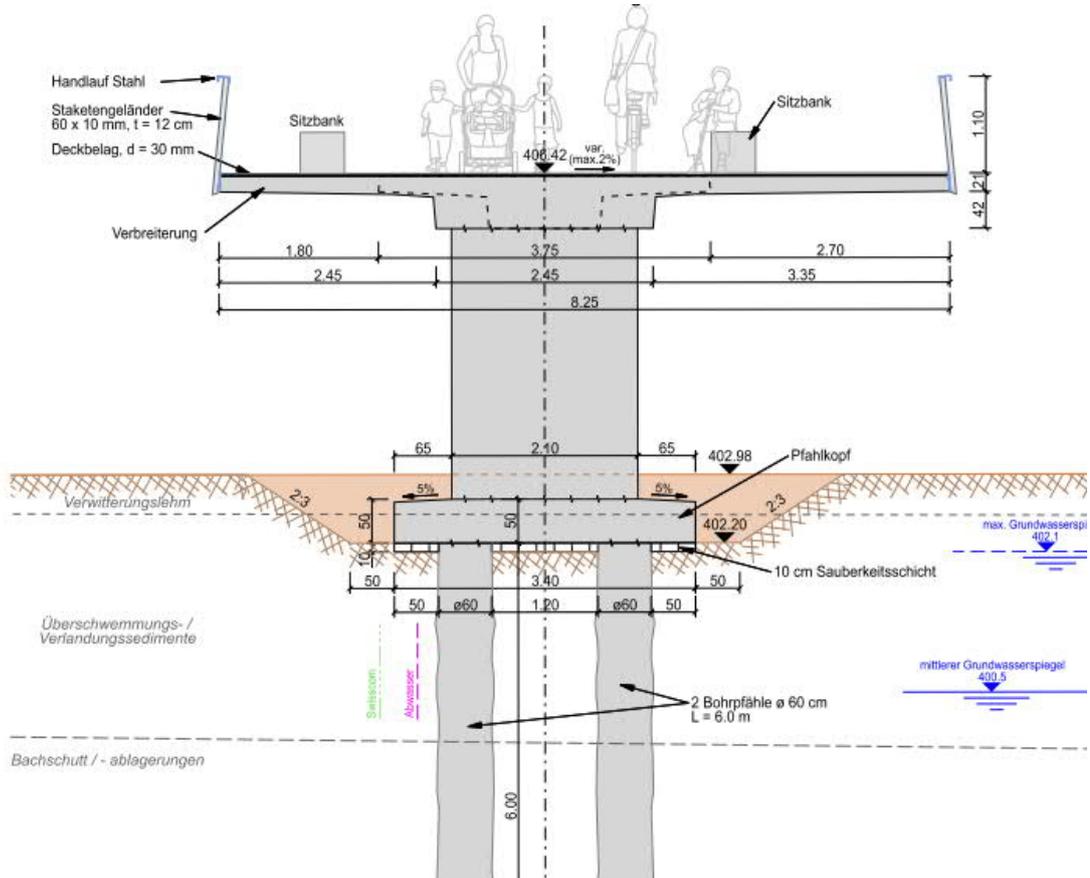


Abbildung 7: Kobelstege, Querschnitt Fundation Pfeiler 2

Vorgehen der Berechnung

Für die vollständige Dimensionierung der Bohrpfahlfundation sollen die folgenden Nachweise durchgeführt werden. Im Rahmen des Bauprojekts wird der Nachweis der äusseren axialen Tragsicherheit und der Nachweis der inneren Tragsicherheit durchgeführt.

Tabelle 12: Nachweise.

Nachweis Tragsicherheit (GZ Typ 2)	Methode
Äussere axiale Tragsicherheit	SIA 267 / Lang et al. (2010)
Äussere laterale Tragsicherheit	SIA 267 / Broms (1964)
Innere Tragsicherheit	SIA 267 / SIA 262
Nachweis Gebrauchstauglichkeit	Methode
Setzungen an Pfahlkopf	Randolph & Worth (1978)

Bemerkung:

- Für den Nachweis der äusseren axialen Tragsicherheit wird die analytische Methode nach Lang et al. verfolgt. Da eine Rammsondierung ohne Ermittlung der Spitzenwiderstände durchgeführt wurde und nicht eine Drucksondierung (CPT), kann für einen Vergleich der Resultate nicht die empirische Methode nach EA Pfähle herangezogen werden.

Die berücksichtigten Gefährdungsbilder für die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sind der Projektbasis zu entnehmen. Die Bemessung erfolgt für den vollendeten Endzustand.

Wasserspiegel

Für die Berechnung wird der maximale Grundwasserspiegel (402.10 m ü.M.) berücksichtigt, welcher näherungsweise auf derselben Höhenlage wie UK Brückenfundamentträger angesetzt wird.

Materialspezifikation

Tabelle 13: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe gem. TB Dossier 4, Kapitel 3.8.1.

Bauteil	Baustoffe	Kennwerte	
Bohrpfahl	Betonstahl	B500B	f_{sk} = 500 N/mm ²
			E_s = 205 kN/mm ²
	Beton	NPK I (SCC) C30/37	f_{ck} = 30 N/mm ²
			f_{cd} = 20 N/mm ²
			D_{max} = 32 mm
		Cl = 0.10 -	

3.7.1.2 Einwirkungen

Tabelle 14: Ständige Einwirkungen auf das Brückenfundament.

Einwirkung		
Brücke	Überbau	$W_1 = ((0.21 \cdot 8.25) + (0.42 \cdot 2.45)) \cdot (9.45 + 10.50) \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 515 \text{ kN}$
	Pfeiler	$W_2 = (3.10 \cdot 2.10 \cdot 0.40) \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 66 \text{ kN}$
	Fundament	$W_2 = (0.50 \cdot 3.40 \cdot 0.80) \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 34 \text{ kN}$

Total: $Q_{1,k} = 615 \text{ kN}$

Tabelle 15: Veränderliche Einwirkungen auf das Brückenfundament.

Einwirkung			
Unterhaltsfahrzeug	gem. TB Dossier 4	Q_1	= 50 kN
Fuss- und Radverkehr	gem. TB Dossier 4	$q_2 = (3.75 \cdot 1m) \cdot 4kN/m^2$	= 15 kN
Schnee	gem. TB Dossier 4	$q_3 = (8.25 \cdot 1m) \cdot 4kN/m^2$	= 13 kN

Total: $Q_{2,k} = 96$ kN

Die Einwirkungen von Explosion, Brand, saisonal thermische Expansion und Erdbeben werden in der Berechnung nicht berücksichtigt. Insbesondere die zwei Letzteren sollten im Projektfortschritt betrachtet werden, da diese eine laterale Pfahlbeanspruchung mit sich bringen.

Resultierende Einzelpfahlbeanspruchung

Für den Tragsicherheitsnachweis im Grenzzustand Typ 2 werden die folgenden Lastenbeiwerte und Widerstandsbeiwerte gem. SIA 267 und SIA 260 berücksichtigt:

Tabelle 16: Lasten- und Widerstandsbeiwerte für den Nachweis der Tragsicherheit.

Einwirkung	Lastenbeiwert (GZ Typ 2)	
	Ständige Einwirkungen (ungünstig wirkend)	$\gamma_{G,sup}$
Veränderliche Einwirkungen (ungünstig wirkend)	γ_Q	1.50
Einwirkung	Widerstandsbeiwert (GZ Typ 2)	
	Umrechnungsfaktor äussere Tragwiderstand	η_a
Umrechnungsfaktor innere Tragwiderstand	η_i	0.8
Äussere Tragwiderstand	γ_{Ma}	1.30

Die resultierende Brückenfundamentbeanspruchung ergibt sich somit zu:

$$Q_d = \gamma_{G,sup} \cdot Q_{1,k} + \gamma_Q \cdot Q_{2,k} = 1.35 \cdot 615 + 1.50 \cdot 96 = 974 \text{ kN}$$

Es wird angenommen, dass die Brückenfundamentbeanspruchung auf den zwei vorgesehenen Bohrpfehlen gleichmässig verteilt wird:

$$V_d = \frac{Q_d}{2} = \frac{974}{2} = \underline{487 \text{ kN}}$$

3.7.1.3 Statischer Nachweis (Grenzzustand Typ 2)

Innere Tragsicherheit

$$V_d \leq R_{i,d} = \eta_i \cdot R_{mat,d}$$

$$R_{mat,d} = A_c f_{cd}$$

$$\text{Benötigte Betonfläche: } A_{c,be} = \frac{V_d}{\eta_i f_{cd}} = \frac{487 \cdot 1000}{0.8 \cdot 20} = 30437.5 \text{ mm}^2 = 0.03 \text{ m}^2$$

$$\text{Vorhandene Betonfläche: } A_{c,vor} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 600^2}{4} = 282743 \text{ mm}^2 = 0.28 \text{ m}^2$$

$$\text{Pfahlquerschnitt} \leq 0.5 \text{ m}^2, \text{ gem. SIA 267, 9.6.3.2.3 } \rho_{min} = \rho_{soll} = A_s / A_c = 0.5\%$$

$$A_s = 0.5\% \cdot A_c = 0.5\% \cdot 0.28 \cdot 10^6 = 1413.7 \text{ mm}^2$$

Ann. Anzahl Längsbewehrung: 10 Stücke

$$A_s = 1413.7 \text{ mm}^2, \quad \varnothing = \sqrt{\frac{1413.7 \cdot 4}{\pi \cdot 10}} = 13.4 \text{ mm} \approx 14 \text{ mm}$$

Längsbewehrung: 10 Ø14mm

Querkraftbewehrung: Ann. Spirale Ø14mm @250

Äussere axiale Tragsicherheit

$$V_d \leq R_{a,d} = \eta_a \cdot \frac{R_{a,k}}{\gamma_{Ma}}$$

v. Mantelreibung gem. LHAP, 12.5

$$R_{s,k} = A \cdot \tau = Ul \cdot \tau_s = \pi D l \cdot \tau_s = \pi D l \cdot K \sigma'_{v,k} \tan \delta_k$$

mit: Bohrpfahl: $K = K_a$ bzw. K_0 Rammpfahl: $K = K_p$

Stahl: $\delta_k = 20^\circ$

Beton: $\delta_k = 0.5\varphi'$

Holz: $\delta_k = 0.7\varphi'$

1. Schicht: Überschwemmungs- / Verlandungssedimente

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{26^\circ}{2} \right) = 0.39$$

$$\delta_k = 0.5 \cdot 26^\circ = 13^\circ$$

$$\sigma'_{v,k}(z = 2m) = 18 \cdot 1 + (17 - 10) \cdot 1 = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{s1,k} = \pi \cdot 0.6 \cdot 2 \cdot 0.39 \cdot 25 \cdot \tan 13^\circ = 8.49 \text{ kN}$$

$$\text{für DC-Pfahl: } q_{s1,k} = 0.39 \cdot 25 \cdot \tan 13^\circ = 0.00225 \text{ MN/m}^2$$

2. Schicht: Bachschutt

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.31$$

$$\delta_k = 0.5 \cdot 32^\circ = 16^\circ$$

$$\sigma'_{v,k} \left(z = 3m + \frac{L}{2} \right) = 18 \cdot 1 + (17 - 10) \cdot 2 + (19 - 10) \cdot \frac{L}{2} = 32 \text{ kN/m}^2 + 4.5L$$

$$R_{s2,k} = \pi \cdot 0.6 \cdot L \cdot 0.31 \cdot (32 + 4.5L) \cdot \tan 16^\circ = 5.36L + 7.54L^2$$

$$\text{für DC-Pfahl: } q_{s2,k}(L = 4m) = 0.31 \cdot 50 \cdot \tan 16^\circ = 0.00444 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Total Mantelreibung: } R_{s,k} = R_{s1,k} + R_{s2,k} = 8.49 \text{ kN} + 5.36L + 7.54L^2$$

$$R_{s,k}(L = 4m) = \underline{\underline{95.24 \text{ kN}}}$$

vi. Spitzendruck gem. LHAP, 12.5

$$R_{b,k} = A \cdot \sigma'_{v,k} \cdot N_q \cdot X = \frac{\pi D^2}{4} \sigma'_{v,k} N_q X$$

2. Schicht: Bachschutt

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 23.18$$

$$X = 1.9 \quad \text{mit: } \frac{h}{D} = \frac{L}{D}, \text{ Ann. } \frac{L}{D} = 2.5 \text{ und } \varphi' = 32^\circ$$

$$\sigma'_{v,k}(z = 3m + L) = 18 \cdot 1 + (17 - 10) \cdot 2 + (19 - 10) \cdot L = 32 \text{ kN/m}^2 + 9L$$

$$\text{für DC-Pfahl: } q_{b2,k}(L = 4m) = 23.18 \cdot 1.9 \cdot 68 = 2.99 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Total Spitzendruck: } R_{b,k} = \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4} \cdot (32 + 9L) \cdot 23.18 \cdot 1.9 = 398 \text{ kN} + 112L$$

$$R_{b,k}(L = 4m) = \underline{846 \text{ kN}}$$

vii. Charakteristischer äussere axialer Tragwiderstand

$$R_{a,k} = R_{s,k} + R_{b,k} = 8.48 + 18.69L + 0.75L^2 + 398 + 112L = 406.48 + 130.70L + 0.75L^2$$

$$R_{a,k}(L = 4m) = \underline{941.4 \text{ kN}}$$

viii. Dimensionierter äusserer axialer Tragwiderstand

$$R_{a,d} = \eta_a \cdot \frac{R_{a,k}}{\gamma_{Ma}} = 0.7 \cdot \frac{(406.48 + 130.70L + 0.75L^2)}{1.30} = 218.9 + 70.4L + 0.4L^2$$

$$\underline{487 \text{ kN}} = V_d \leq R_{a,d} = 218.9 + 70.4L + 0.4L^2$$

$$\leq R_{a,d} = -268.1 + 70.4L + 0.4L^2$$

$$L_{min} = 3.80 \text{ m}$$

$$\underline{487 \text{ kN}} = V_d \leq R_{a,d}(L_{vorh} = 4m) = \underline{507 \text{ kN}}$$

Nachweis i.O.

Statischer Nachweis Gebrauchstauglichkeit

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sollen die zu erwarteten Setzungen am Bohrpfahlkopf berechnet werden. Dies kann beispielsweise nach der Methode von Randolph & Worth (1978) durchgeführt werden.

Die Gebrauchstauglichkeit wird durch konstruktive Massnahmen (gem. SIA 267, 9.6) sowie eine laufende Überwachung gewährleistet.

3.7.2 Oberbau

Der Tragquerschnitt besteht aus einem annähernd rechteckigen, vorgespannten Stahlbetonträger mit seitlich angeordneten Flanschen. Der vorgespannte Stahlbetonträger des Kobelsteigs weist Abmessungen von 1.25 x 0.60 m auf, im Bereich der auskragenden Kanzeln wird der Träger auf 2.45 m verbreitert.

Eine Belagsschicht ist notwendig, da die Qualität der Betonoberfläche in puncto Rauigkeit und strukturierter Oberfläche schwierig einzuhalten ist. Mit dem Belag kann die Ungenauigkeit in der abtalschierten Betonoberfläche kompensiert werden. Die Belagsschicht sieht homogen aus und gewährleistet die notwendige Sicherheit (Rauigkeit) für Fussgänger. Die Betonoberfläche des Tragquerschnitts wird mit Kugelstrahlen vorbereitet.

Trotz die Vorspannung können Schwindrisse beim Betonieren auftreten. Die kann besonders im Bereich der Konsole auftreten, da die feinere Konsole sich anders als der Hauptkörper verhält. Es entstehen durch verschiedene Temperaturentwicklungen Zwängungen beim Austrocknen. Die Bildung von Haarrissen ist nicht ausgeschlossen. Ein Haarriss wird bspw. durch Regenwasser sofort sichtbar, was einen optischen Mangel darstellt. Zudem kann sich Kalzit ansammeln. Der vorgesehene AC-Belag ist nicht wasserdicht. Die Abdichtung des Bauwerks zwischen Tragquerschnitt und Belag ist daher notwendig. Die Kosten der Abdichtung sind mit ca. 65.-CHF/m² vergleichsweise gering. Als Alternative anstelle des AC-Belags könnte Gussasphalt MA8 Pmb verwendet werden. Gussasphalt ist dicht aber teuer und schwieriger einzubauen. Normalerweise soll gemäss VSS 2 Schichten von Gussasphalt eingebaut werden. Im vorliegenden Fall ist AC-Belag mit Abdichtung ist die beste und günstige Option.

Stahlprofile 60 x 10 mm im Abstand von t = 12 cm bilden das Geländer. Die Profile sind seitlich über ein eine Befestigungsplatte (230 x 20 mm) am Trägerquerschnitt befestigt. Ein Handlauf aus Stahl deckt das Geländer.

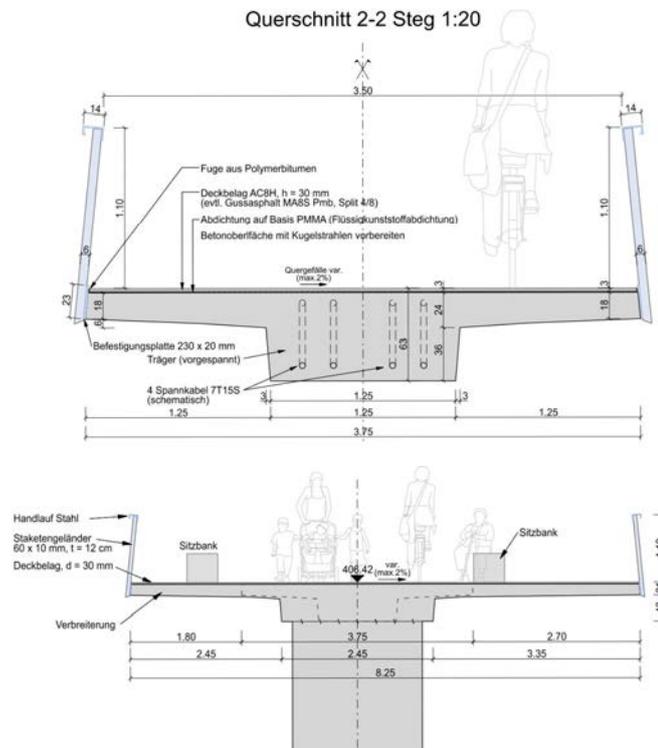


Abbildung 3-8: Brückenquerschnitt des Kobelsteigs (oben: normaler Trägerquerschnitt, unten: Trägerquerschnitt mit Kanzeln und Sitzbänken)

3.7.3 Bemessung

Die statischen Berechnungen erfolgten für das neue Bauwerk mit einer Totallänge von 65.58 m mit einem Mittelfeld von 21 m und zwei Randfeldern von je 18.90 m und 21 m Spannweite. Der Steg führt in zwei horizontalen Bögen über den Naturpark. Die Fahrbahn des Kobelstegs ist vertikal geneigt und beim Gefällswechsel kurz vor dem linken Mittelpfeiler ausgerundet. Die Pfeiler des Bauwerks sind einfach und strömungsgünstig geformt und auf Bohrpfählen fundiert.

Der neue Steg ist als integrale Brücke konzipiert. Die Stabilität des Tragwerks wird durch die monolithische Verbindung des Betonträgers zu den Pfeilern der Brücke gewährleistet. Die Pfeiler des Bauwerks werden ebenfalls in den Betonträger eingespannt.

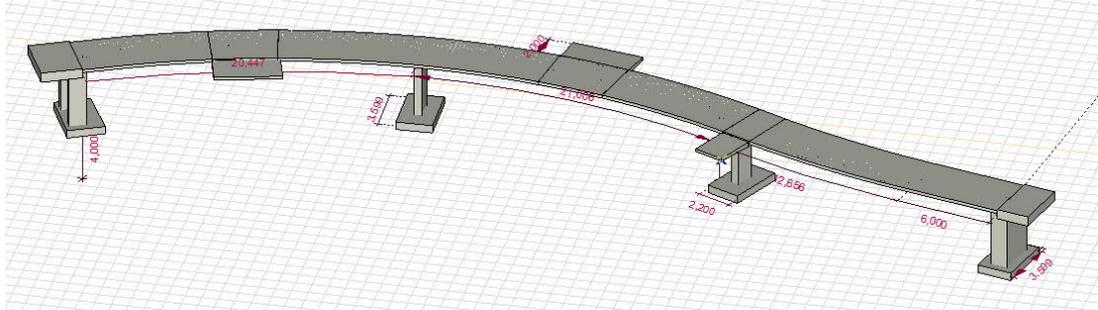


Abbildung 3-9: Angedachtes statisches System

Die Einwirkungen wurden gemäss Kapitel 3.2 angesetzt. Die resultierenden Kräfte sind entsprechend in Tabelle 3-17 zusammengefasst. Neben der Nutzlast "Nicht motorisierter Verkehr" wurde der Steg ebenfalls für ein Unterhaltsfahrzeug von 5 t bemessen. Aussergewöhnliche Einwirkungen werden nicht berücksichtigt. Die graphische Darstellung der Einwirkungen ist im Anhang 7.1 zusammengestellt.

Tabelle 3-17: Angesetzte Einwirkungen

Eigenlast		
Balken Stahlbeton	0.5·1.0 m·1.2 m·25 kN/m ³	15 kN/m
Geländer	2·0.3 kN/m	0.6 kN/m
Stahlbetonkonsolen	3 m·0.25 m·0.175 m·25 kN/m ³ /1.5 m	2.2 kN/m
Nutzlast		
Unterhaltsfahrzeug	Bewegliche Last	50 kN
Nicht motorisierter Verkehr, Lastmodell 1	4 kN/m ² ·3 m	12 kN/m
Vorspannung		
Vorspannung auf Balken		-23 kN/m
Vorspannung auf Stützen	Mittelpfeiler	432 kN
	Randpfeiler	187 kN
Temperatur		
Temperatur		±10°C

Die Vorbemessung erfolgte mit der Software AxisVM X5 (Finite Element Programm). Die graphische Darstellung der Resultate ist im Anhang 7.1 zusammengestellt, in der Tabelle 3-18 sind die Extremwerte der Auswirkungen erfasst.

Tabelle 3-18: Resultierende Auswirkungen (Extremwerte)

Verformungen		
Vertikale Verformung	$W_{z,max}$	9.5 cm
Horizontale Verformung	$W_{y,max}$	1.5 cm
Längsverformung	$W_{x,max}$	1.8 cm
Schnittkräfte		
Vertikales Biegemoment	$M_{y,max}$	89 kNm (Stütze) / 116 kNm (Feld)
Horizontales Biegemoment	$M_{z,max}$	170.2 kNm (ohne Vorspannung)
Querkraft	$V_{z,max}$	486.5 kN (ohne Vorspannung)
Normalkraft	N_{max}	1'228.6 kN (ohne Vorspannung)

Die Längsvorspannung besteht aus 4 Spannkabeln in parabolischer Geometrie (Einheit 7T15S – 7 Litzen zu 150 mm²). Der Vorspannungsgrad ist so berechnet, dass alle permanenten Lasten des Bauwerks abgetragen werden können. Somit wird eine plastische Umlagerung im Betonträger verhindert. Die Rissbildung bleibt unter Kontrolle und der Spannungszustand des Bauwerks ist ausgeglichen. In Anhang 7.1 ist das Vorspannungskonzept im Längsschnitt und in Abbildung 3-10 im Querschnitt ersichtlich.

Um Korrosionsrisiken zu limitieren werden die Kabel isoliert und mit einem Potentialausgleich bzw. einer Potentialüberwachung bei den Ankerköpfen (Typ C-EC) versehen.

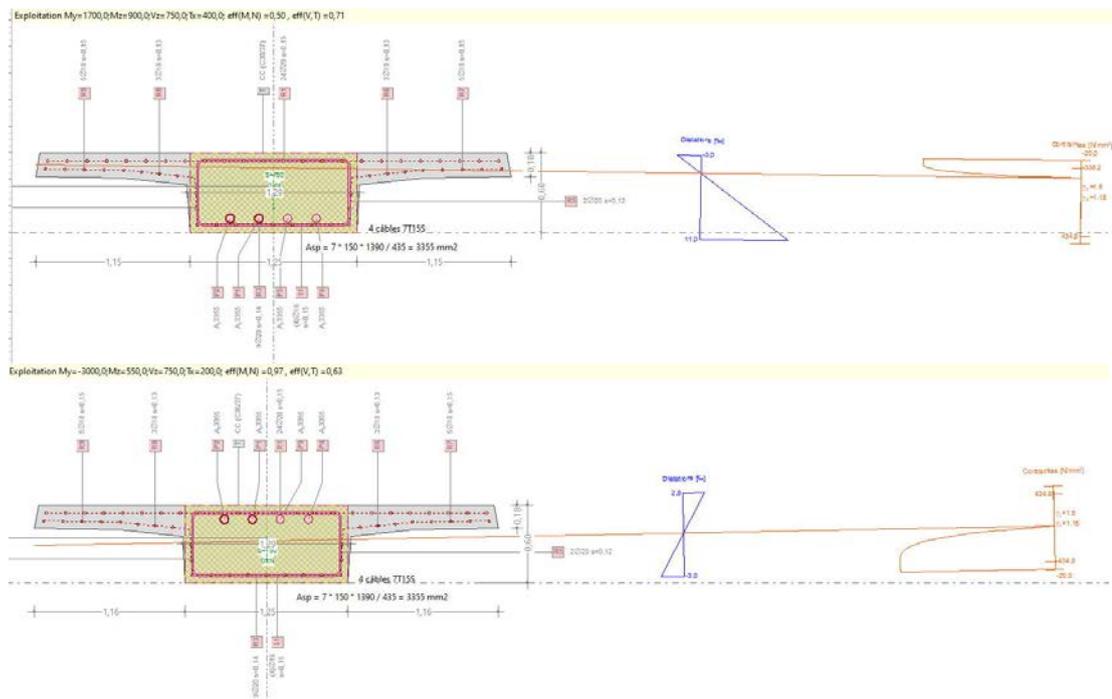


Abbildung 3-10: Vorspannungskonzept Querprofil (oben: Feld, unten: Stütze)

3.8 Projektbeschreibung, allgemein

3.8.1 Baustoffeigenschaften und Materialkennwerte

Die voraussichtlich eingesetzten Materialien weisen folgende Charakteristiken auf:

- Beton: SG 1 Beton gemäss SN EN 206:3013
C30/37, XD3 (CH), XF1 (CH)
 $D_{max} = 32$, CI 0.10, C3
CEM I oder CEM II
 $w/z = 0.43 (\pm 0.02)$
ohne künstlich zugeführte Luftporen
 $f_{cd} = 20.0 \text{ N/mm}^2$, $T_{cd} = 1.1 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 33.6 \text{ kN/mm}^2$
- Bewehrungsstahl: B500B $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $k_s = 1.08$
 $\epsilon_{ud} = 4.5 \%$
- Spannstahl: T15S $A_p = 150 \text{ mm}^2$
 $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{p0,1k} = 1600 \text{ N/mm}^2$
 $E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$
- Belag: siehe Kapitel 3.6.2.3
- Baustahl: S235 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, $T_y = 135 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ (für Dicke $t \leq 40 \text{ mm}$)
 $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
 $E = 210 \text{ kN/mm}^2$
 $G = 81 \text{ kN/mm}^2$
 $\nu = 0.3$

3.8.2 Qualitätsanforderungen

3.8.2.1 Stahlbeton

Es sind generell keine klaffenden Risse in den Bodenplatten, Wänden und Decken zugelassen (Vermeiden von grösseren Wasserzutritten, verbesserter Korrosionsschutz der Bewehrung, robuste Tragkonstruktion etc.).

Die Bauteile werden auf erhöhte Anforderungen bemessen (Minimalbewehrung, Rissbreitenbeschränkung auf ca. 0.3-0.4 mm), Konsolköpfe auf hohe Anforderungen.

In Anlehnung an SIA 197 8.6.2 [6] wird die Dichtigkeitsklasse 3: "Feucht bis nass, einzelne Feuchtstellen zugelassen" definiert. Die Bauwerksdecken werden mit einer PBD Abdichtung geschützt.

Es ist vorgesehen alle Flächen mit Schalungstyp 2 (Betonoberfläche mit einheitlicher Struktur) auszuführen.

Die zugelassenen Toleranzen orientieren sich an der Norm gemäss [10], es sind keine erhöhten Anforderungen vorgesehen.

3.8.2.2 Belag

Für den Belag gelten die Bestimmungen gemäss Richtlinie TBA; R 2016.03 Standardaufbauten Beläge des Kantons St. Gallen (siehe Kapitel 3.6.2.3) [19].

3.8.3 Wasserhaltung

Für die Projektierung der Wasserhaltung sind grundsätzlich zwei Aspekte zu berücksichtigen. Der erste Aspekt betrifft den natürlichen Wasserlauf der betroffenen Gewässer (Hinterburgbach, Buchholzbach, Kübach, Littenbach und Ächeli). Während der Bauphase ist vorzusehen diese Bäche an der Baustelle bzw. dem Bauwerk vorbeizuleiten. Am einfachsten sind hierfür entsprechende Rohre (Stahl, Kunststoff o. glw.) zu verlegen und Erddämme als Abschottung zu verwenden. Je nach Bauablauf muss die Bachumleitung während der Bauphase mehrmals umgelegt werden.

Im Zuge der geologischen Untersuchungen (siehe hierzu [29]) konnte zudem festgestellt werden, dass die Fundation der projektierten Brücken Gemeindestrassen grösstenteils im Grundwasser zu liegen kommen. Damit auf eine Grundwasserabsenkung während des Brückenbaus verzichtet werden kann, ist eine Pfahlfundation vorgesehen. Diese Variante wurde zudem in einem Kostenvergleich von verschiedenen Fundationstypen (Flach-, Bohrpfahl- und Mikropfahlgründung) als kostengünstigste Variante ausgewiesen.

Grundsätzlich sind die Baustellenperimeter für die Dauer der Bauarbeiten auf ein HQ_{20} des betroffenen Gewässers auszulegen.

Im Hinblick auf den Gewässerschutz sind vor allem Betonierarbeiten für Fundamente / Widerlager als kritisch einzustufen. Hier ist mit geeignetem Mitteleinsatz zu verhindern, dass beim Betonieren eingesetzte Materialien mit dem Gewässer in Kontakt kommen. Während den Betonierarbeiten anfallendes Wasser ist mittels einer entsprechenden Neutralisationsanlage in die Kanalisation einzuleiten und darf nicht dem natürlichen Gewässer zugeführt werden.

3.8.4 Baugrubensicherung

Die Baugruben für die Brückenerstellung mit Pfahlfundation sollen mit einer natürlichen Böschung von ca. 1:1 realisiert werden, wobei die Sohle der Baugrube oberhalb des Grundwasserspiegels liegt. Sind die Platzverhältnisse unzureichend, wird die Baugrube mittels Spundwänden gesichert. Vor Ausführung sind in den nahegelegenen Siedlungsgebieten entsprechende Rissaufnahmen zur Beweissicherung zu erstellen.

3.8.5 Provisorische Verkehrsführung und Signalisation

Während der Bauphase wird angestrebt allfällige Unterbrüche und Einschränkungen auf ein Minimum zu begrenzen. Für die Brücken Gemeindestrassen wird der Verkehr während der Bauphase umgeleitet. Es wird nicht angestrebt die Durchgängigkeit auch während der Bauphase sicherstellen zu können. Somit muss dies für allfällige Bauabläufe nicht berücksichtigt werden. Für den Langsamverkehr ist ein Provisorium bereit zu stellen.

Die provisorische Verkehrsführung ist abhängig von den massgebenden Randbedingungen, wie Schulwege, Buslinie, Transportrouten für Lastwagen. Diese Randbedingungen sind durch die Gemeinde festzulegen. Die provisorische Verkehrsführung, und damit verknüpft das Bauprogramm sind entsprechend zu planen.

Während der Bauausführung muss entlang der Baustelle ggf. eine entsprechende temporäre Signalisation erstellt werden. Die temporäre Signalisation richtet sich nach der Norm SN 640 886 [13]. Bei der Planung der Signalisation sind die entsprechenden Behörden frühzeitig mit einzubinden und die Signalisation durch diese zu genehmigen / abzunehmen.

3.9 Projektbeschreibung, objektspezifisch

3.9.1 Einleitung

In den nachfolgenden Abschnitten werden die wichtigsten spezifischen Eigenschaften und Abmessungen der einzelnen Brückenbauwerke aufgeführt. Für die detaillierten Bauwerkabmessungen sind die beiliegenden Brückenpläne zu konsultieren.

Weitere ergänzende Informationen zu den einzelnen Bauwerken sind im Technischen Bericht Wasserbau (Dossier 01) [27] aufgeführt.

3.9.2 Brücke Schlossbüchelsträsschen

3.9.2.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die Brücke Schlossbüchelsträsschen ist Bestandteil des projektierten Entlastungsstollens. Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG [30] und dem anhängenden geologischen Längsprofil liegen folgende Verhältnisse vor:

- | | |
|---------------------------------------|-------------------------|
| • OK Terrain (Stationierung ca. 35 m) | 405.9 m ü. M. |
| • Künstliche Aufschüttung | Bis ca. –2.00 m |
| • Bachschutt | ca. –2.00 m bis –4.50 m |
| • Fels (Untere Süsswassermolasse) | ab ca. –4.50 m |

Die vorliegenden hydrologischen Verhältnisse wurden der Rammsondierung R26 des geologischen Berichtes [30] entnommen:

- | | |
|---|----------------|
| • OK Terrain (Sondierungsstelle) | 410.41 m ü. M. |
| • Grundwasserspiegel (gemessen am 18.05.2018) | –3.05 m |

3.9.2.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Die Brücke wird so angeordnet, dass die Brückenplatte nach der Verengung des Entlastungskanals liegt. Die Breite der Fahrbahn ist auf 6.00 m festgelegt, die Spannweite von ca. 3 m wird durch den Kanalquerschnitt bestimmt. Die Linienführung des Schlossbüchelsträsschens muss aufgrund der gewählten Position der Brücke verlegt werden.

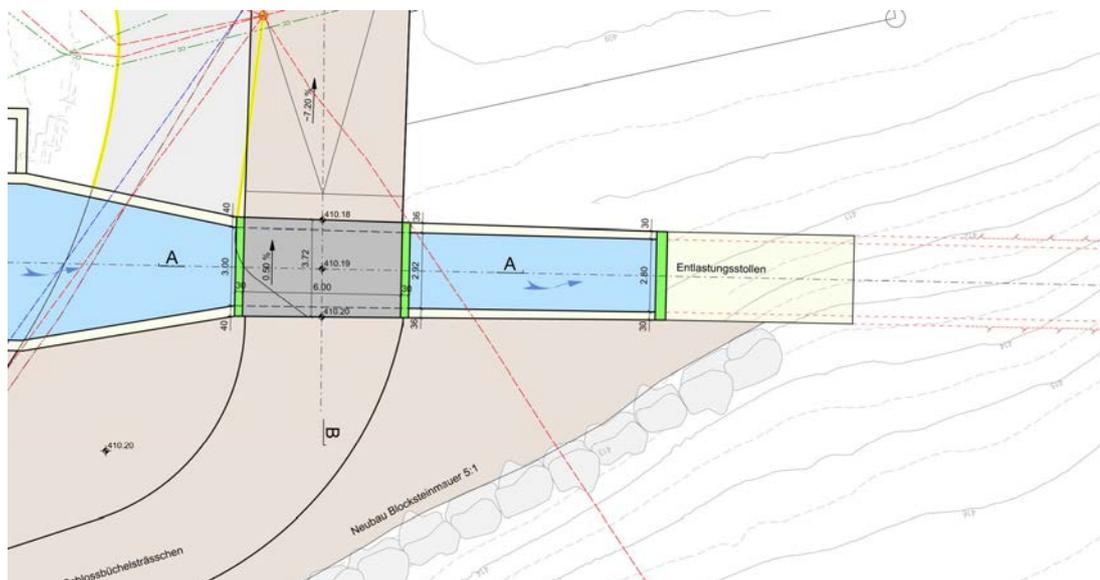


Abbildung 3-11: Horizontale Linienführung der Brücke Schlossbüchelsträsschen, Entlastungskanal

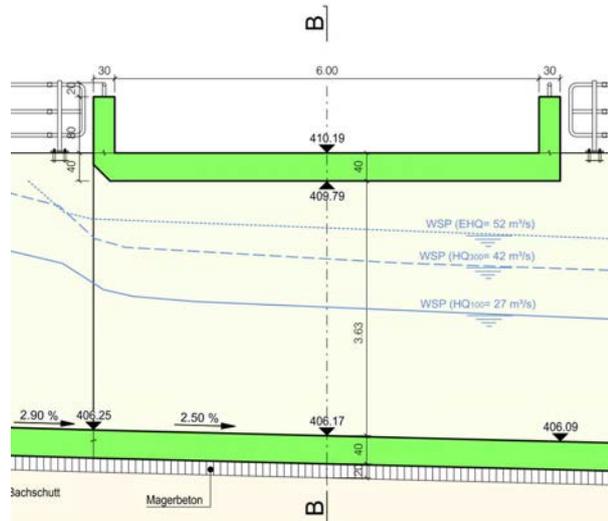


Abbildung 3-12: Vertikale Linienführung der Brücke Schlossbüchelsträsschen, Entlastungskanal

3.9.2.3 Geometrie

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Mauer 0.30 m
- Fahrbahn 6.00 m
- Mauer 0.30 m

Für diese Brücke sind, im Unterschied zu den anderen Brückenquerschnitten, seitliche Brüstungen mit aufgesetzten Geländern vorgesehen. Dies ist eine pragmatische Schutzmassnahme vor möglichen Flut-/Stosswellen aus dem Kanal. Die Brückenplatte wird in Längsrichtung um 0.5 % geneigt, um die Entwässerung der Brückenplatte zu ermöglichen.

Im heutigen Zustand handelt es sich beim Schlossbüchelsträsschen um eine Strasse ohne feste Fahrbahn (Kies). Dementsprechend wird die Brücke ohne Fahrbahnaufbau projektiert.

3.9.3 Brücke Kobelstrasse

3.9.3.1 Ausgangslage und Grundlagen

Im aktuellen Bestand wird der Strassenverkehr über die Littenbachstrasse geführt. Aufgrund der veränderten Linienführung ist der Brückenneubau Kobelstrasse über den Littenbach geplant. Die bestehende Brücke des Kübachs unterhalb der Littenbachstrasse wird in diesem Zuge abgebrochen. Der Neubau verbindet künftig die bestehende Littenbachstrasse, neu Kobelstrasse genannt, mit der neuen Strassenverlängerung Neufeld, künftig ebenfalls Kobelstrasse genannt. In diesem Zusammenhang wird das Drittprojekt Erweiterung des rechtsseitig angrenzenden Industriekomplexes berücksichtigt.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R16 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.42 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -2.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -2.00 m
- Länge der Rammsondierung 9.80 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 23.02.2018) -2.60 m

3.9.3.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Neubau Brücke Kobelstrasse weist rechtsseitig eine Kote von 404.225 m ü. M. und linksseitig von 404.275 m ü. M. auf. Direkt anschliessend an die Brücke ist beidseitig jeweils eine Rampe mit einem Gefälle von 6% vorgesehen, um die Linienführung auf die massgebenden Koten des angrenzenden Terrains anzupassen (rechtsseitig 403.80 m ü. M., linksseitig 404.60 m ü. M.). In Längsrichtung ist ein Gefälle von 0.5% vorgesehen, in Querrichtung ein Gefälle von 3%.

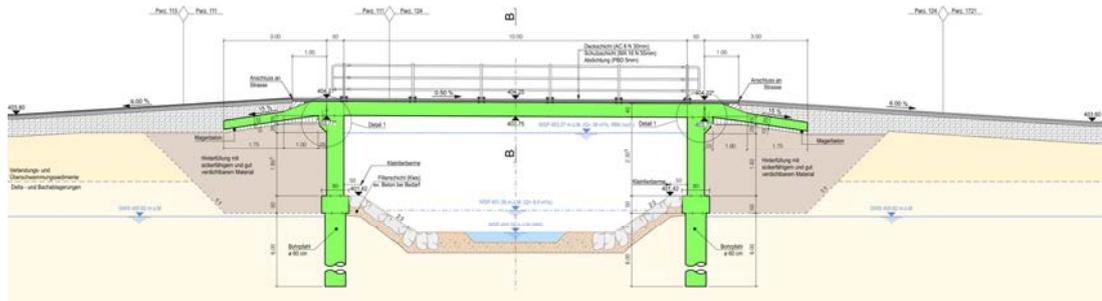


Abbildung 3-13: Vertikale Linienführung Brücke Kobelstrasse, Littenbach

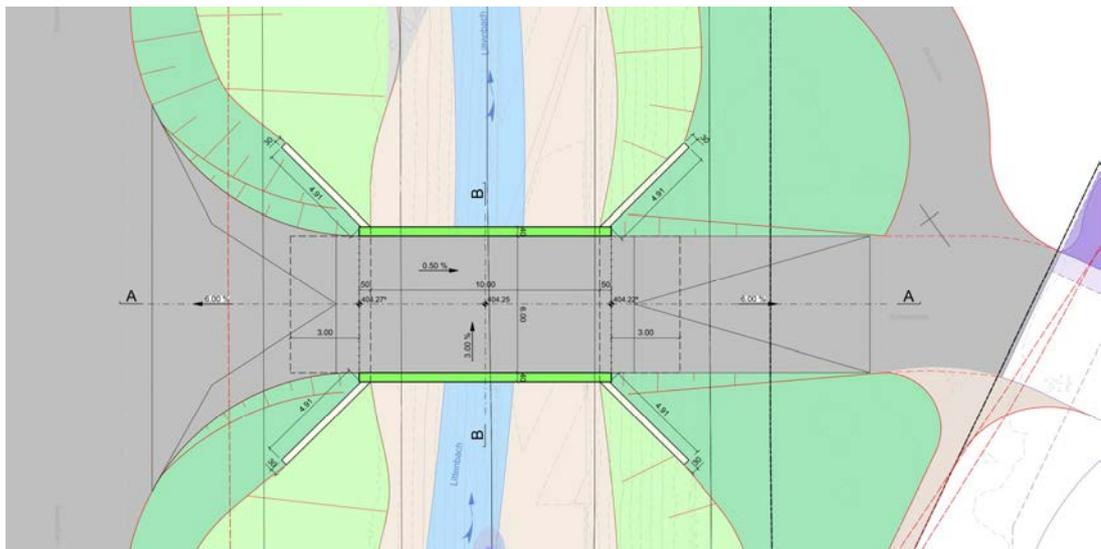


Abbildung 3-14: Horizontale Linienführung Brücke Kobelstrasse, Littenbach

3.9.3.3 Geometrie

Der Neubau Brücke Kobelstrasse weist eine lichte Weite von 10.00 m und eine Fahrbahnbreite von 6.00 m auf. Dies ermöglicht ein problemloses Kreuzen von Fahrzeugen. Es sind keine Gehwege vorgesehen. Ein Geländer dient als Absturzsicherung.

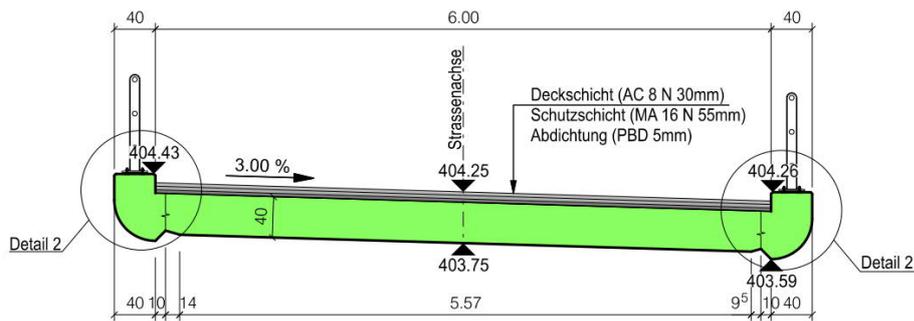


Abbildung 3-15: Querschnitt Brücke Kobelstrasse, Littenbach

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Fahrbahn 6.00 m
- Konsolkopf 0.40 m

3.9.4 Kobelsteg

3.9.4.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die bestehende Brücke Kobel wird als Folge der Hochwasserschutzmassnahmen und des geplanten Naturparks Kobel abgebrochen und durch einen neuen Steg ersetzt. Der Kobelsteg dient dem Personen- und Langsamverkehr und führt über den Naturpark. Über eine Treppe wird der Zugang zum Naturpark direkt über den Steg ermöglicht.

Das geologische Querprofil und die hydrogeologischen Verhältnisse basieren auf dem geologischen Bericht der von Moos AG ([29], [31]). Oberhalb ca. 400 m ü. M. liegen Schichten von künstlicher Aufschüttung, Verwitterungslehm und Überschwemmungs- / Verlandungs-sedimente vor. Unterhalb ist eine Schicht aus Bachschutt / -ablagerungen. Im Nordwesten des Bauwerkes steht Fels (Untere Süsswassermolasse) an. Der Verlauf der Bodenschichten ist dem beiliegenden Plan zu entnehmen, es liegen folgende Grundwasserspiegel vor:

- Mittlerer Grundwasserspiegel 400.5 m ü. M.
- Maximaler Grundwasserspiegel 402.1 m ü. M.

3.9.4.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Kobelsteg weist eine Gesamtlänge von 64,40 m auf, mit einem Mittelfeld von 21,00 m, und Randfeldern mit 21,00 m resp. 18,90 m Länge. Der Steg verläuft in zwei horizontalen Bögen mit $R = 45$ m resp. $R = 60$ m über den Naturpark. Im Bereich der Widerlager geht der Steg in eine Gerade über. In vertikaler Richtung macht der Kobelsteg einen Bogen mit $R = 134,10$ m. Das Längsgefälle liegt beidseitig des Gefällknicks bei 6 %, welches dem vorgeschriebenen maximalen Längsgefälle gemäss der Richtlinie "Behindertengerechte Fusswegnetze" der Schweizerischen Fachstelle für behindertengerechtes Bauen [23] entspricht. Die Fahrbahnbreite beträgt auf der gesamten Brückenlänge 3,50 m. Zusätzlich sind Kanzeln mit Sitzbänken vorgesehen, wodurch der Brückenquerschnitt auf maximal 8,25 m verbreitert wird. Das 1,10 m hohe Staketengeländer ermöglicht eine ausreichend grosse Anhaltesichtweite für den Fahrradverkehr.

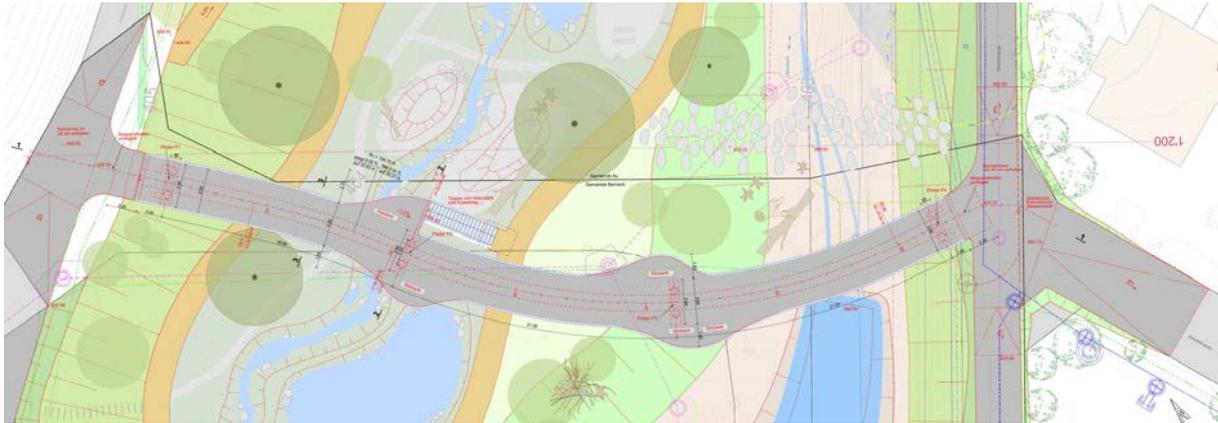


Abbildung 3-16: Horizontale Linienführung des Kobelstegs, Littenbach

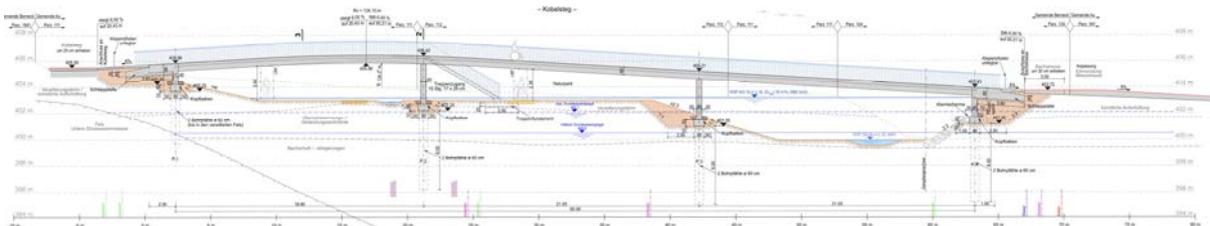


Abbildung 3-17: Vertikale Linienführung des Kobelstegs, Littenbach

3.9.4.3 Geometrie

Das Normalprofil im Brückenbereich ist in Kap. 3.7.2 beschrieben, resp. in Abbildung 3-8 ersichtlich. Über die gesamte Länge der Brücke steht eine Fahrbahnbreite von mindestens 3.50 m zur Verfügung.

3.9.5 Haslachsteg

3.9.5.1 Ausgangslage und Grundlagen

Der geplante Haslachsteg dient dem Personen- und Langsamverkehr und liegt im Bereich des geplanten Naturparks und nahe des Alters- und Pflegeheim Hof Haslach in Au. Für ein einheitliches Landschaftsbild innerhalb des neuen Naturparks ist der Haslachsteg im gleichen Stil wie der Kobelsteg projektiert. Aufgrund der deutlich reduzierten Spannweite wird der Haslachsteg aber als schlaff bewehrte Brücke ausgebildet.

Das geologische Querprofil und die hydrogeologischen Verhältnisse basieren auf dem geologischen Bericht der von Moos AG ([29], [31]). Oberhalb ca. 400 m ü. M. liegen Schichten von Überschwemmungs- / Verlandungssedimente vor. Unterhalb ist eine Schicht aus Bachablagerungen. Der Verlauf der Bodenschichten ist dem beiliegenden Plan zu entnehmen, es liegen folgende Grundwasserspiegel vor:

- Mittlerer Grundwasserspiegel 400.4 m ü. M.
- Maximaler Grundwasserspiegel 402.0 m ü. M.

3.9.5.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Haslachsteg weist eine Spannweite von 13.41 m auf. Der Steg verläuft in einem horizontalen Bogen mit konstant $R = 38.35$ m am Rande des Naturparks. Im Bereich der Widerlager geht der Steg in eine Gerade über. In vertikaler Richtung weist der Haslachsteg einen Bogen mit $R = 100$ m auf. Das Längsgefälle liegt beidseitig des Gefällknicks bei 6 %, welches dem vorgeschriebenen maximalen Längsgefälle gemäss der Richtlinie "Behindertengerechte Fusswegnetze" der Schweizerischen Fachstelle für behindertengerechtes Bauen [23] entspricht. Die Fahrbahnbreite beträgt auf der gesamten Brückenlänge 3.50 m. Das 1.10 m hohe

Staketengeländer ermöglicht eine ausreichend grosse Anhaltesichtweite für den Fahrradverkehr.

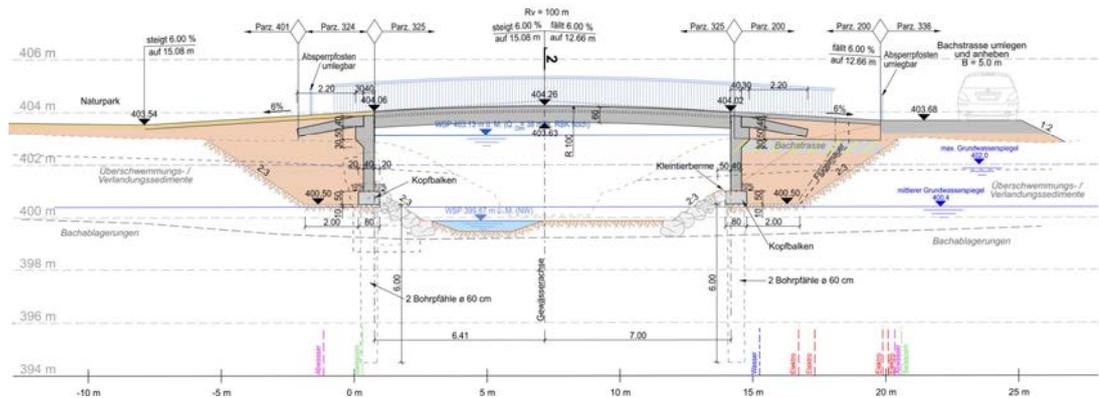


Abbildung 3-18: Vertikale Linienführung des Haslachstegs, Littenbach



Abbildung 3-19: Horizontale Linienführung des Haslachstegs, Littenbach

3.9.5.3 Geometrie

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Geländer mit Handlauf ca. 0.18 m
- Geh- / Radweg 3.50 m
- Geländer mit Handlauf ca. 0.18 m

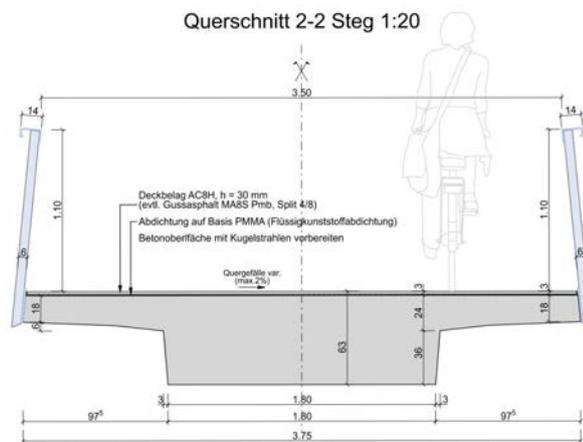


Abbildung 3-20: Brückenquerschnitt des Haslachstegs, Littenbach

3.9.6 Brücke Walzenhauserstrasse

3.9.6.1 Ausgangslage und Grundlagen

Im aktuellen Bestand führt die Brücke Walzenhauserstrasse über den Littenbach und ist somit Teil der Walzenhauserstrasse welche von Au in Richtung Walzenhausen führt. Es ist vorgesehen die bestehende Brücke abzurechen und durch einen Neubau am selben Standort zu ersetzen. Grund dafür ist der ungenügende Abflussquerschnitt und der Umstand, dass keine Druckbrücke ausgebildet werden kann. Die Linienführung orientiert sich dabei am Bestand und schliesst an die bestehenden Strassen an.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R19 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.67 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -4.50 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -4.50 m
- Länge der Rammsondierung 8.80 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 23.02.2018) -2.77m

3.9.6.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Neubau Brücke Walzenhauserstrasse weist rechtsseitig eine Kote von 404.08 m ü.M. und linksseitig von 404.13 m ü.M. auf. Im weiteren Umfeld der Brücke sind diverse Rampen mit einem Gefälle von 6% vorgesehen, um die Linienführung auf die massgebenden Koten des angrenzenden Terrains anzupassen.

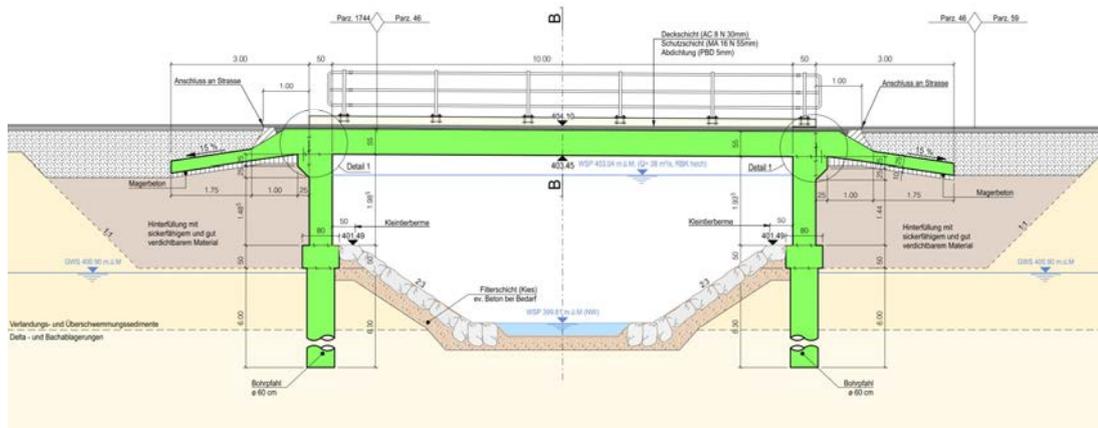


Abbildung 3-21: Vertikale Linienführung Brücke Walzenhauserstrasse, Littenbach



Abbildung 3-22: Horizontale Linienführung Brücke Walzenhauserstrasse, Littenbach

Um die Entwässerung zu ermöglichen, ist in Längsrichtung ein Gefälle von 0.5% und in Querrichtung ein Dachgefälle von je 3% vorgesehen. Die Trottoirs weisen ein Quergefälle von 2.5% in Richtung Fahrbahn auf.

3.9.6.3 Geometrie

Der Neubau Brücke Walzenhauserstrasse weist eine lichte Weite von 10.00 m auf. Die Geometrie der Brückenplatte orientiert sich an dem Brückenbestand. Die Fahrbahn weist eine Breite von mindestens 6.00 m auf. Dies ermöglicht ein problemloses Kreuzen von Fahrzeugen. Zudem ist beidseitig ein Trottoir von je 2 m Breite vorgesehen, welches an die angrenzenden Strassen und Wege anschliesst.

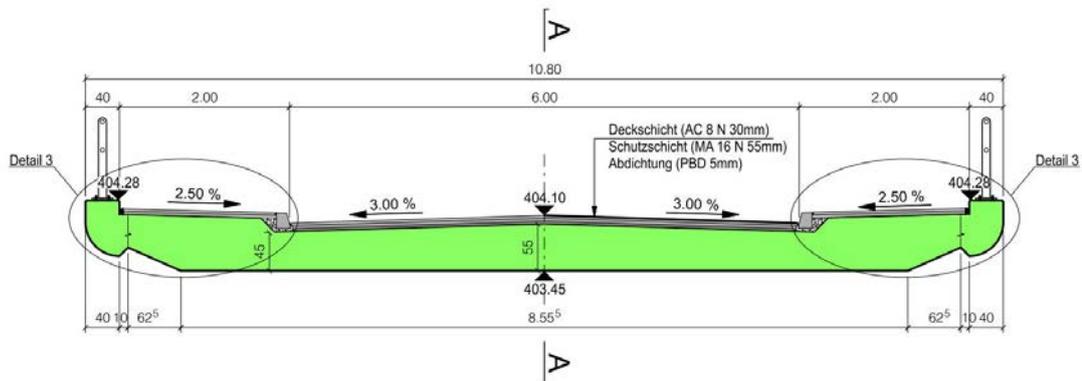


Abbildung 3-23: Querschnitt Brücke Walzenhauserstrasse, Littenbach

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Trottoir 2.00 m
- Fahrbahn ≥ 6.00 m
- Trottoir 2.00 m
- Konsolkopf 0.40 m

3.9.7 Brücke Bahnhofstrasse

3.9.7.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die Brücke Bahnhofstrasse über den Littenbach weist einen ausreichenden Freibord auf, weshalb die Brücke innerhalb des Projektes nicht erneuert, sondern aufgrund der veränderten Sohllage lediglich im Bereich der Sohle angepasst wird.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R21 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.94 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -4.50 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -4.50 m
- Länge der Rammsondierung 13.8 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 22.02.2018) -4.23 m

3.9.7.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Die horizontale und vertikale Linienführung der Brücke bleibt unverändert. Die Sohle innerhalb des Brückenquerschnittes wird in Vergleich zum heute teilweise verlandeten Bachquerschnitt um ca. 25 cm angepasst. Die bestehende steile Bruchsteinpflasterung wird abgebrochen und durch einen neuen Steinsatz ersetzt. Die Ufer werden mit Naturblocksteinen und Filterschicht (Neigung 2:3) erstellt. Um das bestehende Brückenfundament zu schützen, wird der Steinsatz bis 0.80 m oberhalb der Pfahlfundation geführt.

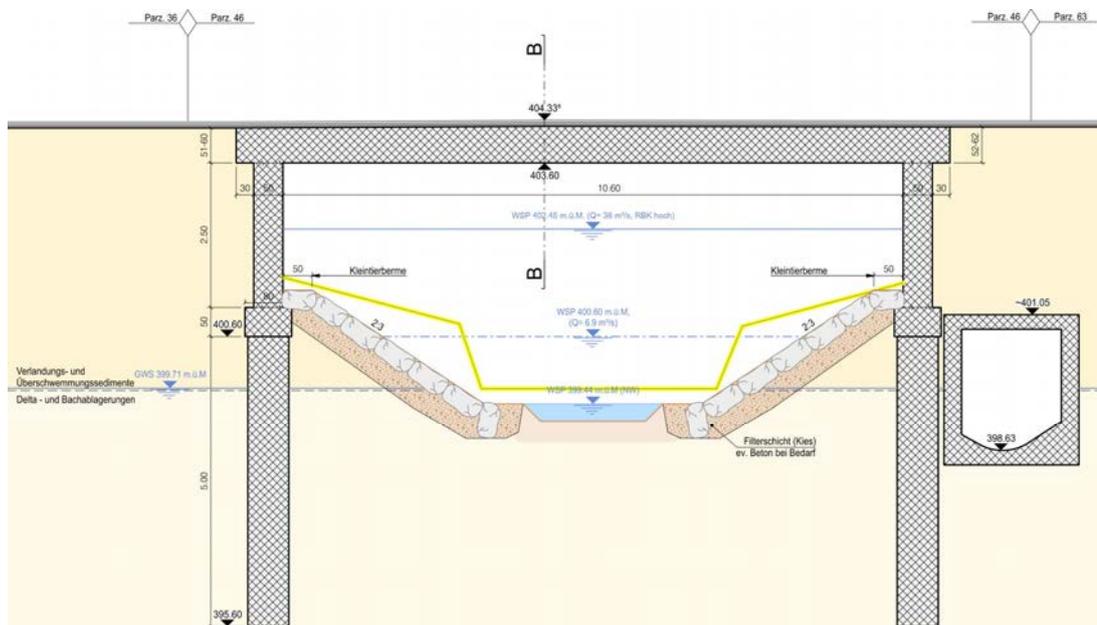


Abbildung 3-24: Vertikale Linienführung und Anpassung des Fliessquerschnittes innerhalb der Brücke Bahnhofstrasse, Littenbach

3.9.7.3 Geometrie

Das Normalprofil der Brücke bleibt unverändert.

3.9.8 Brücke Rheinstrasse

3.9.8.1 Ausgangslage und Grundlagen

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R23 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 404.10 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -4.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -4.00 m
- Länge der Rammsondierung 15.2 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 23.02.2018) -3.94 m

3.9.8.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Die horizontale und vertikale Linienführung ist massgeblich beeinflusst von der Geometrie der bestehenden Strasse, der neu geplanten Bachführung sowie dem massgebenden Wasserspiegel. Die lichte Breite zwischen den Widerlagern beträgt 8.50 m. Der Brückenquerschnitt ist 8.30 m breit.

Das Konzept der Verkehrsführung wurde angepasst: Neu befindet sich oberstrom ein 1.5 m breiter Gehweg, welcher in Fliessrichtung rechts direkt an den Fuss- und Veloweg Hollandiaweg anbindet. Auf der linken Uferseite bietet die Verlängerung des Trottoirs auf dem bestehenden Gelände und ein neuer Fussgängerüberweg die sichere Anbindung an den bestehenden Gehweg.

Das Quergefälle der Brückenplatte beträgt 3.0 %, welches identisch zum Gefälle der Fahrbahn ist. Der Gehweg ist um 2.50 % geneigt. Das Längsgefälle von 0.5 % parallel zur Fahrbahn ermöglicht die Entwässerung der Brücke.

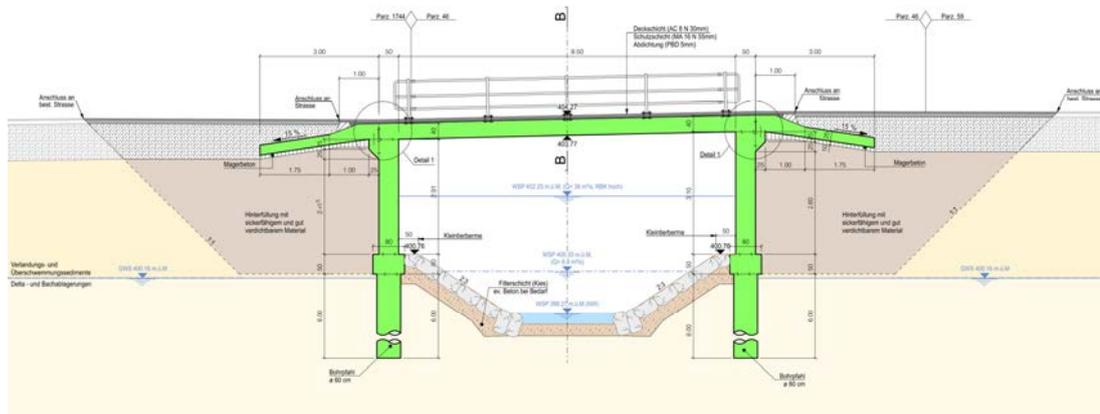


Abbildung 3-25: Vertikale Linienführung der Brücke Rheinstrasse, Littenbach

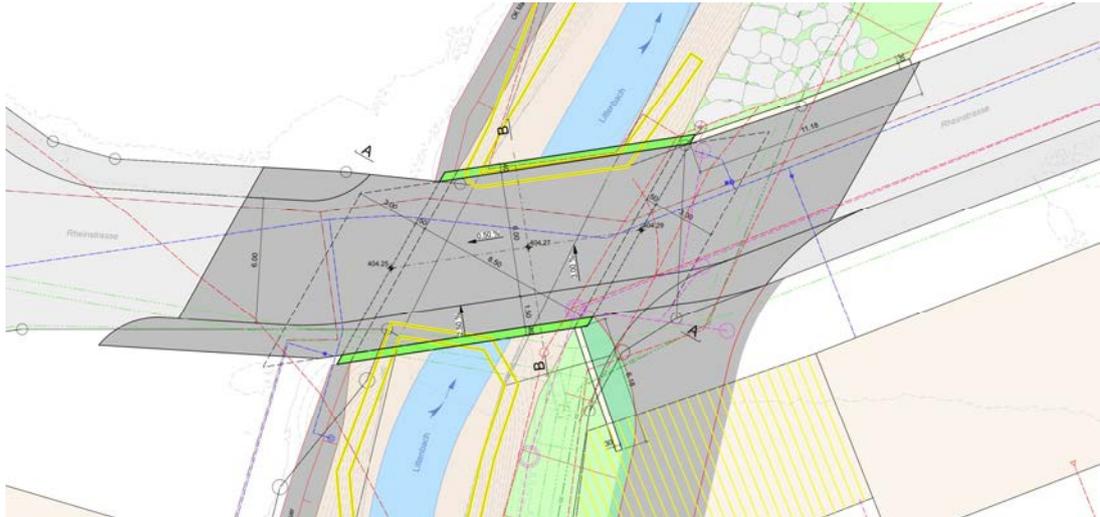


Abbildung 3-26: Horizontale Linienführung der Brücke Rheinstrasse, Littenbach

3.9.8.3 Geometrie

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Gehweg, oberwasserseitig 1.50 m
- Fahrbahn 6.00 m
- Konsolkopf 0.40 m

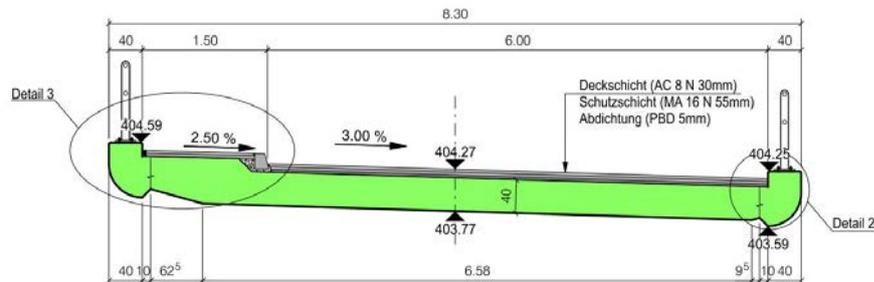


Abbildung 3-27: Querschnitt Brücke Rheinstrasse, Littenbach

3.9.9 Brücke Littenbachweg

3.9.9.1 Ausgangslage und Grundlagen

Im aktuellen Bestand führt die Brücke Littenbachweg über den Littenbach.

Im aktuellen Bestand dient der Kübachsteg, welcher über den Littenbach führt, dem Fuss- und Langsamverkehr. Aufgrund der geänderten Linienführung wird der Fuss- und Langsamverkehr neu entlang des linken Bachufers über den Littenbachweg geleitet. Dazu ist der Neubau Brücke Littenbachweg notwendig. Der bestehende Kübachsteg wird abgebrochen.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R16 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.42 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -2.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -2.00 m
- Länge der Rammsondierung 9.80 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 23.02.2018) -2.60 m

3.9.9.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Die Brücke Littenbachweg verbindet neu den Littenbachweg mit dem Langwisweg bzw. der Kobelstrasse. Die Kote in Brückenmitte liegt auf 404.12 m ü. M. In Längsrichtung ist ein Gefälle von 0.5 % vorgesehen, in Querrichtung ein Gefälle von 3%. Zum Anschluss an das bestehende Gelände sind aufgrund der geringen Belastung keine Schleppplatten vorgesehen. In Richtung Langwisweg ist eine Rampe (Gefälle 6 %) vorgesehen. Auf Seite des Littenbachwegs wird ein Podest mit zwei Rampen (Littenbachweg und Auerfussweg) ausgebildet.

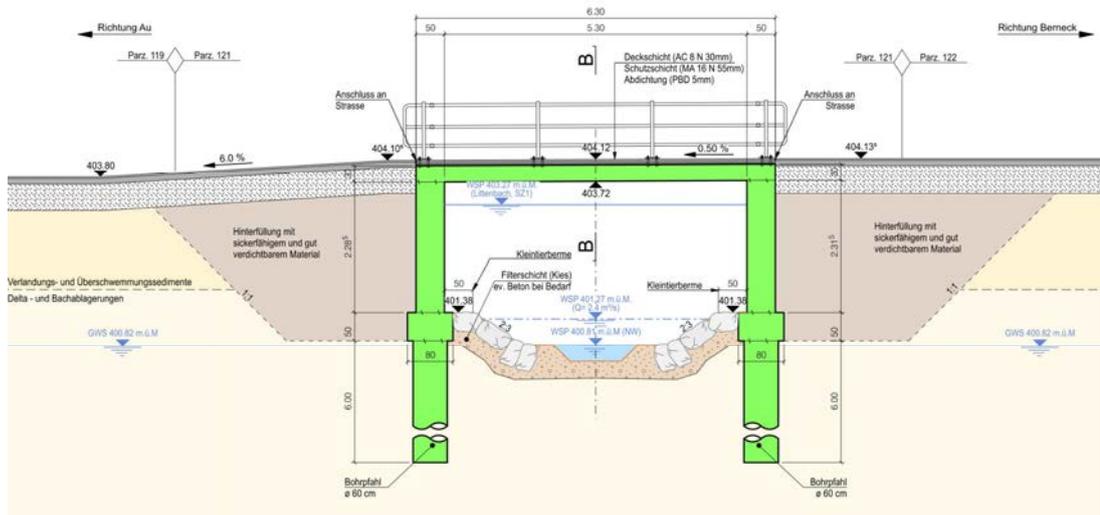


Abbildung 3-28: Vertikale Linienführung Brücke Littenbachweg, Kübach

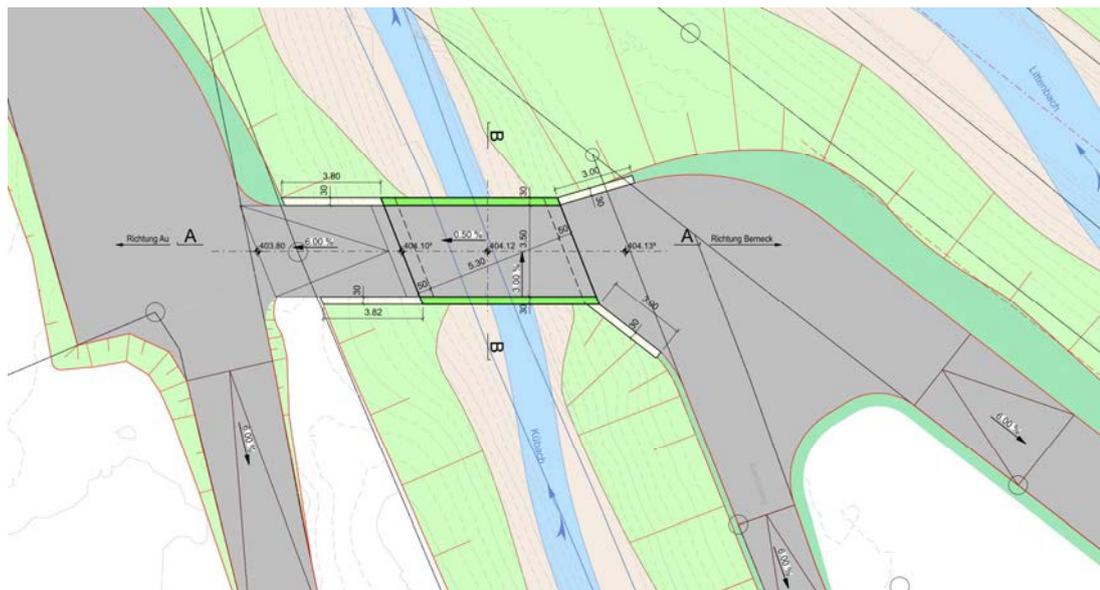


Abbildung 3-29: Horizontale Linienführung Brücke Littenbachweg, Kübach

3.9.9.3 Geometrie

Die neue Brücke Littenbachweg weist eine lichte Weite von 5.30 m auf und eine Fahrbahnbreite von 3.50 m. Dies ermöglicht ein problemloses Kreuzen von Fussgängern sowie Fahrradfahrern. Aufgrund der geringeren Belastung wird die Brückenplatte mit einer Stärke von 0.30 m ausgebildet.

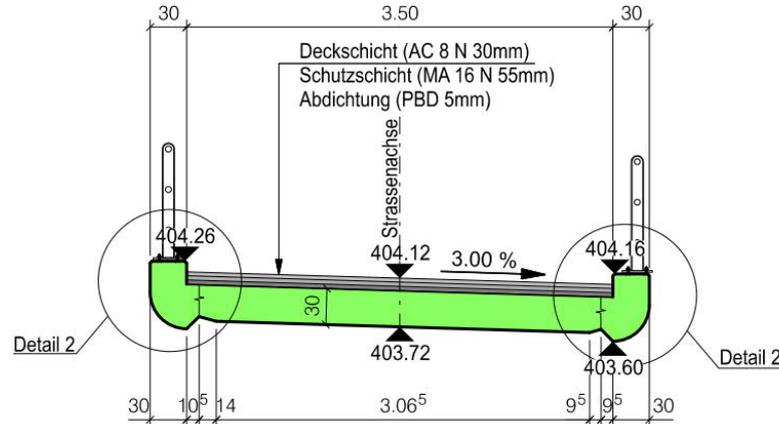


Abbildung 3-30: Querschnitt Brücke Littenbachweg, Kübach

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.30 m
- Fahrbahn 3.50 m
- Konsolkopf 0.30 m

3.9.10 Durchlass «Schlatt»

3.9.10.1 Ausgangslage und Grundlagen

Im aktuellen Bestand handelt es sich bei dem Durchlass «Schlatt» um einen Durchlass mit einer Länge von gut 25 m und einem Durchmesser von ca. 1.5 m (gemäss AV-Daten, Geoportall Kanton St. Gallen). Der eingedolte Abschnitt des Buechholzbaehes dient ausschliesslich dem landwirtschaftlichen Verkehr zum Überqueren des Baches und dem Zugang zur angrenzenden Landwirtschaftsfläche. Der Durchlass liegt innerhalb des geplanten Retentionsbereiches. Sie wird abgebrochen und durch einen grösseren Durchlass aus Wellstahlblech ersetzt.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R19 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.32 m ü. M.
- Verwitterungslehm Bis ca. -1.00 m
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -3.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -3.00 m
- Länge der Rammsondierung 14.40 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 24.02.2018) -1.46 m

Über die Foundation der bestehenden Eindolung liegen keine Unterlagen vor. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass diese in Kiessand verlegt ist und damit mit geringem Aufwand zurückgebaut werden kann.

Für die Konstruktion des neuen Durchlasses wurden die Herstellerangaben von SYTEC [3] berücksichtigt, wodurch Setzungen des Durchlasses verhindert werden.

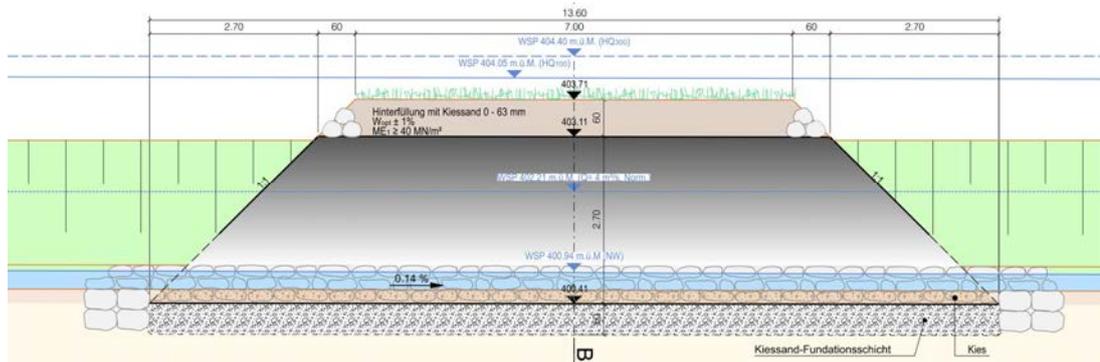


Abbildung 3-33: Längsschnitt Durchlass «Schlatt», Buechholzbach

3.9.11 Brücke Iselstrasse

3.9.11.1 Ausgangslage und Grundlagen

Im aktuellen Bestand handelt es sich bei der Brücke Iselstrasse um einen Durchlass und über den Hinterburgbach führt. Im Rahmen des Projektes wird der Durchlass abgebrochen und durch einen Brücken-Neubau ersetzt. Die Linienführung orientiert sich dabei am Bestand bzw. an der angepassten Strassenführung.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R25 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.32 m ü. M.
- Verwitterungslehm Bis ca. –1.00 m
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. –3.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. –3.00 m
- Länge der Rammsondierung 14.40 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 24.02.2018) –1.46 m

3.9.11.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Neubau Brücke Iselstrasse weist eine Kote von 403.725 m ü. M. in Brückenmitte auf. Im Umfeld der Brücke sind drei Rampen mit einem Gefälle von 6% vorgesehen, um die Fahrbahn dem angrenzenden Terrain anzupassen.

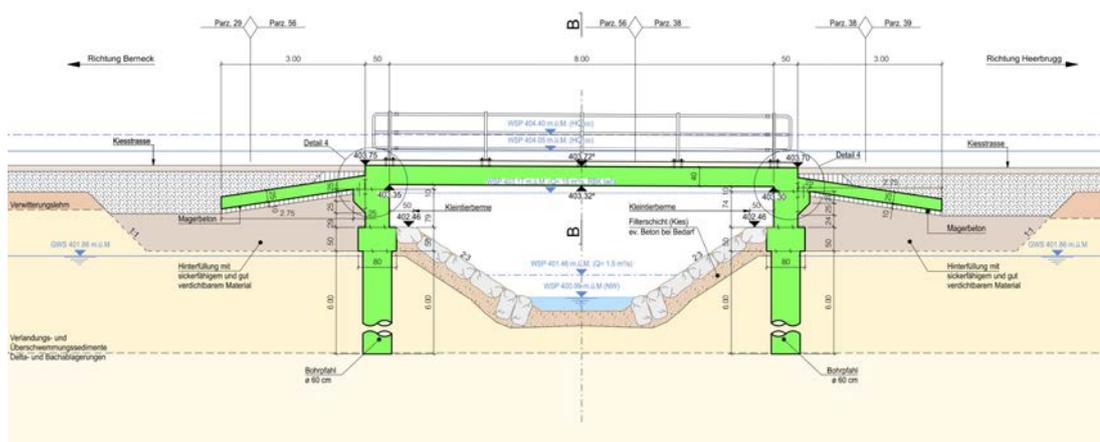


Abbildung 3-34: Vertikale Linienführung Brücke Iselstrasse, Hinterburgbach



Abbildung 3-35: Horizontale Linienführung Brücke Iselstrasse, Hinterburgbach

In Längsrichtung ist ein Gefälle von 0.5% vorgesehen, in Querrichtung ein Gefälle von 3 %. Die bestehende Strasse wird rechtsseitig soweit angepasst, damit ein minimaler Einlenkradius von 6.00 m sichergestellt werden kann.

3.9.11.3 Geometrie

Der Neubau Brücke Iselstrasse weist eine lichte Weite von 8.00 m und eine Fahrbahnbreite von mindestens 5.00 m auf. Es ist kein Trottoir vorgesehen.

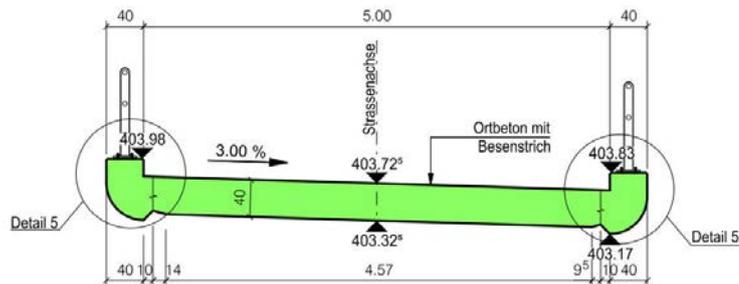


Abbildung 3-36: Querschnitt Brücke Iselstrasse, Hinterburgbach

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Fahrbahn ≥ 5.00 m
- Konsolkopf 0.40 m

Diese Brücke wird auf Basis der Nutzungsvereinbarung [26] ohne Belag erstellt, die Fahrbahn wird stattdessen in Ortbeton mit Besenstrich gestaltet.

3.9.12 Brücke Kloterenstrasse

3.9.12.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die bestehende Brücke muss als Folge der Hochwasserschutzmassnahmen abgebrochen werden und wird durch einen Neubau am selben Standort ersetzt. Die Linienführung orientiert sich dabei am Bestand und schliesst an die bestehenden Strassen an.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R10 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.51 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. –6.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. –6.00 m
- Länge der Rammsondierung 14.40 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 24.02.2018) –1.17 m

3.9.12.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Neubau Brücke Kloterenstrasse weist rechtsseitig eine Kote von 404.40 m ü. M. und linksseitig eine Kote von 404.34 m ü. M. auf. In Längsrichtung ist ein Gefälle von 0.5% vorgesehen, in Querrichtung ein Gefälle von 3% um die Entwässerung zu gewährleisten. Auf der rechten Uferseite wird ein Podest mit drei anschliessenden Rampen (Kloterenstrasse, Römerstrasse und Distelweg) realisiert, um die Anbindung der Brücke zu gewährleisten. Auf der linken Uferseite wird eine Rampe mit einer Neigung von 6 % realisiert um an den neu projektierten Damm und die angehobene Strasse anzuschliessen.

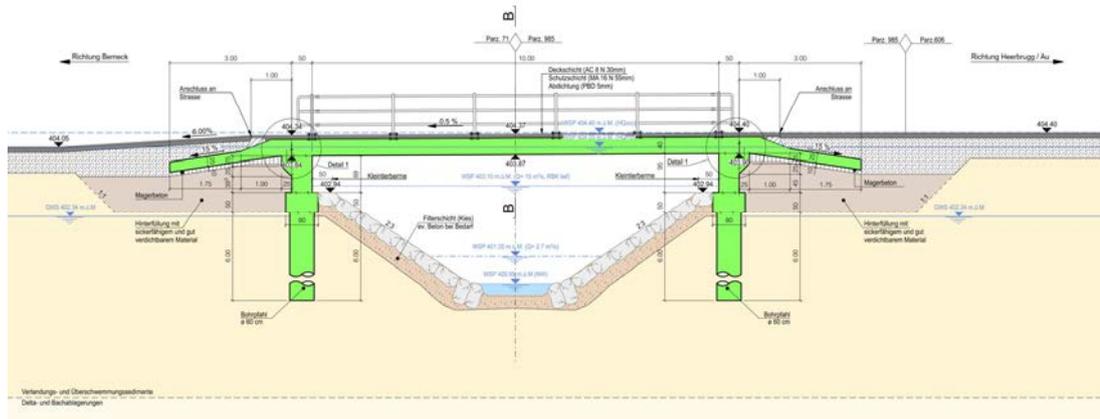


Abbildung 3-37: Vertikale Linienführung Brücke Kloterenstrasse, Äächeli



Abbildung 3-38: Horizontale Linienführung Brücke Kloterenstrasse, Ächeli

3.9.12.3 Geometrie

Der Neubau Brücke Kloterenstrasse weist eine lichte Weite von 10.00 m auf und eine Fahrbahnbreite von 6.00 m. Dies ermöglicht ein problemloses Kreuzen von Fahrzeugen. Analog zum heutigen Bestand ist auch für den Neubau kein Trottoir vorgesehen. Entlang der Kloterenstrasse ist die Verlängerung des Fahrradweges geplant (nicht Bestandteil dieses Projektes). Die Linienführung der zukünftigen Veloroute wurde bei der Planung der Brückenkonstruktion beachtet.

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Fahrbahn 6.00 m
- Höhe Belag 0.10 m

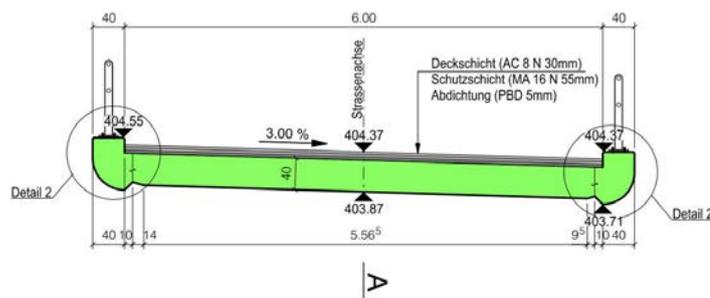


Abbildung 3-39: Querschnitt Brücke Kloterenstrasse, Ächeli

3.9.13 Brücke Wisenstrasse

3.9.13.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die Brücke Wisenstrasse verbindet die Wisenstrasse mit dem Distelweg, welcher entlang des Ächelis führt. Aufgrund des neuprojektierten Damms als Teil der Hochwasserschutzmassnahmen muss die Brücke abgebrochen und ersetzt werden. Die horizontale Linienführung orientiert sich dabei am Bestand. Rechts schliesst die Brücke an den bestehenden Distelweg, und links an die angehobene Wisenstrasse an.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R13 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.62 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -5.00 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -5.00 m
- Länge der Rammsondierung 14.20 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 23.02.2018) -2.10 m

3.9.13.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Der Neubau Brücke Wisenstrasse weist rechtsseitig eine Kote von 404.41 m ü.M und linksseitig eine Kote von 404.06 m ü.M. auf. Die Brücke wird mit schräger Brückenplatte (Neigung ca. 6 %) ausgebildet, um das bestehende Terrain auf der rechten Uferseite mit dem projektierten Damm auf der linken Uferseite zu verbinden. Zusätzlich weist die Brücke eine Querneigung von 3.00 % auf, um die Entwässerung der Brücke zu optimieren.

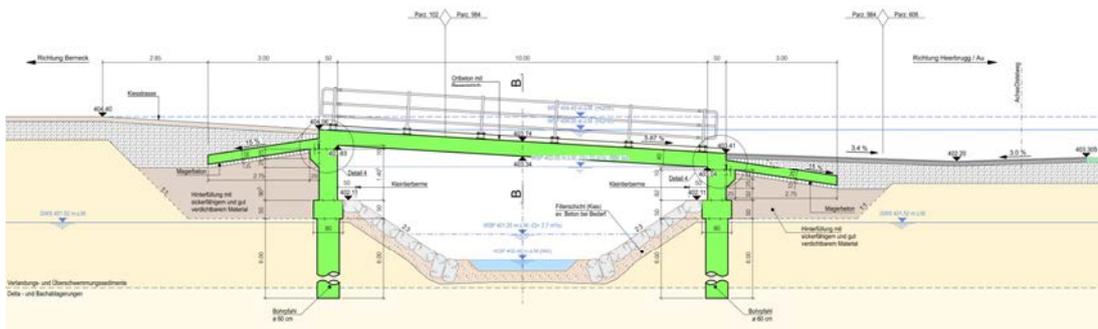


Abbildung 3-40: Vertikale Linienführung Brücke Wisenstrasse, Ächeli

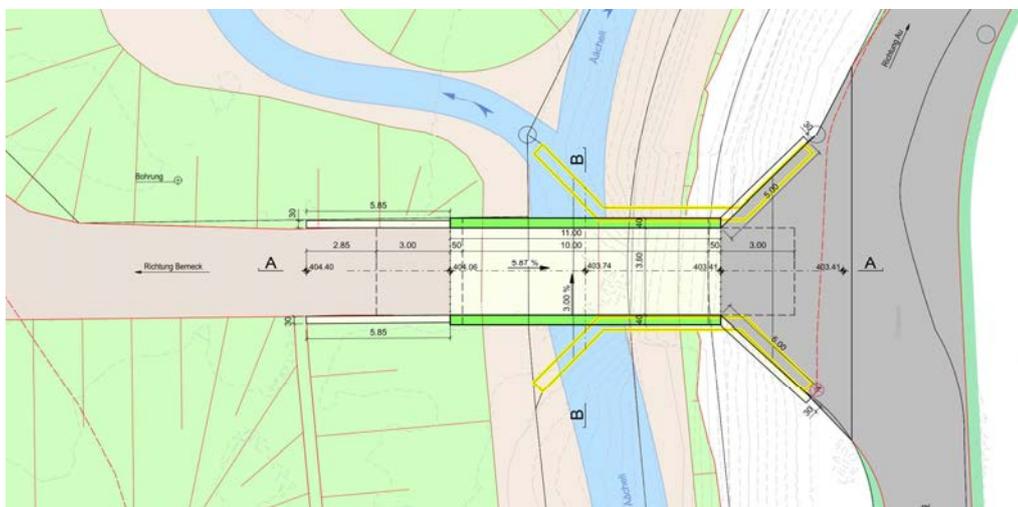


Abbildung 3-41: Horizontale Linienführung Brücke Wisenstrasse, Ächeli

3.9.13.3 Geometrie

Der Neubau Brücke Wisenstrasse weist eine lichte Weite von 10.00 m auf und eine Fahrbahnbreite von 3.60 m. Die Fahrbahnbreite orientiert sich dabei am heutigen Bestand. Mit dieser Breite ist ein Kreuzen von zwei Fahrzeugen auf der Brücke nicht möglich. Aufgrund der geringen Frequentierung, und der Beschränkung auf landwirtschaftlichen Verkehr wird dies als zulässig betrachtet. Analog zum heutigen Bestand ist auch für den Neubau kein Trottoir vorgesehen.

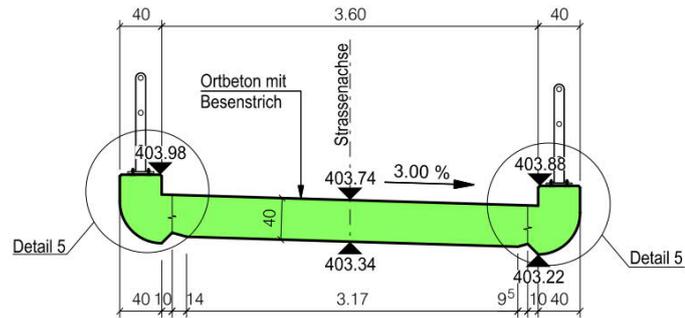


Abbildung 3-42: Querschnitt Brücke Wisenstrasse, Äächeli

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Fahrbahn 3.60 m
- Konsolkopf 0.40 m

Diese Brücke wird basierend auf der Nutzungsvereinbarung [26] ohne Strassenbelag ausgeführt. Die Fahrbahn wird durch Ortbeton mit Besenstrich ausgebildet.

3.9.14 Brücke Emserenstrasse

3.9.14.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die Emserenstrasse der Gemeinde Au verbindet die Berneckerstrasse mit der Hauptstrasse und bildet die östliche Begrenzung der Retentionsflächen. Die Strasse selbst bleibt unverändert, die Brücke muss aufgrund der nicht erfüllten Anforderungen an Freibord und Verklauung ersetzt werden. Hierzu wird die Emserenstrasse mittels zweier Rampen (6 %) über die neue Brücke geführt. Die Brücke schliesst direkt an das Tosbecken des Drosselbauwerkes an.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG und der dazugehörigen Rammsondierung R14 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.62 m ü. M.
- Verlandungs- und Überschwemmungssedimente Bis ca. -6.50 m
- Delta- und Bachablagerungen Ab ca. -6.50 m
- Länge der Rammsondierung 14.2 m
- Grundwasserspiegel (gemessen am 23.02.2018) -2.04 m

3.9.14.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Die horizontale und vertikale Linienführung ist massgeblich beeinflusst von der Geometrie der bestehenden Strassen, des bestehenden Bachlaufes sowie dem massgebenden Wasserspiegel. Die lichte Breite zwischen den Widerlagern beträgt 8.00 m. Die Fahrbahn- und Gehwegbreite führen innerhalb des Brückenquerschnitts kontinuierlich weiter, woraus die Breite des Brückenprofils von 9.04 m resultiert. Das Quergefälle der Brückenplatte beträgt 3.0 %, welches identisch zum Gefälle der Fahrbahn ist. Der Gehweg ist um 2.50 % in Richtung Fahrbahn geneigt. In Längsrichtung ist die Brücke um 0.5 % geneigt. Die Unterkante des Brückenneubaus liegt aufgrund der Anforderungen bezüglich Freibord höher als die bestehende Brücke. Der entstehende Höhenunterschied zwischen anstehendem Gelände und Brücke wird mittels beidseitiger Rampen mit Neigungen von 6 % überwunden.

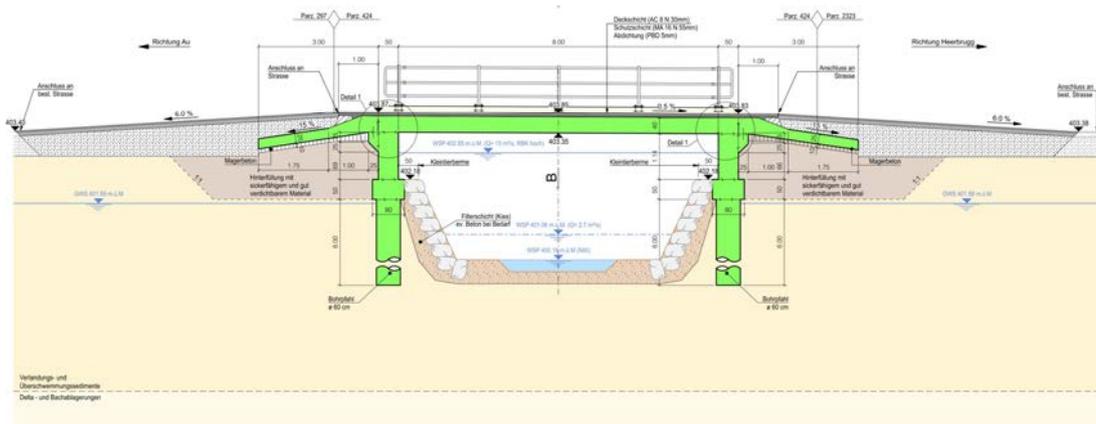


Abbildung 3-43: Vertikale Linienführung der Brücke Emserenstrasse, Ächeli

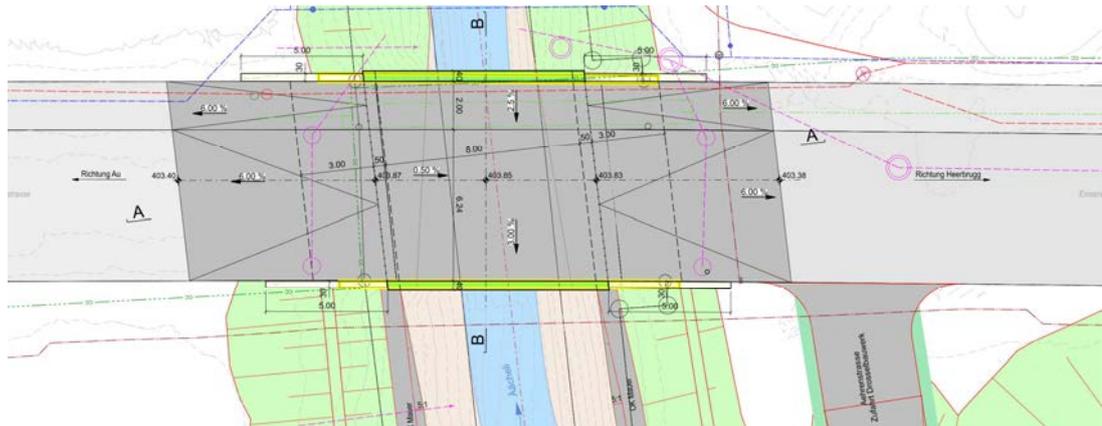


Abbildung 3-44: Horizontale Linienführung der Brücke Emserenstrasse, Ächeli

3.9.14.3 Geometrie

Das Normalprofil im Brückenbereich wird basierend auf den AV-Daten folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Gehweg, unterwasserseitig 2.00 m
- Fahrbahn 6.24 m
- Konsolkopf 0.40 m

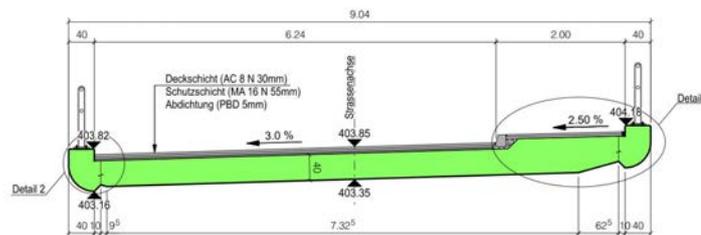


Abbildung 3-45: Querschnitt Brücke Emserenstrasse, Ächeli

3.9.15 Brücke Werkstrasse

3.9.15.1 Ausgangslage und Grundlagen

Die Werkstrasse verläuft zwischen der Wieslistrasse im Norden und der Oberfahrstrasse im Süden in der Gemeinde Au. Die bestehende Brücke entspricht nicht den Anforderungen an Freibord und Verkläuserung, sodass diese durch einen Neubau ersetzt werden muss.

Besonders zu beachten gilt der Anschluss der Häuser Werkstrasse Nr. 4 und 6.

Gemäss dem geologischen Bericht der von Moos AG vM 11938-12 [32] und der dazugehörigen Rammsondierung R26 liegen folgende Verhältnisse vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 404.51 m ü. M.
- Künstliche Aufschüttung (Damm) bis ca. -2.00 m
- Überschwemmungssedimente ca. -2.00 m bis -3.40 m
- Rheinschotter ca. -3.40 m bis -10.00 m
- Seeablagerungen ab ca. -10.00 m

- Länge der Rammsondierung 15.0 m

Gemäss der Rammsondierung R27 liegen folgende Angaben zum Grundwasserspiegel vor:

- OK Terrain (Sondierungsstelle) 403.68 m ü. M.
- Grundwasserspiegel (gemessen am 28.08.2019) -3.95 m

3.9.15.2 Horizontale und vertikale Linienführung

Die horizontale und vertikale Linienführung ist massgeblich beeinflusst von der Geometrie der bestehenden Strassen, des bestehenden Bachlaufs sowie dem massgebenden Wasserspiegel. Die lichte Breite zwischen den Widerlagern beträgt 8 m. Die Fahrbahn- und Gehwegbreite führt kontinuierlich weiter, woraus die Breite des Brückenprofils von 8.82 m resultiert. Das Quergefälle der Brückenplatte beträgt 3.0 %, welches identisch zum Gefälle der Fahrbahn ist. Der Gehweg ist um 2.50 % in Richtung Fahrbahn geneigt. Das Längsgefälle der Brücke beträgt 0.5 %. Die Unterkante des Brückenneubaus liegt aufgrund der Anforderungen bezüglich Freibord höher als die bestehende Brücke. Der entstehende Höhenunterschied zwischen anstehendem Gelände und Brücke wird mittels beidseitig angeordneter Rampen (ca. 6 %) überwunden.

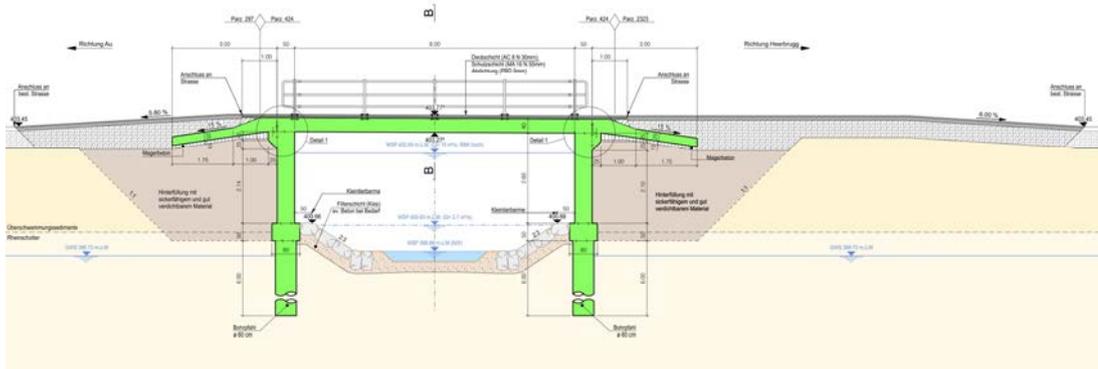


Abbildung 3-46: Vertikale Linienführung der Brücke Werkstrasse, Ächeli



Abbildung 3-47: Horizontale Linienführung der Brücke Werkstrasse, Ächeli

3.9.15.3 Geometrie

Das Normalprofil im Brückenbereich wird folgendermassen festgelegt:

- Konsolkopf 0.40 m
- Gehweg, oberwasserseitig 1.81 m
- Fahrbahn 6.21 m

- Konsolkopf 0.40 m

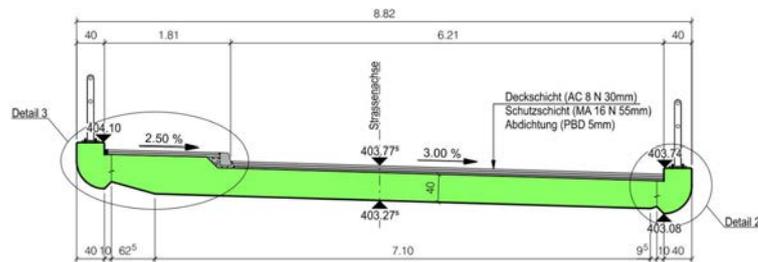


Abbildung 3-48: Querprofil der Brücke Werkstrasse, Äächeli

4 Strassenbau

Die Informationen zum Strassenbau innerhalb des Projektes Hochwasserschutz Littenbach-Äächeli sind dem technischen Bericht Strassenbau (Dossier 02) zu entnehmen.

5 Bauablauf

Für die Ersatz- bzw. Neubauten der Brücken und Stege Gemeindestrassen ist im Groben folgender Bauablauf vorgesehen:

In einer ersten Phase werden die nötigen Installationen erstellt sowie der Zugang zum Projektperimeter sichergestellt. Wo zunächst der Bestand rückgebaut werden muss, wird die bestehende Brücke bzw. der bestehende Steg inkl. Widerlager abgebrochen. Anschliessend finden die nötigen Aushub- und Erdarbeiten statt. Innerhalb der erstellten Baugruben werden anschliessend die Bohrpfähle erstellt und der Träger betoniert. Danach werden die Widerlager und Flügelmauer in Ortbeton erstellt. Nach dem Einbau des Lehrgerüsts wird die Brückenplatte inkl. Konsolköpfe ebenfalls in Ortbeton erstellt. Die Baugruben werden nach Rückbau des Lehrgerüsts mit sickerfähigem und gut verdichtbarem Material hinterfüllt. In einem nächsten Schritt werden anschliessend noch die Schlepplatten ebenfalls in Ortbeton erstellt.

In einer zweiten Phase finden anschliessend die kleineren Arbeiten zur abschliessenden Ausbildung der Brücken statt. Diese Arbeiten betreffen Abdichtungen, Randabschlüsse, Hydrophobierungen, Belagsarbeiten etc.

Abschliessend werden die Arbeiten mit den entsprechenden Reinigungsarbeiten und dem Rückbau der Installationen abgeschlossen.

6 Kostenvoranschlag

Preisbasis Dezember 2019 / Kostengenauigkeit +/- 10%

Der detaillierte KV ist in Dokument 04-002 ersichtlich.

7 Anhang

7.1 Statische Berechnungen vorgespannter Betonbau

7.1.1 Einwirkungen

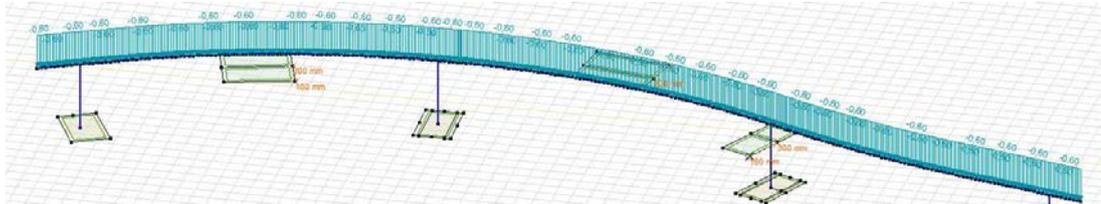


Abbildung 7-1: Eigenlast Geländer

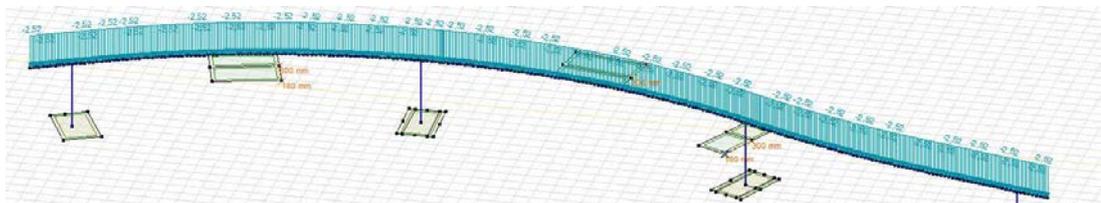
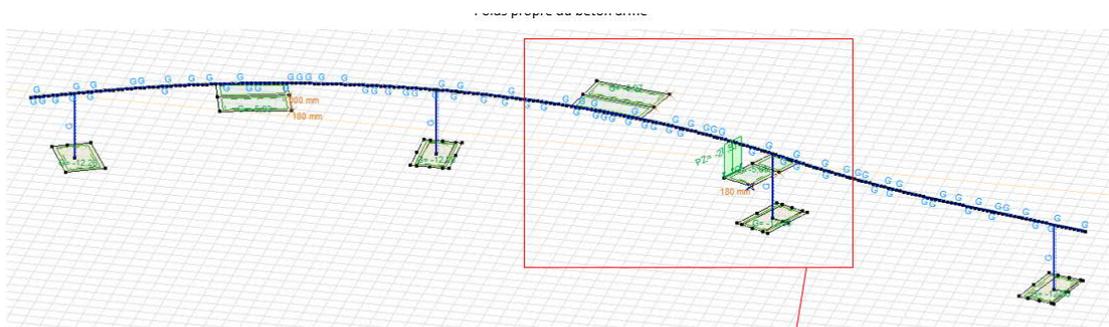


Abbildung 7-2: Eigenlast Beschichtet



Charges dans les balcons 4 kN/m^2 ; charge due à l'escalier $= 27.5\text{ kN/m}$ ($6.6\text{m}/2 \times 0.22\text{m} \times 25\text{ kN/m}^3 \times 1.5\text{m}$)

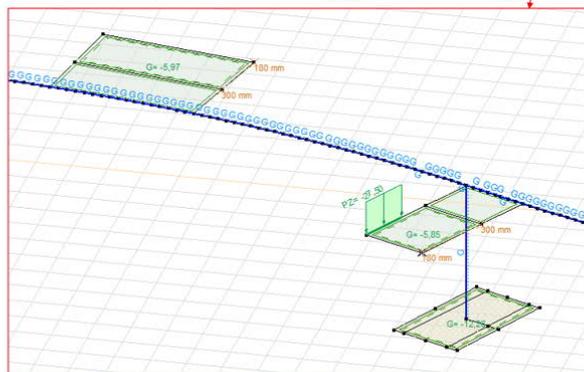


Abbildung 7-3: Eigenlast Stahlbetonkonsolen

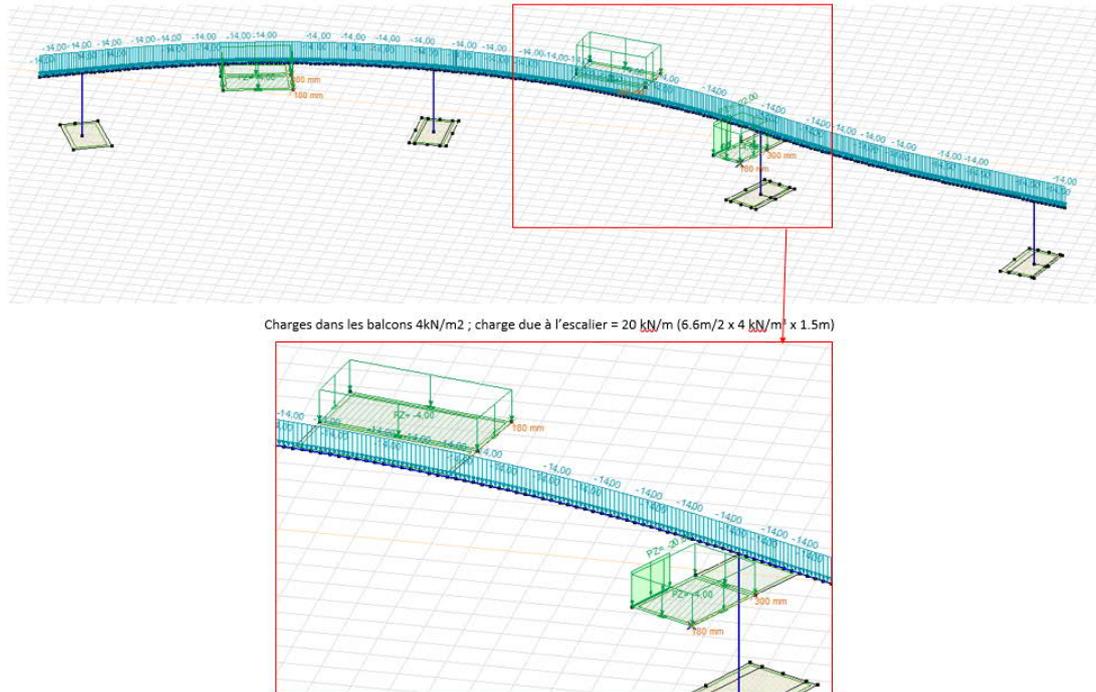


Abbildung 7-4: Nutzlast Unterhaltsfahrzeug

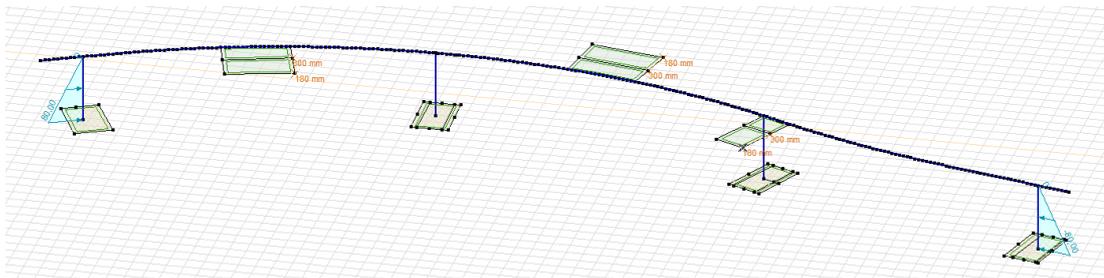


Abbildung 7-5: Land push

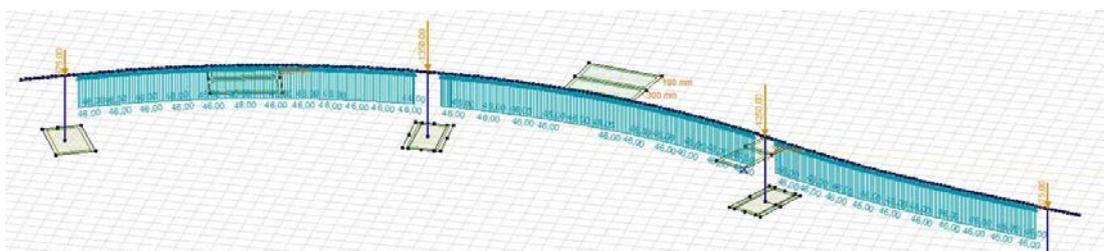


Abbildung 7-6: Vorspannungseinwirkung auf Balken und Stützen

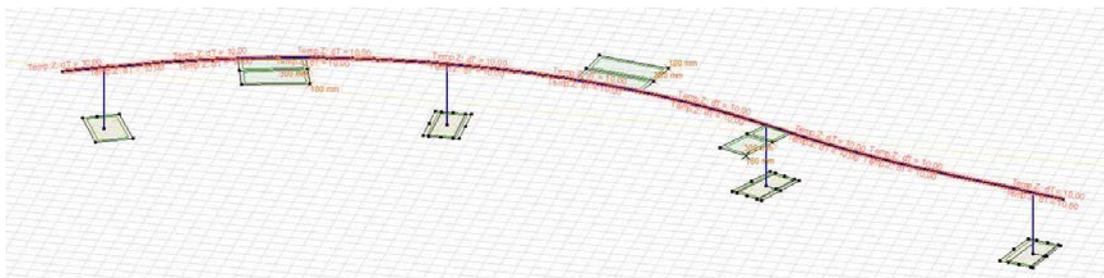


Abbildung 7-7: Temperatureinwirkung

7.1.2 Auswirkungen

Die Modellierung mit dem Bemessungsprogramm ergab folgende Verformungen:

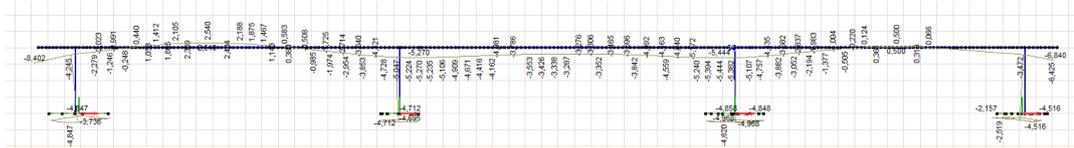


Abbildung 7-8: Vertikale Elastisch Relativ Verformung, $w_{z,max} = 1.4 \text{ mm}$

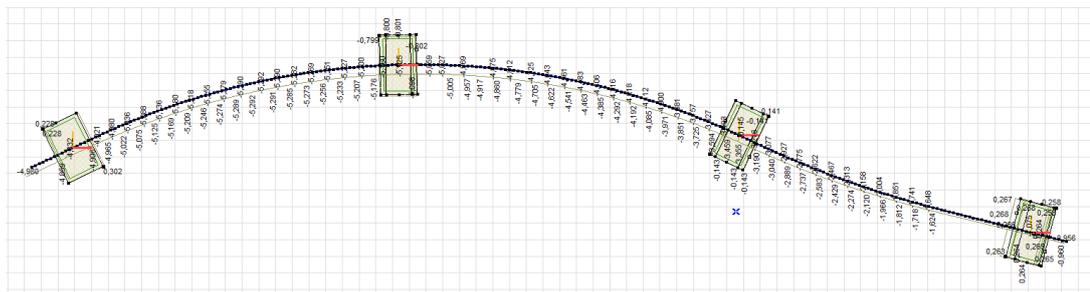


Abbildung 7-9: Horizontale Elastisch Relativ Verformung, $w_{y,max} = 1.0 \text{ mm}$

Die Modellierung mit dem Bemessungsprogramm ergab folgende Schnittkräfte:

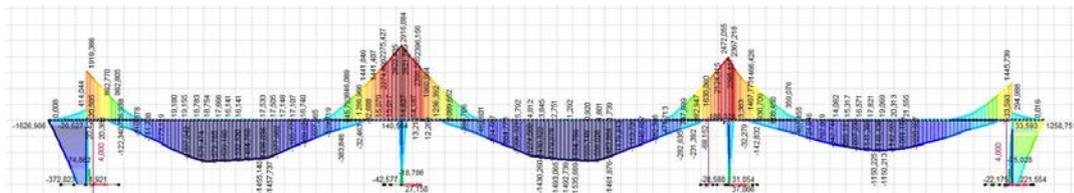


Abbildung 7-10: Vertikales Biegemoment (ohne Vorspannung), $M_{y,min/max} = +1700 \text{ kNm} / -3000 \text{ kNm}$

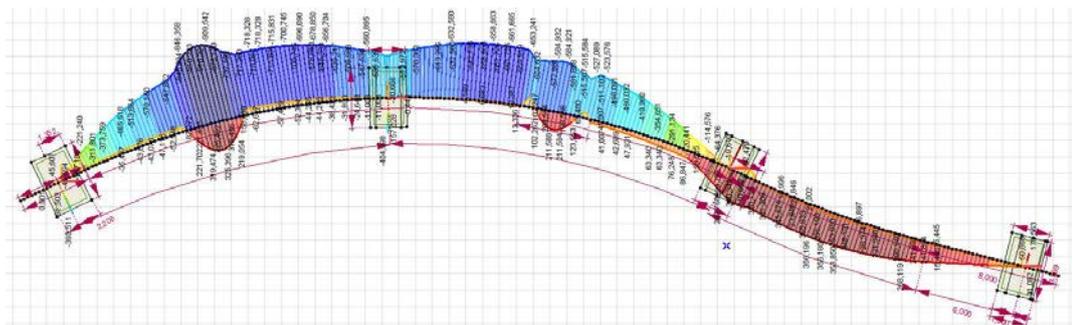


Abbildung 7-11: Horizontales Biegemoment, $M_{z,max} = 990 \text{ kNm}$ (ohne Vorspannung)

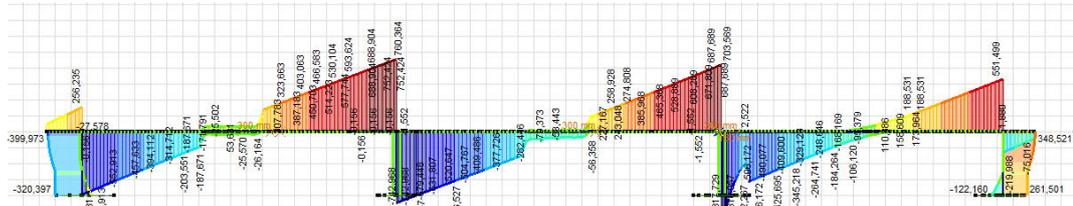


Abbildung 7-12: Querkraft, $V_{z,max} = 750 \text{ kN}$ (ohne Vorspannung)

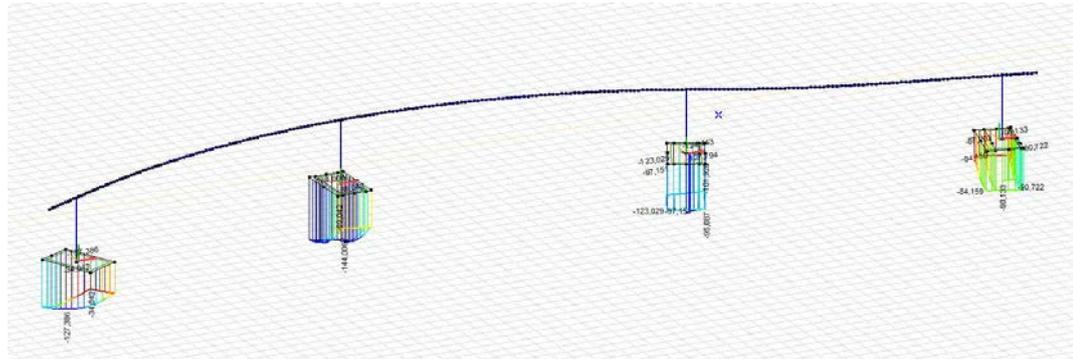
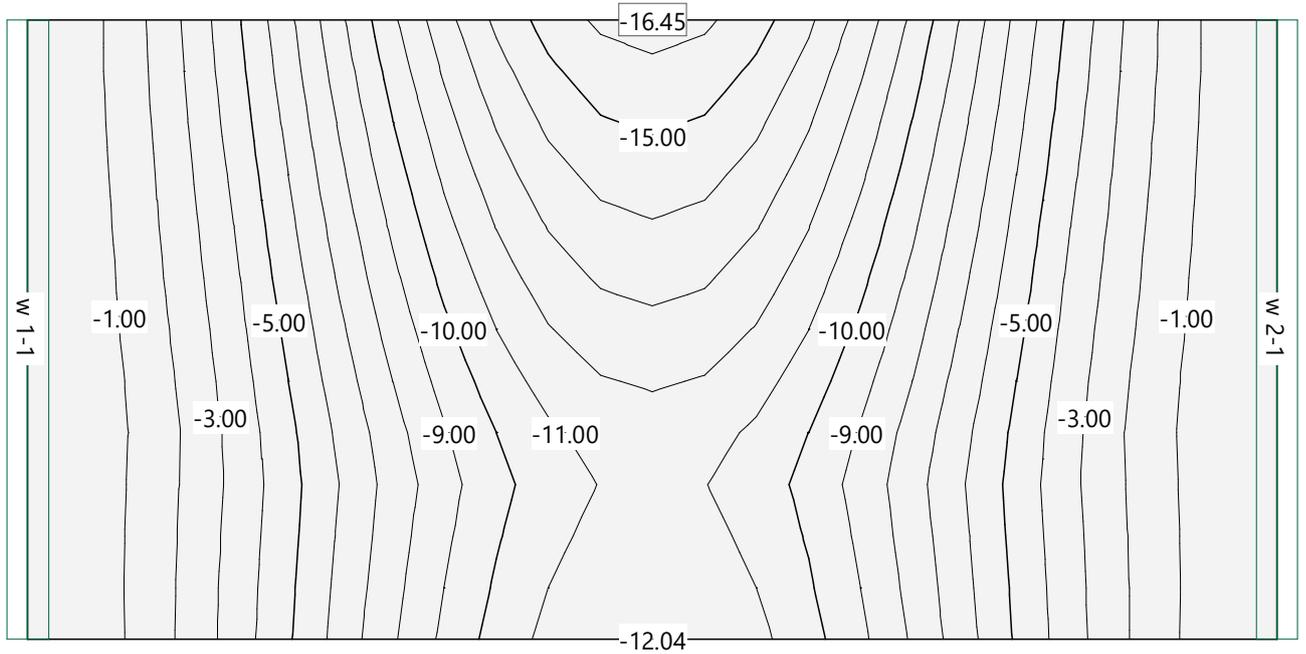


Abbildung 7-13: Baugrundpressung in den Brückenfundamenten

7.2 Statische Berechnungen Betonbau

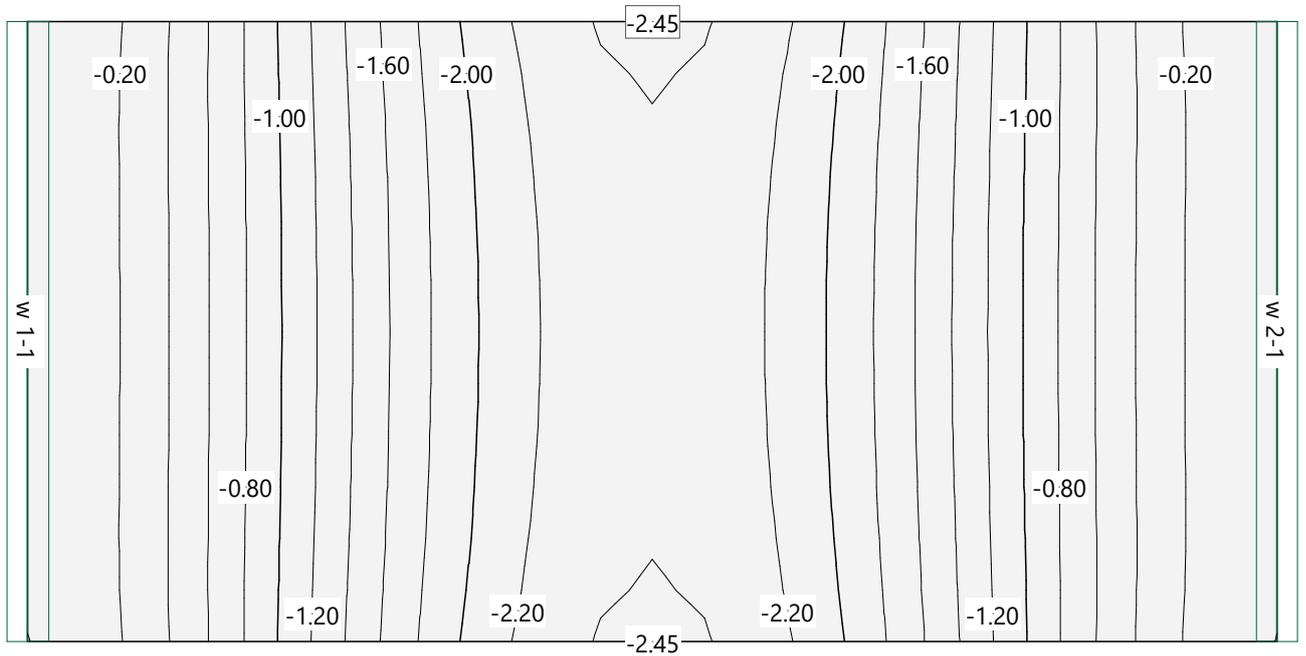
Grenzwerte Durchbiegungen: Minima [mm], Äquidistanz: 1.00 [mm], Referenzlinie: 0.00
Spezifikation: IGZT

Mstb. 1 :73.0

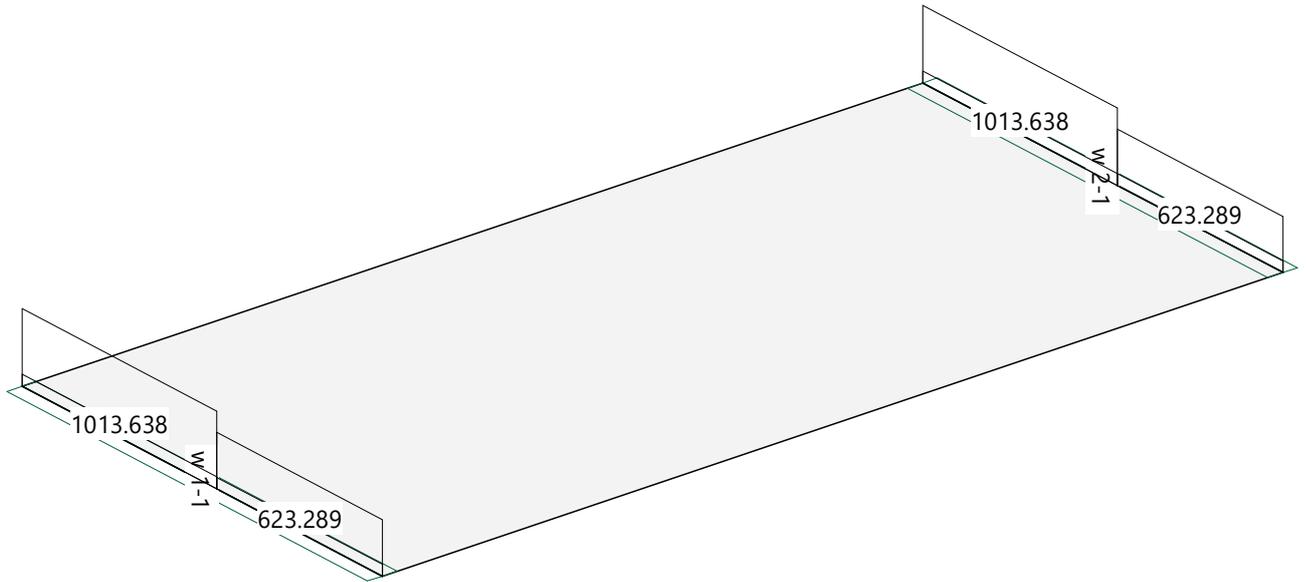


Grenzwerte Durchbiegungen: Maxima [mm], Äquidistanz: 0.20 [mm], Referenzlinie: 0.00
Spezifikation: IGZT

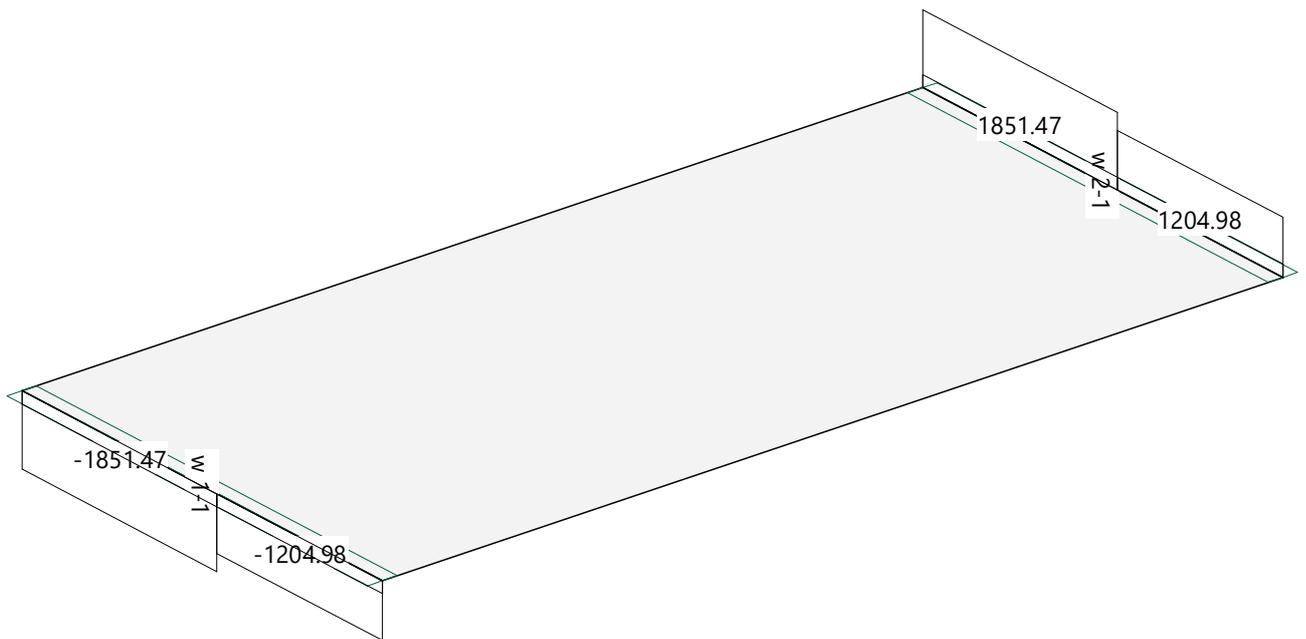
Mstb. 1 :73.0



Grenzwerte Reaktionskräfte Wände: Grenzwertspezifikation: !GZT
Wandwerte abschnittsweise gemittelt, Beschriftungen: Wände: [kN]

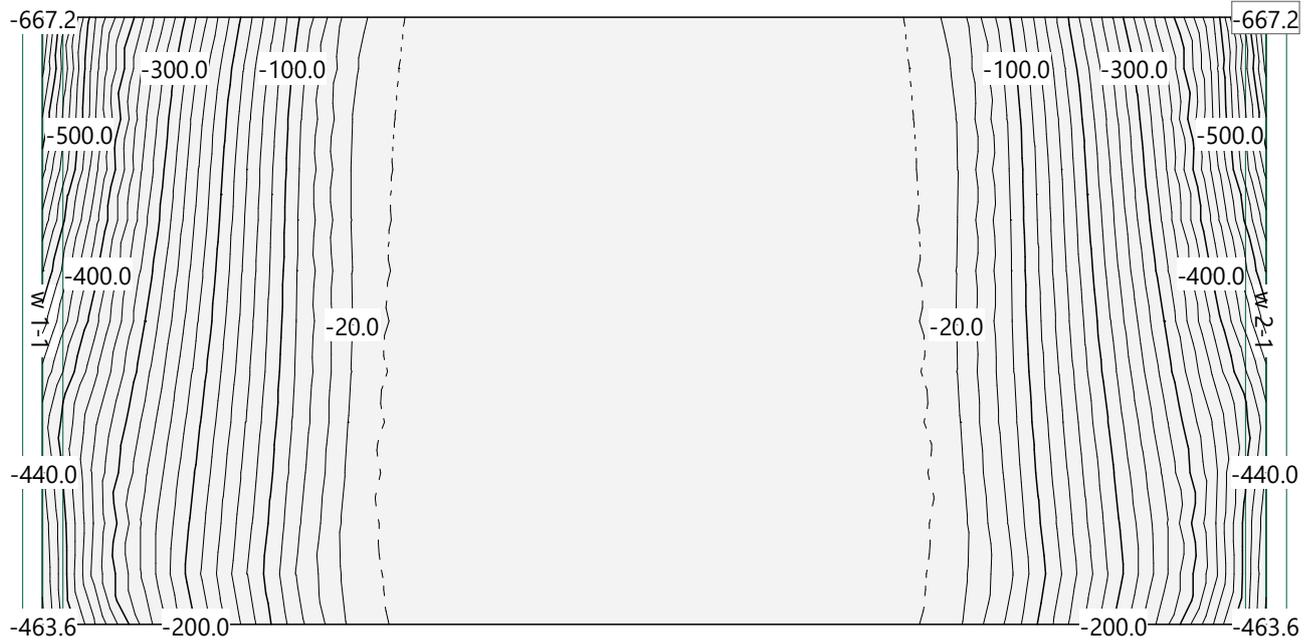


Grenzwerte Reaktionsmomente Wände: Grenzwertspezifikation: !GZT
Wandwerte abschnittsweise gemittelt, Beschriftungen: Wände: [kNm]



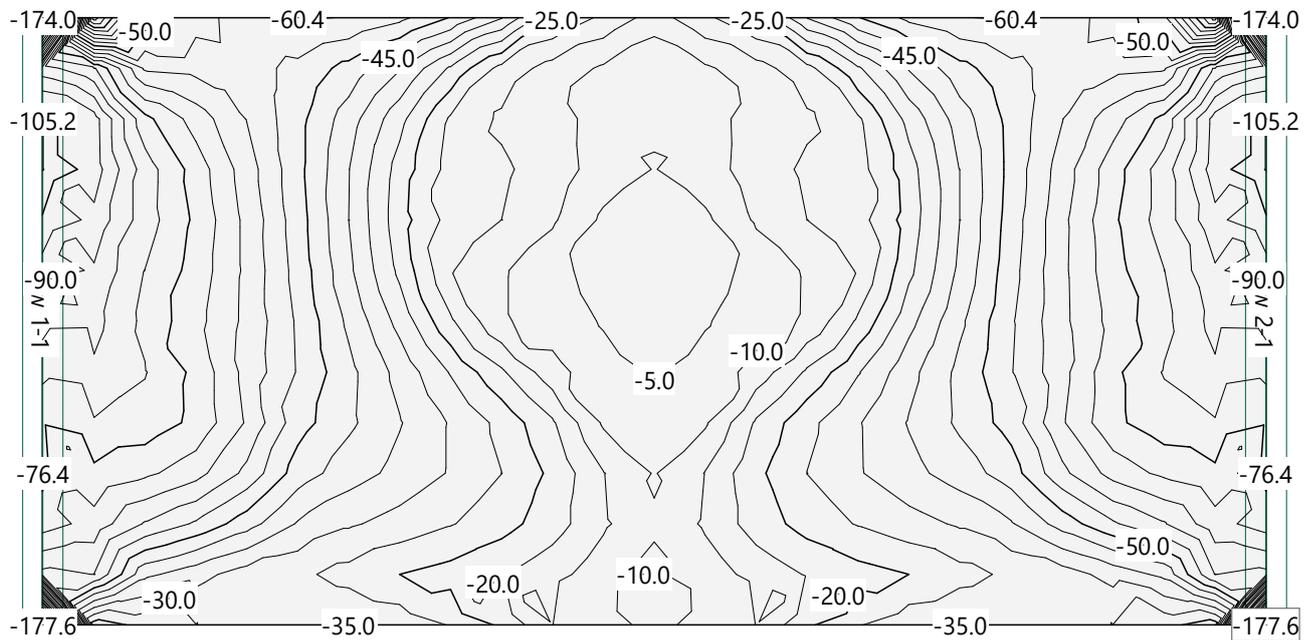
Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxt [kN], Äquidistanz: 20.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: !GZT

Mstb. 1 :74.6



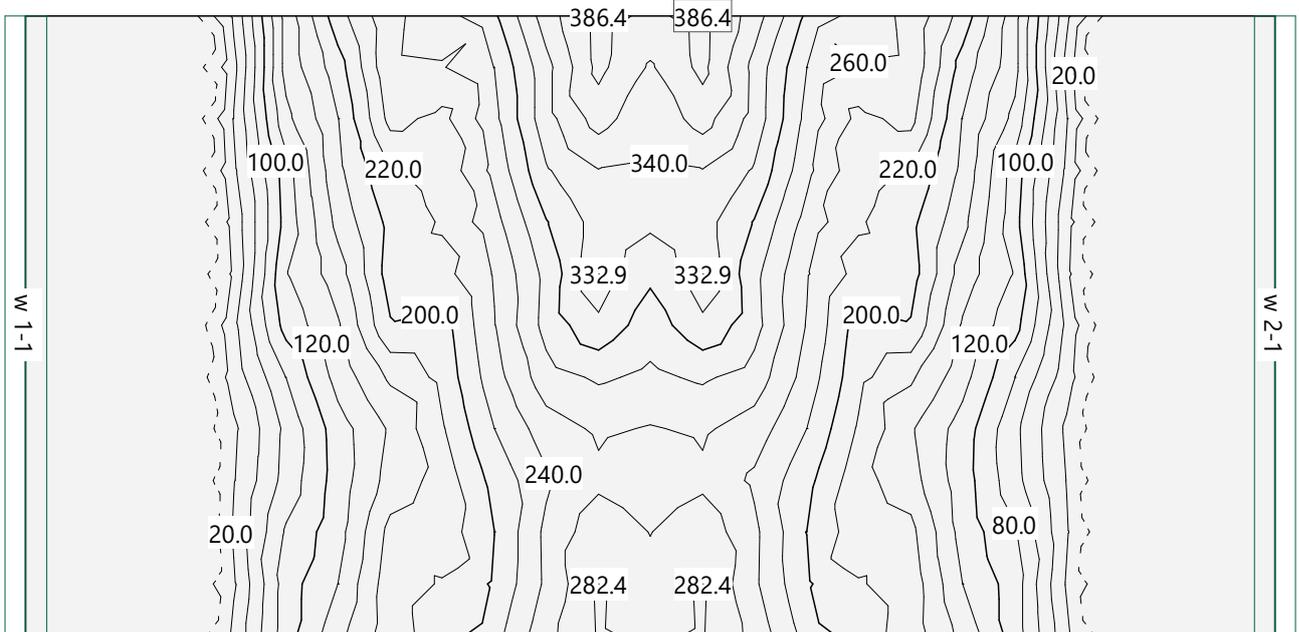
Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayt [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: !GZT

Mstb. 1 :74.6



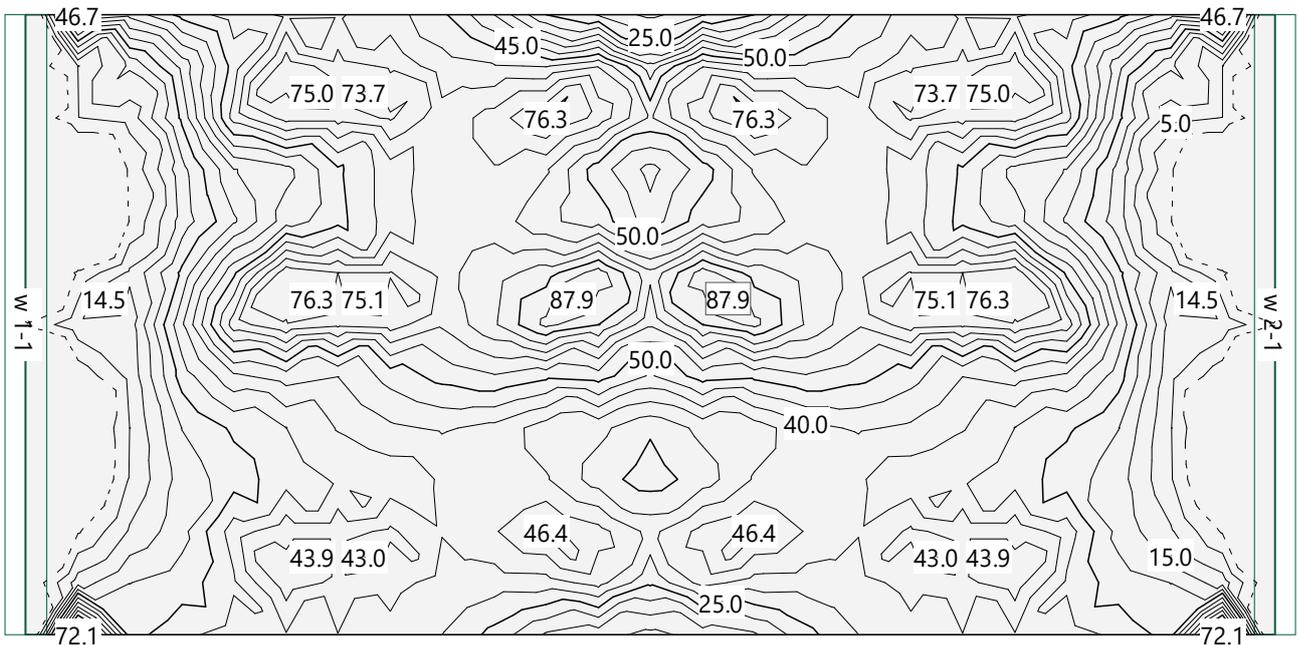
Grenzwerte Bewehrungsmomente: maxb [kN], Äquidistanz: 20.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: IGZT

Mstb. 1 :73.0



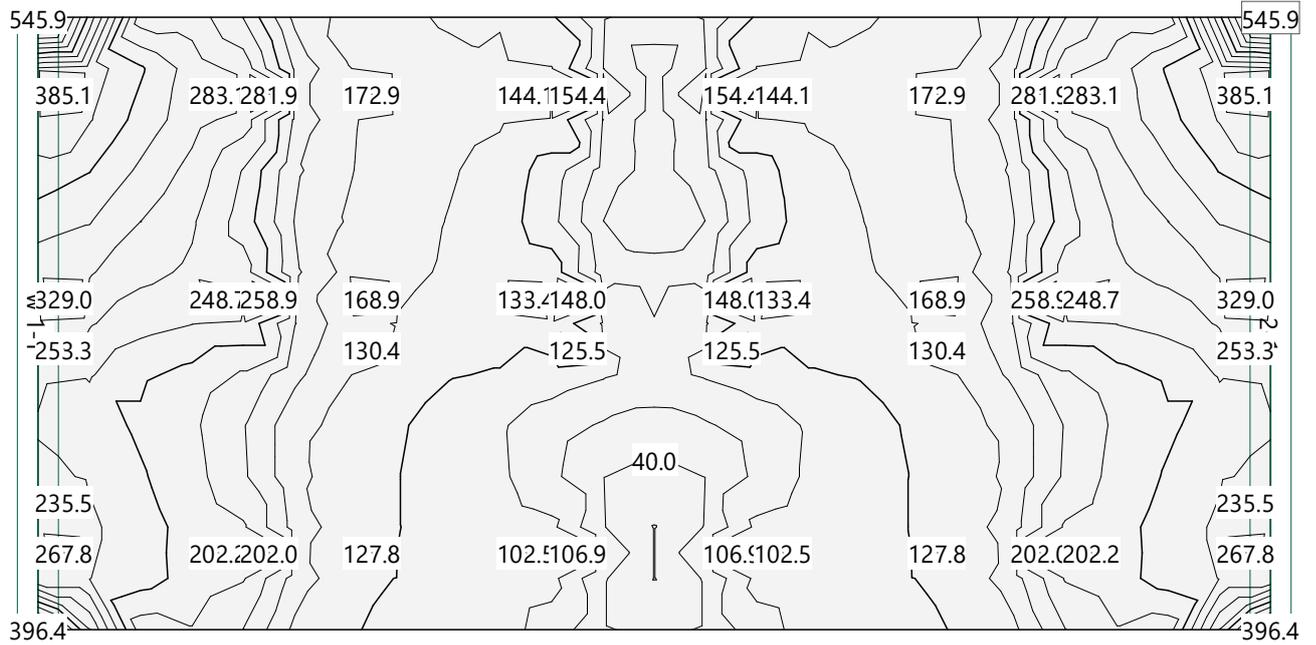
Grenzwerte Bewehrungsmomente: mayb [kN], Äquidistanz: 5.0 [kN], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: IGZT

Mstb. 1 :73.0



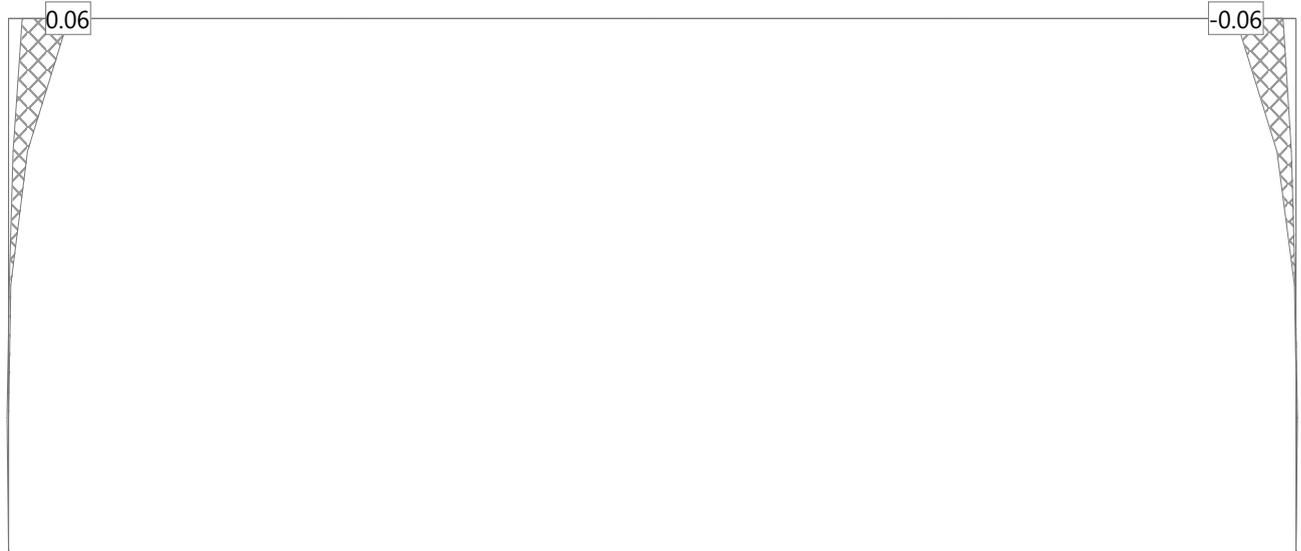
Grenzwerte Querkräfte: [kN/m], Äquidistanz: 20.0 [kN/m], Referenzlinie: 0.0
Spezifikation: IGZT

Mstb. 1 :74.0



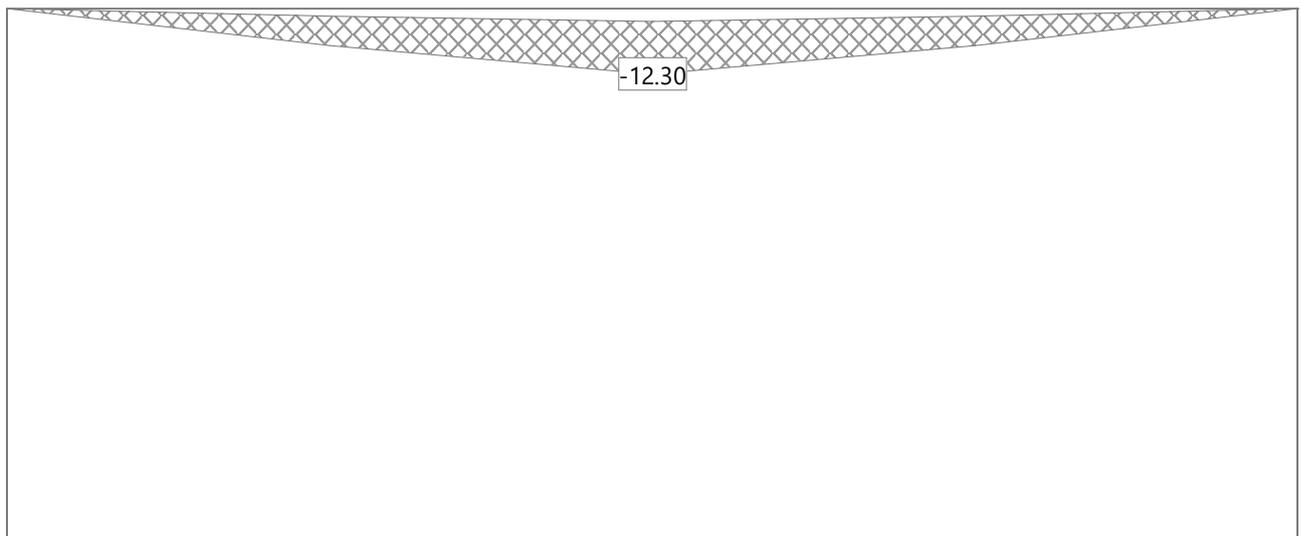
Verschiebungsgrenzwerte DX [mm] für: !GZT, Überhöhung: 10000.0

Mstb. 1 :70.8



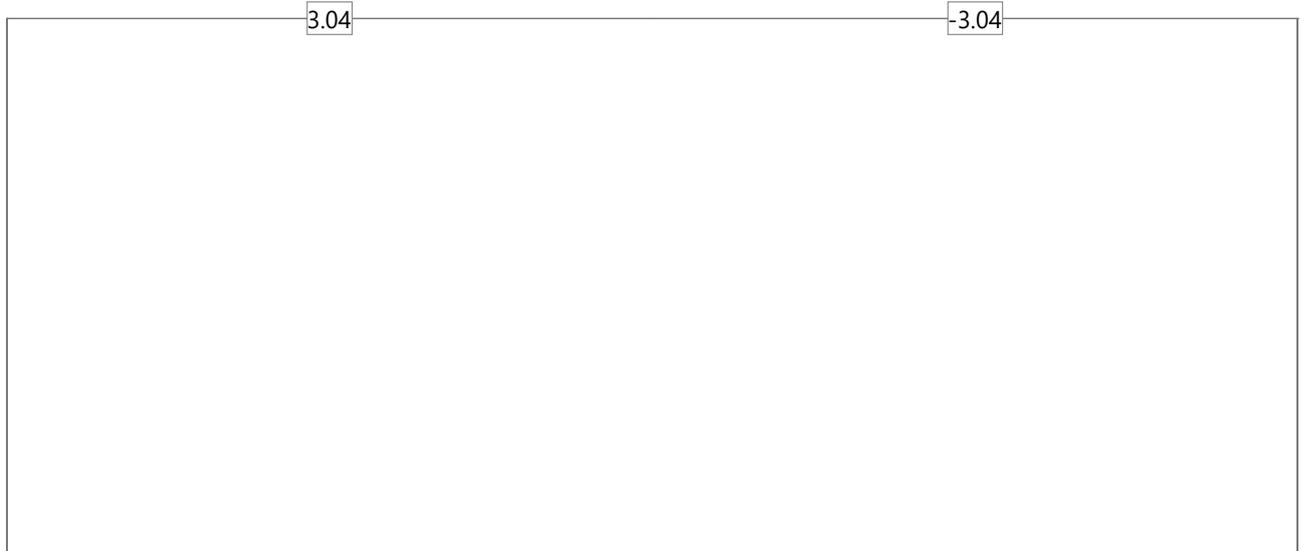
Verschiebungsgrenzwerte DZ [mm] für: !GZT, Überhöhung: 50.0

Mstb. 1 :70.7



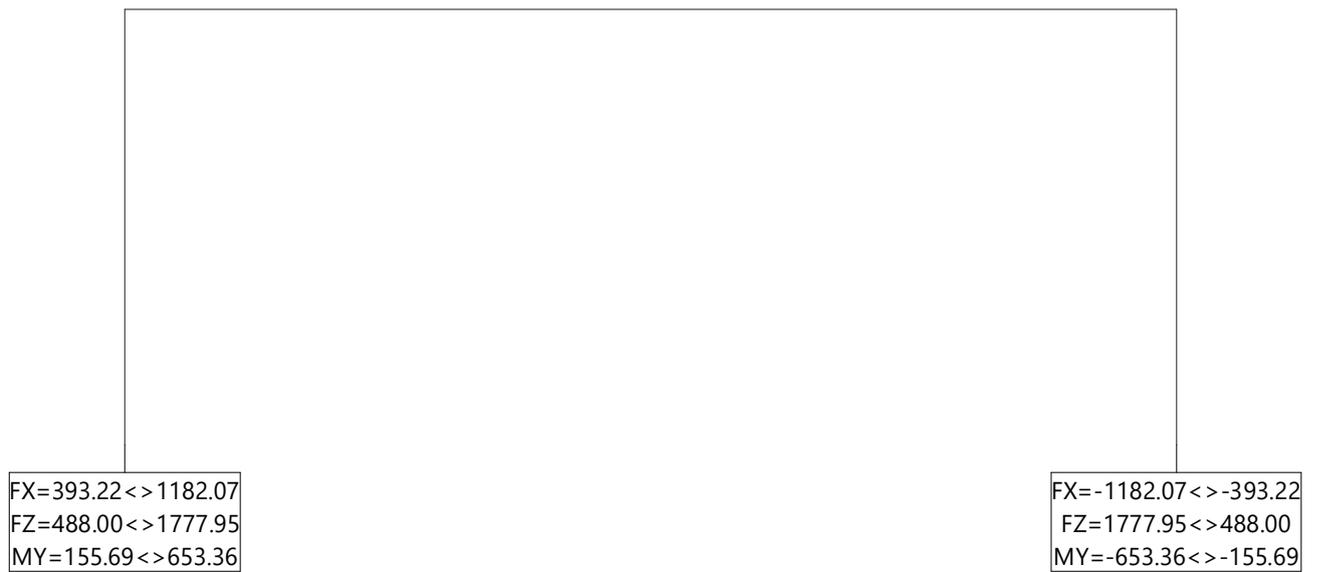
Rotationsgrenzwerte RY [mrad] für: !GZT, Überhöhung: 200.0

Mstb. 1 :70.7



Reaktionsgrenzwerte für FX und zugehörige Komponenten [kN]/[kNm], Spezifikation: !GZT

Mstb. 1 :86.7



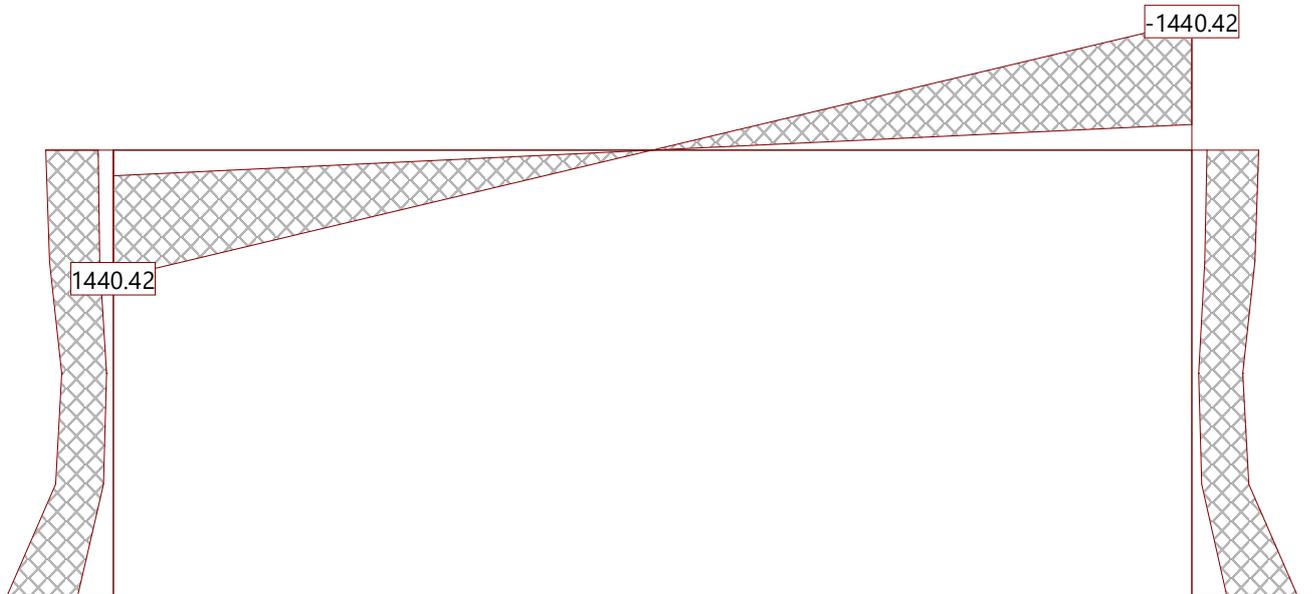
Schnittkraftgrenzwerte N [kN] für: !GZT

Mstb. 1 :78.8



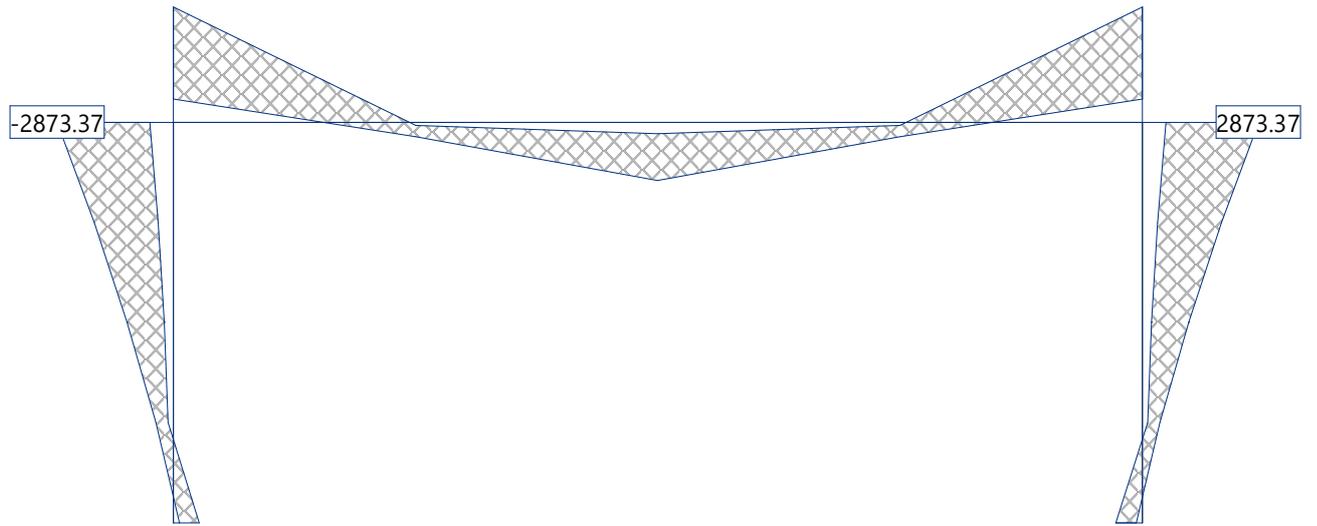
Schnittkraftgrenzwerte Vz [kN] für: !GZT

Mstb. 1 :84.6



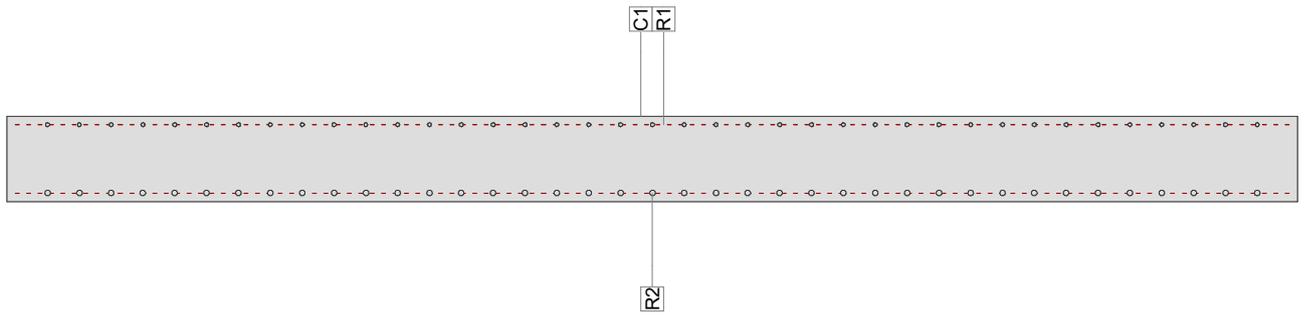
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: !GZT

Mstb. 1 :94.1



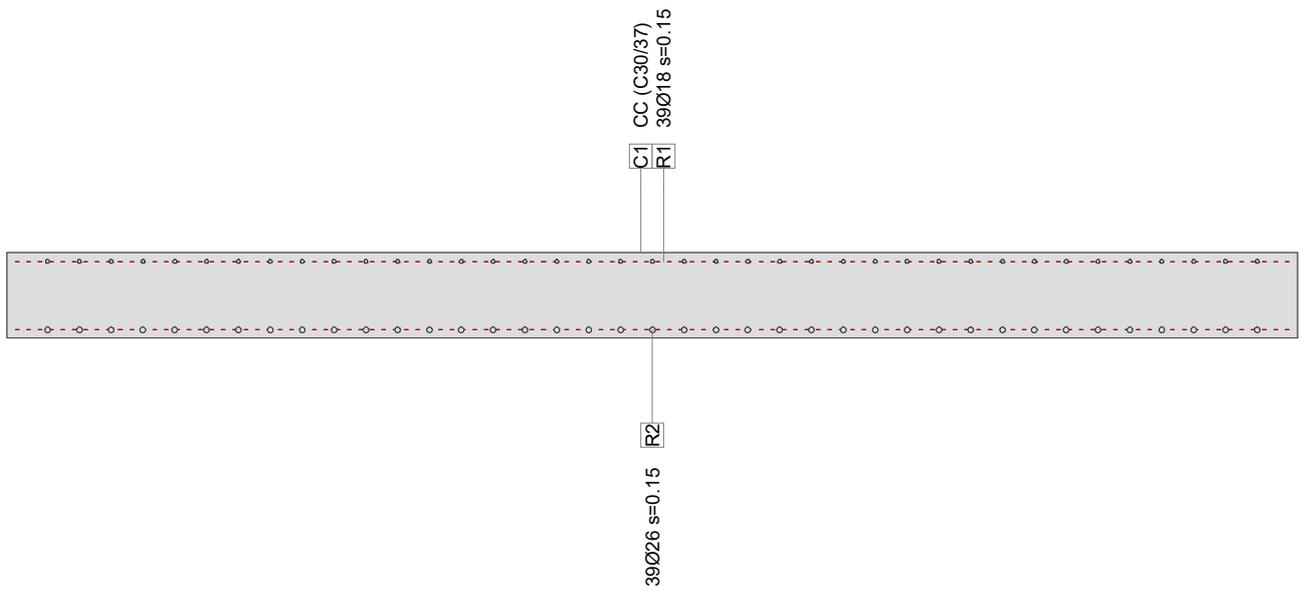
Querschnitt BP_STRASSENBRCKE (C30/37;B500B): Umriss, Bewehrungen

Mstb. 1 :35.3



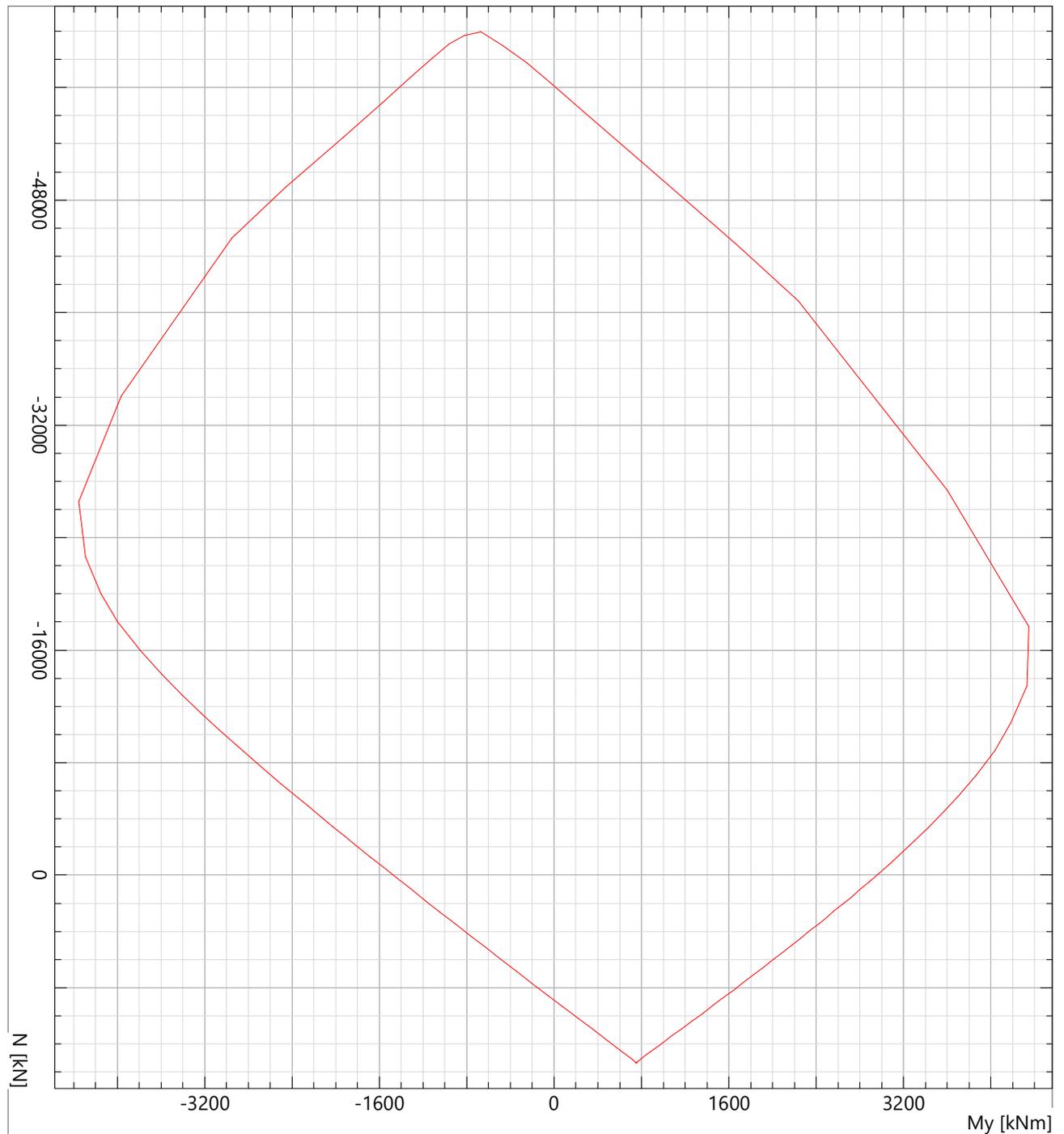
Querschnitt BP_STRASSENBRCKE (C30/37;B500B): Umriss, Bewehrungen

Mstb. 1 :35.3



M-N-Interaktionsdiagramm Querschnitt (Träger): BP_STRASSENBRCKE

!GZT / Bewehrungsgehalt: $\rho = 1.3 \text{ o/o}$



Analyseparameter "!GZT" Norm: SIA

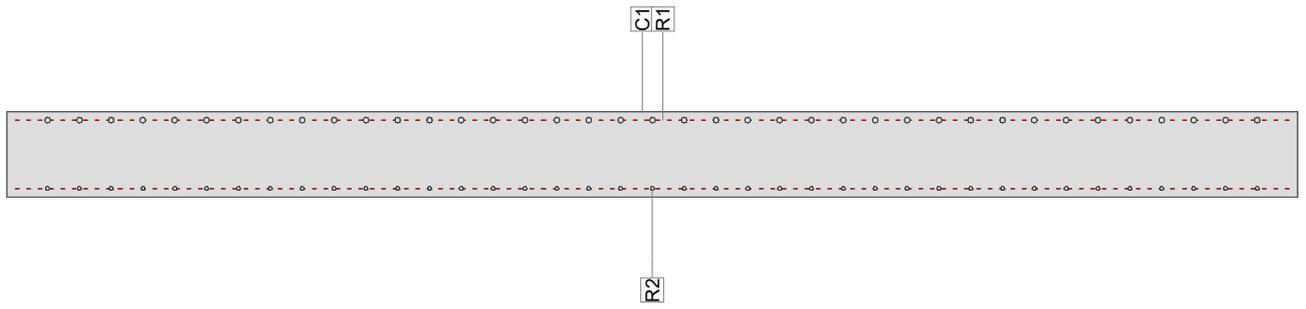
ID	σ-ε-Diagramme		Grenzdehnungen			σ _s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses	
	c	s	ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	α [-]	φ [-]	
!GZT	4/0	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15		45.00	0

Sigma-Epsilon : SIA262 Fig 12 + Fig 16

Nr.:

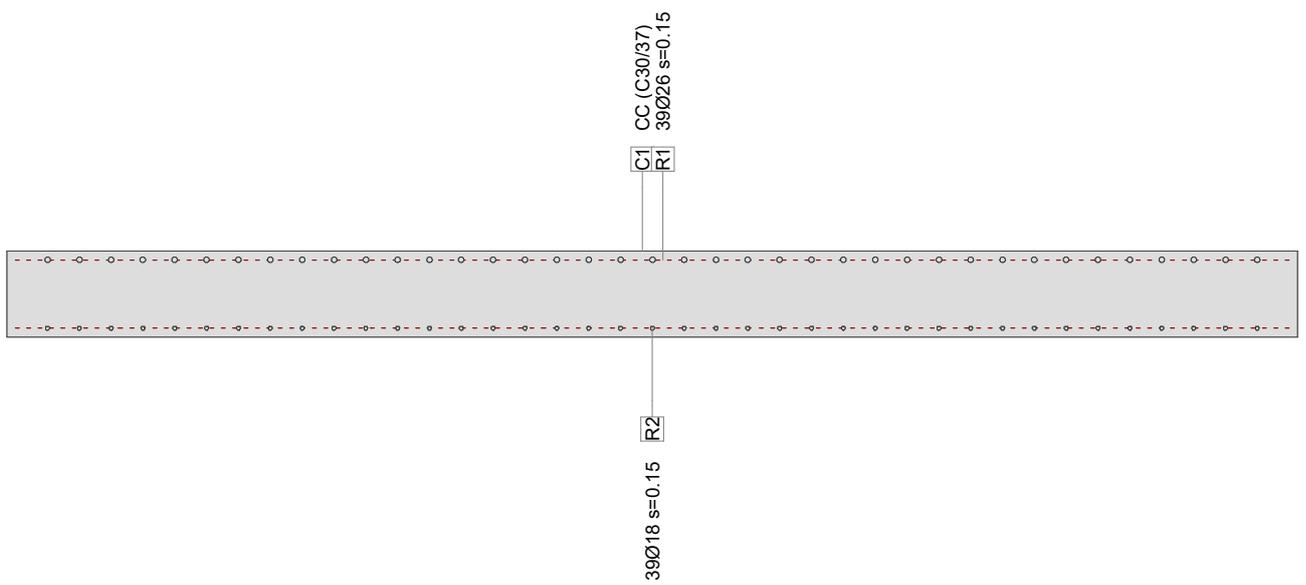
Querschnitt BP_STRASSENBRCKE (C30/37;B500B): Umriss, Bewehrungen

Mstb. 1 :35.3



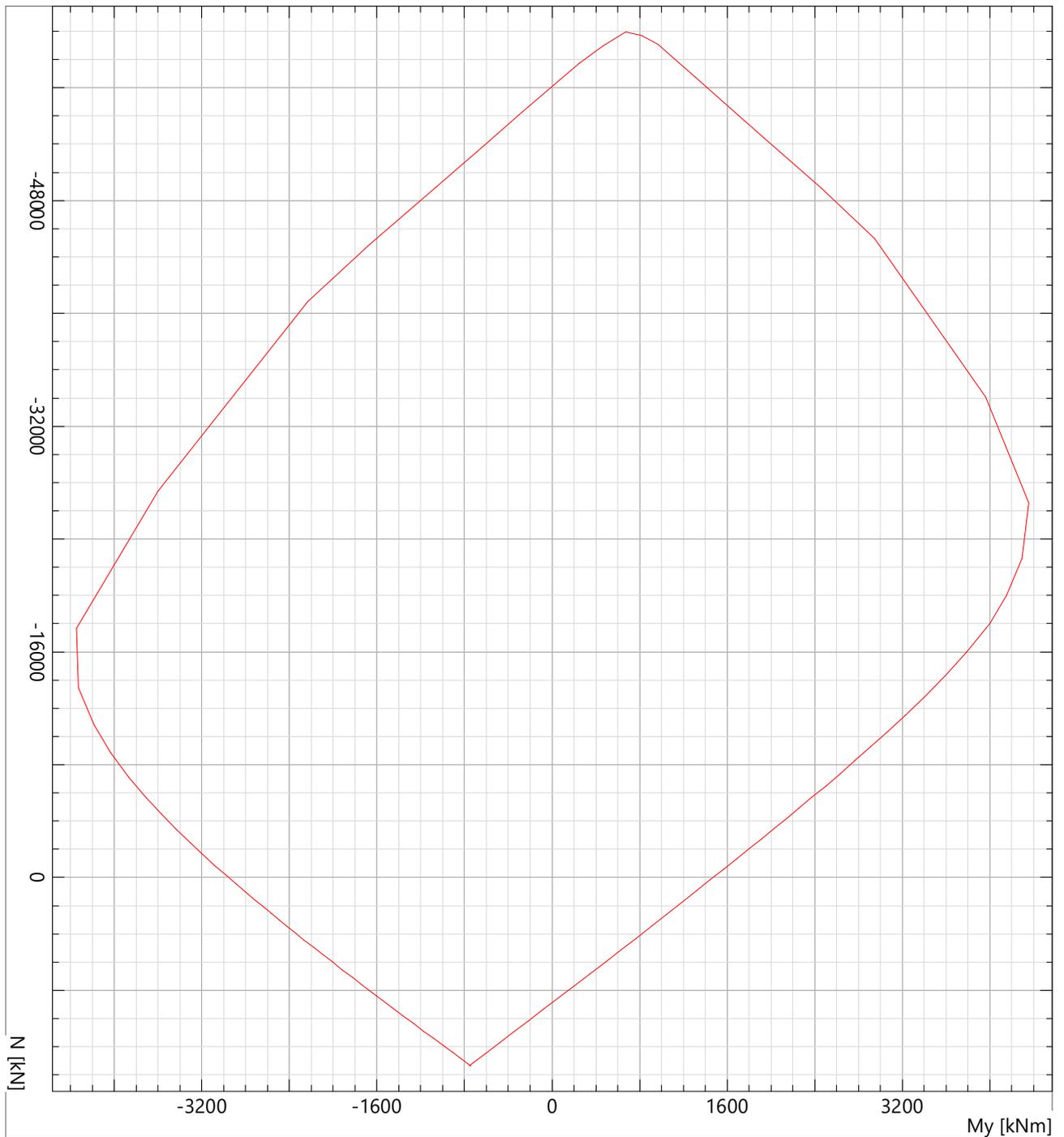
Querschnitt BP_STRASSENBRCKE (C30/37;B500B): Umriss, Bewehrungen

Mstb. 1 :35.3



M-N-Interaktionsdiagramm Querschnitt (Träger): BP_STRASSENBRCKE

!GZT / Bewehrungsgehalt: $\rho = 1.3 \text{ o/o}$



Analyseparameter "IGZT" Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramme		Grenzdehnungen			σ _s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses	
	c	s	ε _{c1d} [‰]	ε _{c2d} [‰]	ε _{ud} [‰]		γ _c [-]	γ _s [-]	α [-]	φ [-]	
!GZT	4/0	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15		45.00	0

Sigma-Epsilon : SIA262 Fig 12 + Fig 16

Nr.: