



Gemeinden Baar / Menzigen

Alte Lorzentobelbrücke BW 1704-0005

Auflageprojekt Instandsetzung Projektbasis



Der Kantonsingenieur:

Plan-Nr: 1704-0005.43
Datum: 15.11.2021
Rev.: -
Visum: Ams

Auftrag-Nr.: 2000768
Planformat: A4
Masstab: -

Planer:



planen • projektieren • beraten

ewp AG Effretikon
Rikonerstrasse 4 • CH-8307 Effretikon • Telefon 052 354 21 11
www.ewp.ch • effretikon@ewp.ch • ISO 9001

Bauherr: Tiefbauamt Kantons Zug, Aabachstrasse 5, 6300 Zug

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines	4
1.1	Grundlagen	4
1.1.1	Objektbezogene Grundlagen	4
1.1.2	Normen	5
1.1.3	Weitere Grundlagen	5
1.2	Baugrund	7
1.2.1	Baugrundbeschreibung	7
1.2.2	Bodenmechanische Kennwerte	7
2	Nutzung	8
2.1	Vorgesehene Nutzung	8
2.2	Geplante Nutzungsdauer	8
2.2.1	Neue Bauwerke / Bauteile	8
2.2.2	Bestehende Bauteile	9
2.2.3	Provisorien	9
3	Tragwerkskonzept	10
3.1	Konzeptionelle Überlegungen	10
3.2	Tragsystem und Tragwerksmodell	11
3.3	Baustoffe	17
3.3.1	Bestehende Bauteile	17
3.3.2	Neue Bauteile	19
3.4	Bauverfahren	20
3.5	Wichtige Konstruktionsdetails	20
4	Tragwerksanalyse und Bemessung/Überprüfung	21
4.1	Rechenwerte (Charakteristische Werte und Bemessungs- bzw. Überprüfungs- werte)	21
4.1.1	Baustoffe	21
4.1.2	Einwirkungen	23
4.2	Bemessungssituationen / Überprüfungssituationen	25
4.2.1	Lastbeiwerte	26
4.2.2	Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 1	26
4.2.3	Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 2	27
4.2.4	Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 3	27
4.2.5	Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 4	27
4.2.6	Partialfaktoren für geotechnische Nachweise	28
4.3	Akzeptierte Risiken	28
5	Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit	29
5.1	Anforderungen	29
5.1.1	Nutzungszustände / Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	29
5.1.2	Risse	29
5.1.3	Verformungen	29

5.1.4	Frostausalzbeständigkeit	29
5.1.5	Frostbeständigkeit	29
5.1.6	Dichtigkeit	29
5.1.7	Korrosionsschutz	29
<hr/>		
6	Massnahmen	30
6.1	Bemessung/Nachweise	30
6.2	Konstruktive Durchbildung	30
6.3	Bauausführung	30
6.4	Nutzung	30
<hr/>		
7	Unterschriften und Revisionen	31
7.1	Unterschriften	31
7.2	Revisionen	31

Anhang

Anhang A	Katasterplan
----------	--------------

1 Allgemeines

1.1 Grundlagen

Die 1910 eröffnete alte Lorzentobelbrücke überquert das Lorzentobel auf einer Höhe von bis zu 55 m. Das Viadukt mit einer Gesamtlänge von ca. 185 m (exkl. Widerlager) und einer Breite von ca. 6 m besteht aus sechs Natursteinbögen. Der erste Bogen auf der Zuger Seite weist einen Radius der Innenleibung von 7.5 m auf, die weiteren Bögen wurden mit einem Radius von 15 m ausgeführt. Auf beiden Seiten wurden Widerlager angeordnet, wobei dasjenige auf der Seite Ägeri aufgrund des schlechten Zustands 1980/81 mittels Felsankern, Vorbeton und Longarinen provisorisch gesichert wurde. Die Brücke weist ein Längsgefälle von ca. 2% in Richtung Zug auf. Auf allen Pfeilern wurden beidseits Kanzeln angeordnet, welche auskragen und 1975 bis 1978 teilweise gegen einen Absturz gesichert wurden.

Die alte Lorzentobelbrücke wird seit 1985 noch durch Fussgänger, Radfahrer, forstwirtschaftliche Fahrzeuge und Unterhaltsfahrzeuge genutzt. Früher wurde sie auch durch den Strassenverkehr (bis 1985) und die Strassenbahn (bis 1955, am oberwasserseitigen Brückenrand) genutzt.

1.1.1 Objektbezogene Grundlagen

- Tiefbauamt Kt. Zug, Baupläne und Statische Berechnung Brücke, 1910
- Tiefbauamt Kt. Zug, Projekt Brückenverbreiterung, 1940 (*nicht realisiert*)
- Archiv Tiefbauamt Kt. Zug, Pläne Uferverbauung 1943
- Ingenieurbüro H. Eichenberger, statische Nachprüfung 1956
- Ingenieurbüro H. Eichenberger, über die Tragfähigkeit und den baulichen Zustand, Technischer Bericht, 1960
- Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Bericht über den derzeitigen Zustand und die Sanierungsmöglichkeiten, 1973
- Kantonales Tiefbauamt Zug, Zustandskontrolle von 1973
- Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Sanierung der Brückenkonsolen, Pläne, 1975/1977
- Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Sanierung Widerlager Ost, Pläne, 1980
- Emch + Berger Zug AG, Lorzentobelbrücken - Zur Eröffnung der neuen Lorzentobelbrücke vom 05.11.1985, Buch, 1985
- EMPA (Dr. M. Ladner), Untersuchungsbericht Hauptinspektion, 08.12.1987
- Dr. von Moos AG, Geologisches Gutachten zur Stabilität der westlichen Talflanke, 31.10.1996
- Prof. Dr. M. Ladner, Stellungnahme des Prüfindingenieurs zum Sanierungsprojekt, 31.07.1995.
- ACS Partner, Vorprojekt Instandsetzung, 1998, rev. 2005 (*nicht realisiert*)
- ACS Partner, Hauptinspektion 2003, Inspektionsbericht, 2003 (rev. 28.06.2004)
- Dr. R. P. Frey Consulting Eng., Zustandsbeurteilung anhand des Inspektionsberichtes vom 28.06.2004 (Hauptinspektion) sowie Beobachtungen in situ, 2005
- Dr. R. P. Frey Consulting Eng., Stellungnahme zur Auswertung der Höhen- und Lagemessung, 2008

- Tiefbauamt des Kantons Zug (H. Späni), Hauptinspektion 2008, Inspektionsbericht, 2010
- Gerritsma AG, Lagemessungen von 1978 bis 2013
- Gwerder + Partner AG, Instandsetzung Deckbelag 2005, Plan des ausgeführten Werkes, 2007
- Kanton Zug, GIS-Daten, <http://www.zugmap.ch/zugmap/BM3.asp>
- C. van Rooden, Das Guckloch - Trilogie der Lorzentobelbrücken, Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, 2014
- ewp AG Effretikon, Machbarkeitsstudie - Umleitungskonzept über die alte Lorzentobelbrücke, Bericht inkl. Kostenschätzung, 2014
- ewp AG Effretikon, Hauptinspektion 2014, Inspektionsbericht, 2014
- Materialtechnik am Bau AG, Materialtechnische Untersuchungen, 2014
- ewp AG Effretikon, Überprüfung 2014 - technische Dokumentation, 2014
- ewp AG Effretikon, Überprüfung 2014 - Zustandsbericht, 2014
- Dr. Lorenz Wyssling AG, Hydrogeologische Verhältnisse, Bericht, 2015
- ewp AG Effretikon, Dossier Massnahmenkonzept, 2016
- ewp AG Effretikon, Dossier Massnahmenprojekt, 2018

1.1.2 Normen

- SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- SIA 261 (2014) Einwirkungen auf Tragwerke
- SIA 262 (2013) Betonbau
- SIA 263 (2013) Stahlbau
- SIA 264 (2014) Stahl-Beton-Verbundbau
- SIA 266/2 (2012) Natursteinmauerwerk
- SIA 267 (2013) Geotechnik
- SIA 267/1 (2013) Geotechnik – Ergänzende Festlegungen
- SN 640 568 (2013) Passive Sicherheit im Strassenraum, Geländer
- SN 640 350 (2000) Oberflächenentwässerung von Strassen

1.1.3 Weitere Grundlagen

- George Fillmore Swain, L. L. D. Professor an der Harvard Universität, New York. Festigkeitslehre. Springer, Berlin 1928.
Autorisierte Übersetzung von Dr.-Ing. A. Mehmel, Hannover.
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ - EAU (1990)
- DIN 18800-5 (2003). *Steel structures – Part 5: Composite structures of steel and concrete – Design and construction.*

- ÖNORM B 4435-1 (2003). *Erd- und Grundbau. Flachgründungen Teil 1*. Österreichisches Normeninstitut, Wien.
- Markus Falthäuser (2005). *Nadelanker bei unverbessertem, mehrschaligem Mauerwerk – Anzahl und Anordnung*. Institut für Tragkonstruktionen – Universität Karlsruhe – Heft 40.
- Bodenmechanik und Grundbau (2010), Hans-Jürgen Lang, 9. Auflage, Springer Verlag.
- Specifiers' Guide to Steel Piling, Biddle und Yandzio (2011), SCI PUBLICATION P308
- Geotechnik, Grundbau, Gerd Möller (2012), ISBN 978-3-433-60199-0
- ASTRA, Suizidprävention bei Brücken: Follow-Up, Forschungsbericht AGB 2009/014, 2014
- Schweizerische Anwendungszulassung, SA – 002 zur ETA-05/0123. DYWIDAG-Stabspannverfahren mit Verbund, 30.06.2015.
- HILTI, Technisches Handbuch der Befestigungstechnik für Hoch- und Ingenieurbau, Stand 07.2015.
- Vorlesungsskript „Entwurf und Konstruktion in der Geotechnik“, Master 1. Semester, IGT ETHZ
- Richtlinie zur Versickerung, Retention und Ableitung von Niederschlagswasser in Siedlungsgebieten (2008)

1.2 Baugrund

1.2.1 Baugrundbeschreibung

Die Talsohle des Lorzentobels liegt bei der alten Lorzentobelbrücke im Niveau von sehr kompakt gelagerten, glazialen Seeablagerungen mit geringmächtigen Einlagerungen von Moränematerial. Die Oberfläche der glazialen Seeablagerungen weist ein beachtliches Relief auf. Darüber folgt der grundwasserführende Lorze-Schotter, welcher durch horizontal eingelagerte undurchlässige Moränen- und Sandschichten in mehrere übereinander liegende, sich z.T. seitlich verfingernde Schotterkörper unterteilt wird. Dies führt zur Bildung von mehreren übereinander liegenden Grundwasservorkommen, welche durch undurchlässige Moräneschichten hydraulisch getrennt sind. Über dem Lorze-Schotter folgen ab ca. 610 m u. M. praktisch undurchlässige geschichtete siltige-tonige Sande mit geringmächtigen Kieslagen, welche nur mässig Grundwasser führen. Darüber folgen die letzteiszeitlichen Moräneablagerungen.

1.2.2 Bodenmechanische Kennwerte

Die bodenmechanischen Kennwerte basieren auf dem 2015 durch die Dr. Lorenz Wyssling AG erstellten Bericht zu den hydrogeologischen Verhältnissen im Bereich des östlichen Talhangs.

Bodenbeschreibung ²⁾	Raumlast	Kohäsion	Reibungs- winkel	Zusammendrückungsmodul	
				Erstbelastung Wiederbelast.	
				M_E	$M_{E'}$
	g	c'	Φ'		
	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[°]	[MN/m ²]	[MN/m ²]
Hangschutt , locker gelagert	20	0	(26) 28	(3) 5	15
Moräne , sandig-kiesig, kompakt	22	(10) 20	(31) 33	(60) 80	250
Lorze-Schotter , sandiger Kies, wenig bis mässig verkittet	(22) 23	20 ¹⁾	(37) 39	> 80	> 250
glaziale Seeablagerungen					
vorwiegend sandig, kompakt	21	(5) 10	(24) 26	(40) 60	180
tonig-siltiger Feinsand, sehr kompakt (nur in der Talsohle)	21.5	(10) 15	(26) 28	(40) 60	180

¹⁾ technische Kohäsion infolge hoher Lagerungsdichte und Verkittung (geht bei Auflockerung vollständig verloren)

²⁾ geschätzter Erwartungswert X_m , in Klammer Extremwert (X_{Ext})

2 Nutzung

2.1 Vorgesehene Nutzung

Nutzung durch Verkehr

Die alte Lorzentobelbrücke wird seit 1985 nur noch durch Fussgänger, Radfahrer, Unterhaltsfahrzeuge ($v_{\max} = 5$ km/h) und forstwirtschaftliche Fahrzeuge genutzt. Davor wurde sie auch durch den Strassenverkehr (bis 1985) und die Strassenbahn (bis 1955, am oberwasserseitigen Brückenrand) genutzt. Die aktuelle Nutzung wird auch nach der Sanierung beibehalten.

Nutzung auf der alten Lorzentobelbrücke:

- Rad- und Gehweg
- Unterhaltsfahrzeuge bis 35 to ($v_{\max} = 5$ km/h)
- Forstwirtschaftlicher Verkehr und sonstige Unterhaltsfahrzeuge (bis max. 28 to, $v_{\max} = 15$ km/h)

Nutzung unterhalb der alten Lorzentobelbrücke:

- Lorze
- Rad- und Gehweg (Zufahrtsstrasse WWZ)
- Zugang zu Quelle WWZ

Weitere Nutzungen

Werkleitungen:

- Auf der alten Lorzentobelbrücke verlaufen keine in Betrieb stehenden Werkleitungen mehr. Die vermutlich noch vorhandene Entwässerungsleitung ist nicht mehr funktionstüchtig. Die Entwässerung der Brücke erfolgt über Speier. Im Rahmen der Instandsetzung wird die Entwässerung der Brückenfahrban neu gelöst (keine Entwässerung über Speier direkt in die Lorze mehr).
- Unterhalb der Brücke verläuft parallel zum Bauwerk vom Pfeiler III bis zum WL Ägeri eine Z4-Leitung der Swisscom.
- Im Bereich der Betriebsstrasse der WWZ zwischen den Pfeilern II und III wird die Brücke durch diverse Leitungen der WWZ gequert (Druckwasser, Wasser, Kabelmedien).
- Zwischen der Betriebsstrasse der WWZ und dem Pfeiler V verläuft eine weitere Wasserleitung von welcher jedoch die Lage nicht genau bekannt ist.

2.2 Geplante Nutzungsdauer

2.2.1 Neue Bauwerke / Bauteile

- | | |
|--------------------------------------|----------|
| ▪ Tragkonstruktion | 75 Jahre |
| ▪ Überbau | 75 Jahre |
| ▪ Konsolköpfe | 50 Jahre |
| ▪ Abdichtung / Belag (Schutzschicht) | 50 Jahre |

- Entwässerung 50 Jahre
- Belag (Deckschicht) 25 Jahre
- Geländer 25 Jahre

2.2.2 Bestehende Bauteile

Nach der geplanten Instandsetzung 2022/23 des Bauwerks gelten die folgenden Restnutzungsdauern:

- Tragkonstruktion 75 Jahre (2098)
- Überbau 75 Jahre (2098)
- Konsolköpfe 50 Jahre (2073)
- Abdichtung / Belag (Schutzschicht) 50 Jahre (2073)
- Entwässerung 50 Jahre (2073)
- Belag (Deckschicht) 25 Jahre (2048)
- Geländer 25 Jahre (2048)

2.2.3 Provisorien

keine

3 Tragwerkskonzept

3.1 Konzeptionelle Überlegungen

Das bestehende statische System der Brücke wird beibehalten und nicht verändert. Die auf Druck beanspruchten Gewölbe liegen auf 5 Pfeilern und 2 Widerlagern auf. Sowohl die Widerlager als auch die Stützen sind flach fundiert. Die Stirnwände werden auf Höhe der Fahrbahn seit dem Ende der 1970er-Jahre durch Betonriegel zusammengehalten. Die Fahrbahn ist nicht dicht, so dass Wasser mehr oder weniger ungehindert in die Konstruktion eindringen kann.

Bei der Hauptinspektion 2014 wurden folgende Mängel festgestellt, welche teilweise auf Mängel im Tragwerkskonzept zurückzuführen sind:

- Abgleiten des Widerlagers Ägeri (seit 1972 provisorisch gesichert)
- Eindringen von Wasser in die Konstruktion, welches ein Auswaschen von Feinanteilen und eine Reduktion des Tragwiderstandes zur Folge hat
- Zu weit auskragende Kanzeln über den Pfeilern (provisorisch gesichert)
- Zu geringe Betonüberdeckungen bei den Konsolköpfen
- Längsrisse in den Gewölben

Folglich zu diesen Erkenntnissen wurden im Massnahmenkonzept 2016 folgende Verstärkungsmassnahmen beschlossen:

- Erstellung einer abgedichteten Betonfahrbahnplatte, die mit den Stirnwänden verdübelt ist;
- Ersatz der Verstärkung beim Widerlager Ägeri;
- Sicherung der Gewölbe, der Flügelmauer Ägeri und der Natursteinkanzeln mittels Nägeln.

3.2 Tragsystem und Tragwerksmodell

Tragsystem

Das statische System besteht aus 6 Druckbögen, welche auf 2 Widerlagern und 5 Pfeilern aufliegen.

Die Tragkonstruktion besteht aus 6 m breiten Gewölben, welche beidseitig durch gegen unten dicker werdende Stirnmauern abgeschlossen werden. Die Gewölbe wurden vermutlich mit Aushubmaterial verfüllt, wogegen die Pfeiler mit Magerbeton verfüllt wurden. Die beiden Widerlager wurden ebenfalls mit Aushubmaterial verfüllt.

Die auskragenden Kanzeln über den Pfeilern wurden durch Betonriegel und externe Anker provisorisch gesichert.

Tragwerksmodell der Fahrbahnplatte

Die bestehende Fahrbahn wird durch eine Ortsbetonfahrbahnplatte ersetzt. Die Ortsbetonplatte wird fugenlos erstellt und in den Stirnwänden verankert (horizontale Halterung der Stirnwände).

In Quertragrichtung ist die neue Fahrbahnplatte auf den Stirnwänden starr gelagert. Zwischen den Stirnwänden wird eine elastische Lagerung auf der Innenfüllung berücksichtigt.

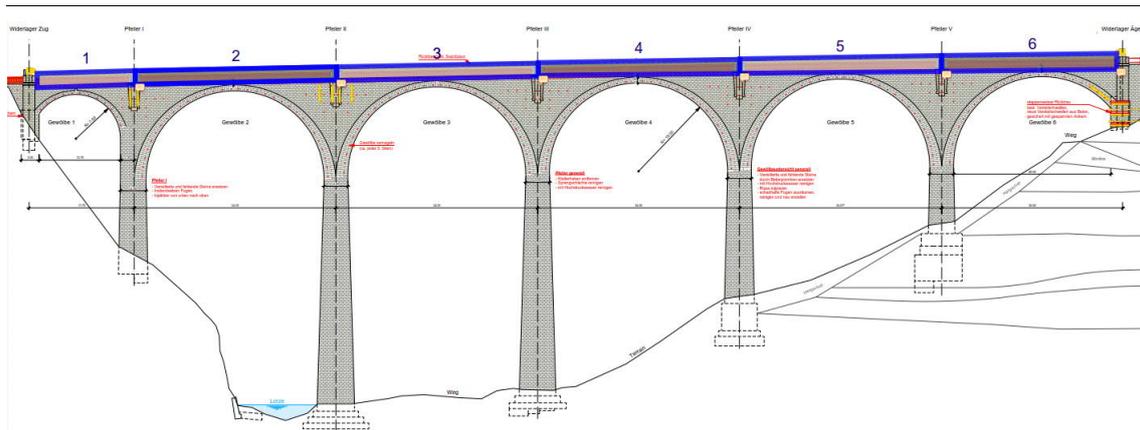


Abbildung 1: Längsschnitt

Tragwerksmodelle des Widerlagers Ägeri

Die bestehende Sicherung des Widerlagers wird mittels neuen Longarinen aus Beton und neuen Stabankern ersetzt. Die bestehenden Anker bleiben bis zum Einbau der neuen Verstärkung erhalten, sodass keine komplexen Bauzustände entstehen.

Die neue Verstärkung dient zur Lagesicherung des kompletten Widerlagers: sie soll die Tragsicherheit des Widerlagers sowie die Standsicherheit des Hanges gewährleisten.

Die Problemstellung wird längs und quer zur Brücke als ebener Verformungszustand betrachtet, sodass gewisse Tragreserven aus der dreidimensionalen Gewölbewirkung im Boden vorhanden bleiben.

Weiterhin werden

- die zusätzliche horizontale Halterung des Widerlagers durch das Gewölbe (längs und quer),
- sowie die günstig wirkenden Kräfte aus dem Brückeneigengewicht

(auf der sicheren Seite liegend) vernachlässigt.

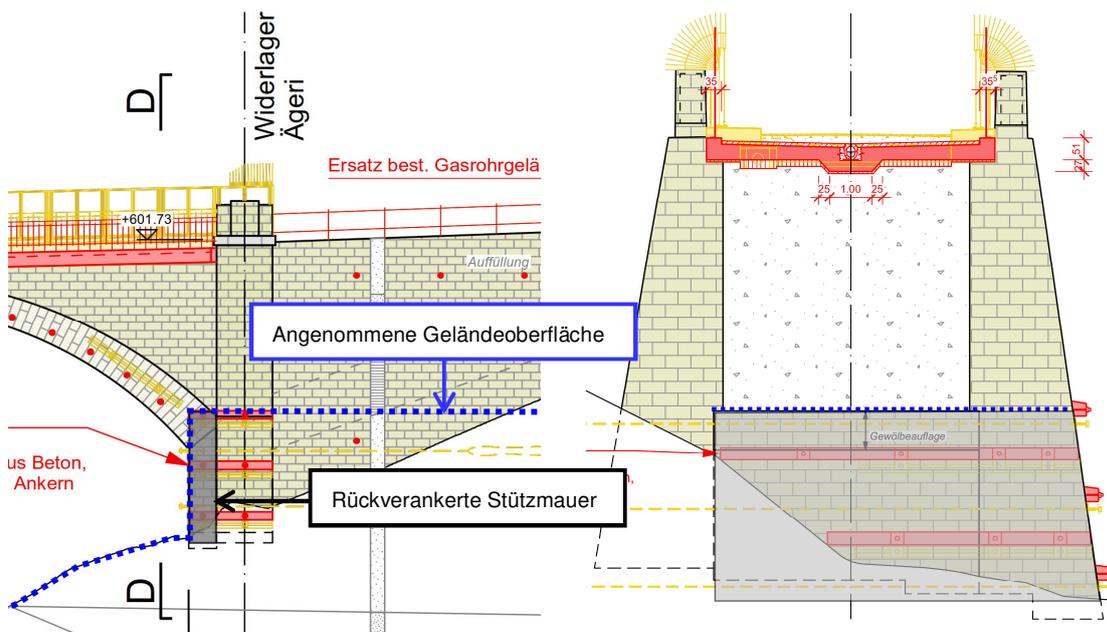


Abbildung 2: Annahmen im Längsschnitt

Abbildung 3: Annahmen in der Ansicht

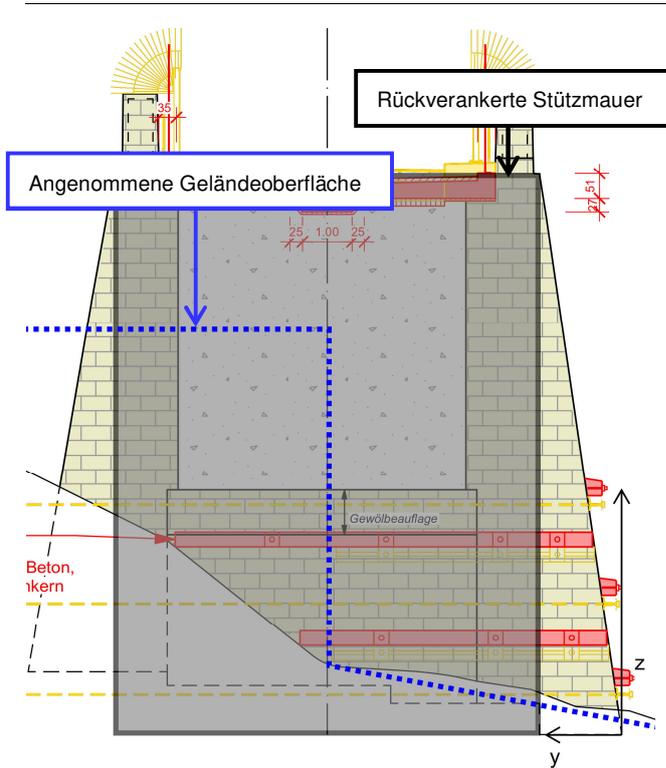


Abbildung 4: Annahmen im Längsschnitt

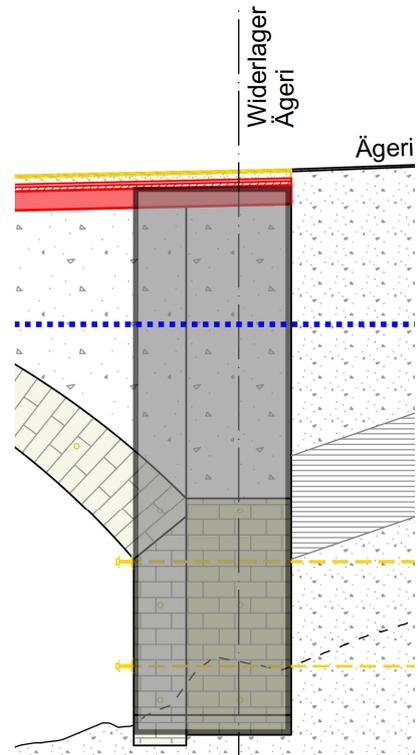


Abbildung 5: Annahmen in der Ansicht

In einem ersten Schritt wird der erforderliche Vorspanngrad der neuen Erdanker ermittelt, sodass die Standsicherheit des Widerlagers in Längs- und in Querrichtung gewährleistet ist. Hierfür wird das Widerlager im Larix 7 als Standsicherheitsmodell untersucht.

Anschliessend wird das Widerlager als Baugrubenmodell im Larix 7 und als Stabmodell im Statik 7 für die Tragsicherheit der neuen Bauteile untersucht (Schub und Biegung der Longarinen, Ankerkräfte). Im Baugrubenmodell werden die Abstützkräfte der Longarinen ermittelt.

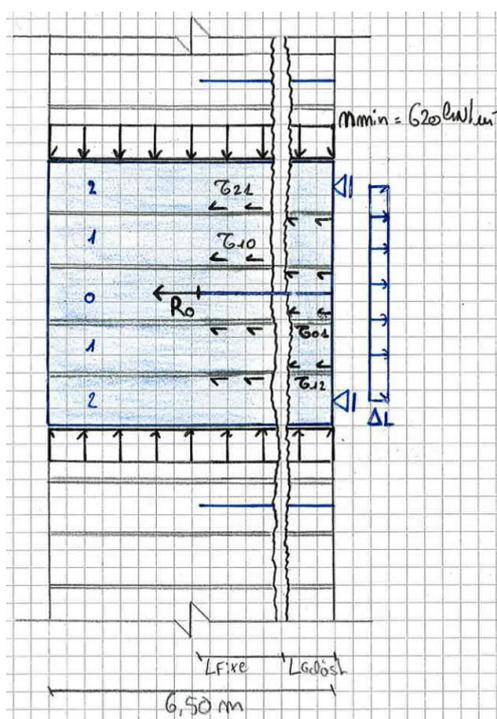
Diese Abstützkräfte werden anschliessend in den Stabmodellen der unteren und oberen Longarine übernommen, womit die erforderliche Aufteilung der Anker sowie die Ausbildung der Longarinen dimensioniert werden können.

Tragwerksmodell der Gewölbesicherung

Die Gewölbe werden im Bereich der (in Längsrichtung) bestehenden Risse mittels Nadeln gesichert. Durch diese Nadeln soll ein Wegdriften der Stirnkranzbereiche von den Gewölben verhindert werden.

Gemäss den Rissaufnahmen der generellen Überprüfung sind die breiten Längsrisse ($t \geq 1 \text{ mm}$) ca. 1.40 bis 2.60 m vom äusseren Brückenrand entfernt. Diese Risse sind hauptsächlich wegen dem Steifigkeitsunterschied zwischen dem Stirnbereich und dem mittleren Bereich der Gewölbe entstanden. Die rissführenden Kräfte sind mit vertretbarem Aufwand nicht nachvollziehbar, weshalb die Anordnung der Nägel vor allem konstruktiv erfolgt. Im Bereich der zu sichernden Längsrisse wird jeder 5. Stein gesichert.

Das nachfolgende Tragwerksmodell zeigt den Grundgedanken der bei der Anordnung der Nägel verfolgt wurde. Es wurde davon ausgegangen, dass die Steine des Gewölbes oberhalb und unterhalb der bestehenden Risse (in Querrichtung) unbeweglich sind. Weiterhin wurde allein der Wirkungsbereich eines Nagels im rechnerischen Nachweis berücksichtigt, mit der Annahme, dass die anderen Ankerbereiche keine Verformungen erfahren.



- n_{\min} : Minimale Druckkraft im Gewölbe (Siehe Anhang D, Seite 7)
- τ_{01}, τ_{12} : Mobilisierbarer Schubwiderstand zwischen dem rückverankerten Stein und den darüber/darunter liegenden Steinen
- τ_{21}, τ_{10} : Mobilisierbarer Schubwiderstand zwischen den fixen Steinen des mittleren Bereiches und dem Stein, wo der Nagel rückverankert ist
- R_0 : Zugwiderstand des Nagels
- $L_{\text{Fixe}} \geq L_b$
- $L_{\text{Gelöst}} = 1.40 \text{ bis } 2.60 \text{ m} \geq L_b$

Abbildung 6: Tragwerksmodell bei einer Rissöffnung (Untersicht Gewölbe)

Zukünftige Rissöffnungen bzw. ein weiteres Wegdriften der gelösten Bereiche führen zu einer Zugbeanspruchung der eingebauten Nägel. Die durch die Nägel gehaltenen Steine werden in den fixen (mittleren) Steinen direkt rückverankert, die darüber bzw. darunter liegenden Steine werden über Reibung (= Schub τ_{01} und τ_{12}) indirekt zurückgehalten. Damit das statische System im Gleichgewicht bleibt, muss der mittlere Bereich die vom Anker induzierten Kraft R_0 über Schub (τ_{10} und τ_{21}) in die fixen Steine darüber bzw. darunter einleiten.

Tragwerksmodell der Natursteinkanzeln

Der obere Teil der Kanzeln wird vertikal mittels Dübel gesichert. Diese Dübel werden 50 cm tief in die Kanzeln eingeklebt und in die neue Ortsbetonplatte verankert.

Der darunter liegende Teil der Kanzeln wird horizontal und vertikal mittels durchgehender Stabanker gesichert. Die Stabanker werden vorgespannt, sodass das Eigengewicht der Kanzeln über Reibung mit den Stirnwänden abgetragen wird. Die Spannkraft wird über 200 x 200 mm grosse Stahlplatten in die Bauteile eingeleitet. Die Verteilplatten und die Ankerköpfe werden in das Mauerwerk versenkt.

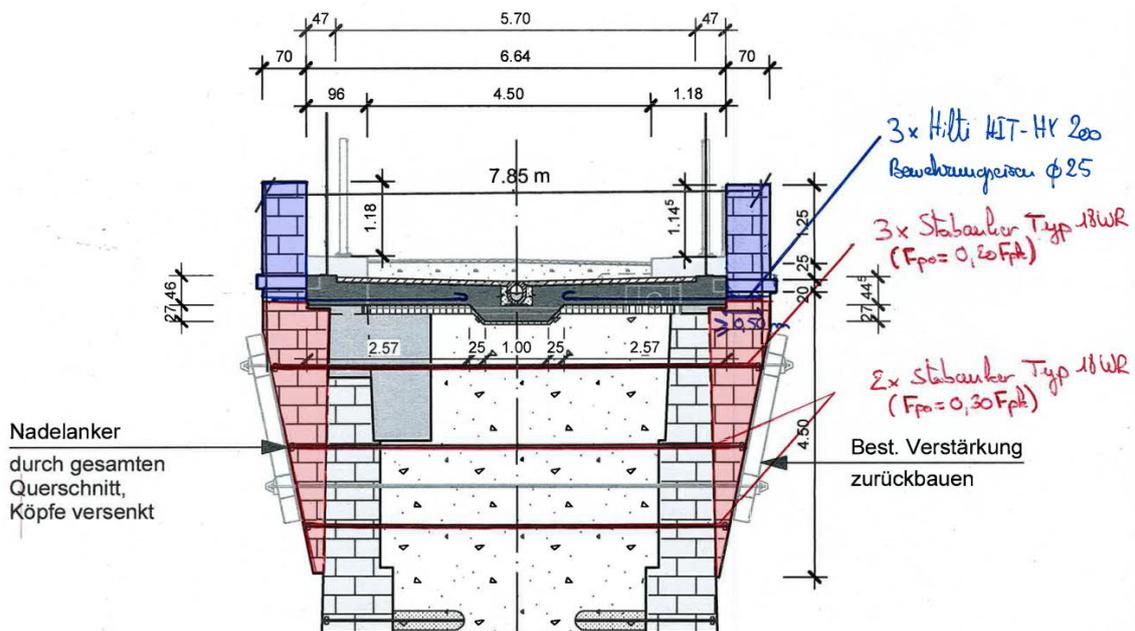


Abbildung 7: Modell zur Sicherung der Kanzeln

Tragwerksmodell der Flügelmauer

Die Flügelmauer beim Widerlager Ägeri wird aufgrund der Alterserscheinungen und den damit verbundenen Ausbauchungen mittels Bodennägeln gesichert. Um Stabilitätsprobleme im oberen Bereich der Flügelmauer zu vermeiden, wird diese Flügelmauer vor dem Abbruch der bestehenden Fahrbahnplatte verstärkt. Um Konfliktpunkten zwischen den bestehenden Ankern des Widerlagers und den Nagelankern der Flügelmauer zu vermeiden, werden die Bauarbeiten bei der Flügelmauer nach der Verstärkung des Widerlagers ausgeführt.

Die Verstärkung der Flügelmauer dient zur Lagesicherung der gesamten Flügelmauer. Die Problemstellung wird als Nagelwand mit lokaler Kräfteinleitung um die Ankerkopfbereiche betrachtet. Zur Stabilisierung der Mauerkrone wird die Stützmauer mittels Konsolkopf horizontal gehalten.

Zur Erstellung des Tragwerksmodells der Flügelmauer werden folgende Annahmen getroffen:

- die Flügelmauer ist mindestens 1.20 m dick (Vorsatzschale ca. 40 cm dick);
- es wirkt aktiver Erddruck auf die Flügelmauer ein;
- die Fugen des Natursteinmauerwerkes können keine Zugkräfte aufnehmen.

Da sich gezeigt hat, dass sich nur derjenige Teil der Stützmauer deformiert, welcher höher als 2.5 m ist, wird der tiefere Stützmauerbereich nicht verstärkt.

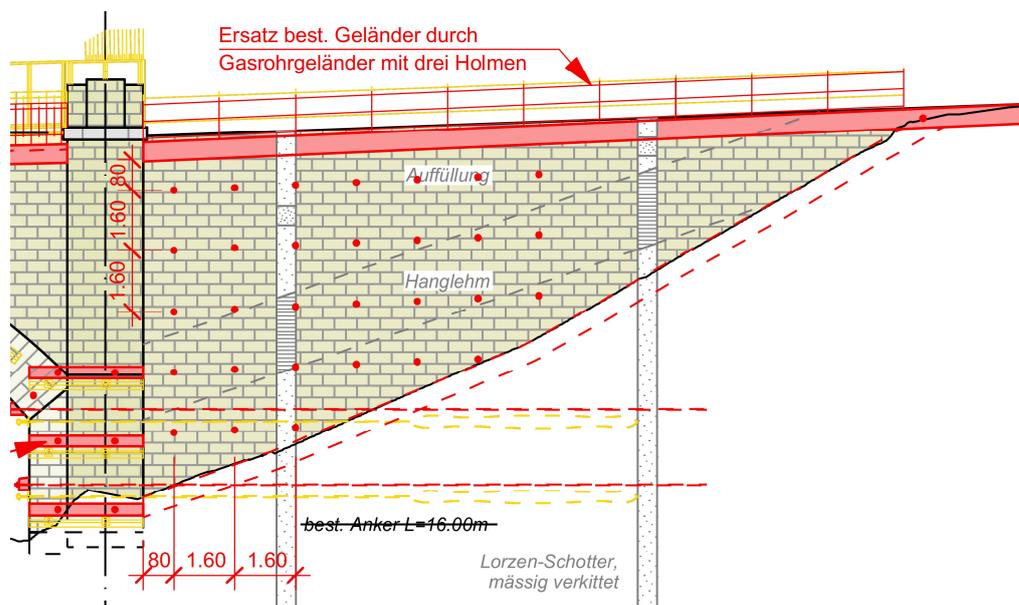


Abbildung 8: Annahmen zur Verstärkung mittels versenkten Nagelanker

Boden-Bauwerks-Interaktion

Das Bauwerk ist flach fundiert.

3.3 Baustoffe

3.3.1 Bestehende Bauteile

Naturstein

Bauteil	Material	Verband	Kennwerte	Referenz
Gewölbe (1910)	Sandstein	Schichtenmauerwerk	Druckfestigkeit $f_{yk} = 25 \text{ N/mm}^2$	- Überprüfung 2014
Stirnwände (1910)	Sandstein	Bruchsteinschichtenmauerwerk	Druckfestigkeit $f_{yk} = 15 \text{ N/mm}^2$	- Überprüfung 2014
Pfeiler (1910)	Sandstein	Bruchsteinschichtenmauerwerk	Druckfestigkeit $f_{yk} = 15 \text{ N/mm}^2$	- Überprüfung 2014
Widerlager (1910)	Sandstein	Bruchsteinschichtenmauerwerk	Druckfestigkeit $f_{yk} = 15 \text{ N/mm}^2$	- Überprüfung 2014

Beton

Bauteil	Material	Kennwerte	Referenz
Fundamente (1910)	nicht dokumentiert	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ ⁶⁾	- Annahme
Füllbeton Pfeiler (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ ⁴⁾	- Überprüfung 2014
Füllbeton Gewölbe (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ ^{3,5)}	- Überprüfung 2014
Füllbeton Stirnwände (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ ⁵⁾	- Überprüfung 2014
Randborde / Verbindungsriegel (1975-78)	nicht dokumentiert	²⁾	- Projektpläne 1910
Verstärkung Widerlager Ägeri (1980/81)	BH 300	$f_{cd} = 12.8 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾ $\tau_{cd} = 0.88 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾	- Projektpläne 1910 - SIA 269/2, Tab. 7
Ufermauer Lorze, (1943)	Schwergewichtsmauer mit Steinverkleidung, Beton P200	$f_{cd} = 3.5 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾ $\tau_{cd} = 0.46 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾	- Projektpläne 1910 - SIA 269/2, Tab. 7

¹⁾ Abschätzung gemäss SIA 269/2, Tab. 7

²⁾ Kennwerte nicht bekannt, jedoch nicht relevant.

³⁾ Als mitwirkend werden nur 50 cm angerechnet. Der restliche Teil wird als lose Auffüllung mit einem Reibungswinkel von 36° angenommen (Annahme).

⁴⁾ Konservative Abschätzung, Mittelwert der Druckfestigkeit Beton Pfeiler: $40.9 \pm 19.4 \text{ N/mm}^2$.

⁵⁾ Konservative Abschätzung, Mittelwert der Druckfestigkeit Beton Gewölbe bzw. Stirnwände: $28.9 \pm 17.4 \text{ N/mm}^2$ bzw. $26.5 \pm 24.1 \text{ N/mm}^2$.

⁶⁾ Konnte nicht geprüft werden. Annahme.

Betonstahl

Bauteil	Material	Kennwerte	Referenz
Randborde / Verbindungsriegel (1975-78)	nicht dokumentiert	¹⁾	- Projektpläne 1910
Verstärkung Widerlager Ägeri (1980/1981)	Stahl III	$f_{sd} = 390 \text{ N/mm}^2$	- Projektpläne 1910 - SIA 269/2, Tab. 8

¹⁾ Kennwerte nicht bekannt, jedoch nicht relevant.

Baustahl

Bauteil	Material	Kennwerte¹⁾	Referenz
Spannstäbe Pfeiler (1977/78)	Dywidag Stangen Ø26mm	$f_{yk} = 835 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾	- Projektpläne 1910
Longarinen Pfeiler (1977/78)	Stahlqualität nicht dokumentiert	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ²⁾	- Projektpläne 1910 - SIA 269/3, Tab. 1
Bodenanker WL Ägeri (1980/81)	Dywidag-Anker Ø26mm, $V_0 = 10$ Tonnen	$f_{yk} = 835 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾	- Projektpläne 1910
Longarinen WL Ägeri (1980/81)	Stahlqualität nicht dokumentiert	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ²⁾	- Projektpläne 1910 - SIA 269/3, Tab. 1

¹⁾ Aufgrund von Herstellerangaben angenommen

²⁾ Konservative Annahme

3.3.2 Neue Bauteile

Beton

Bauteil	Druckfestigkeitsklasse	Expositions-klasse	Grösst-korndurch-messer	Höchstzulässiger Chloridgehalt bezogen auf den Zement	Konsistenz (Verdichtungsmass)
Sämtliche Bauteile	C30/37	XC4/XD3/XF2 AAR-beständig ¹⁾	32 mm	Cl 0.10	C3

Es kommt grundsätzlich 'Beton nach Eigenschaften' zur Anwendung.

¹⁾ Fahrbahnplatte und Konsolköpfe müssen mit schwindkompensiertem Beton ausgeführt werden.

Betonstahl

Es ist Betonstahl mit hoher Duktilität zu verwenden (Betonstahlbezeichnung B500B).

Die Betonstähle müssen im Register normkonformer Betonstähle aufgeführt sein.

Es darf in einem Bauteil nur ein Fabrikat (mit gleichen Eigenschaften) von Betonstahl verwendet werden.

Bauteil	Bezeichnung
Sämtliche Bauteile	B500B

Spannanker

Bauteil	Bezeichnung
Widerlager Ägeri	Gewi-Plus Daueranker oder glw.

Nägel

Bauteil	Bezeichnung
Stirnwände Flügelmauer	Gewi-Plus Bodennagel oder glw
Kanzeln	Gewi-Plus oder glw.
Stirnkränze	Ancon Betinox (Werkstoff Nr. 1.4362) oder glw.

Abdichtung

Systemaufbau:

- Epoxidharz-Grundierung und Versiegelung
- Vollflächig aufgeflämmte Polymerbitumen-Dichtungsbahn (PBD)
- Gussasphalt

3.4 Bauverfahren

Die alte Lorzentobelbrücke wird während der Bauzeit für sämtlichen Verkehr gesperrt.

Der unterhalb der Lorzentobelbrücke durchführende Rad- und Gehweg (Zufahrtsstrasse WWZ) bleibt während der gesamten Bauzeit befahrbar.

Zur Minimierung von statischen Risiken und um komplexe Bauzustände zu vermeiden, sind folgende Punkte im Bauverfahren zu berücksichtigen:

- die Gewölbe, die Stirnwände, die Flügelmauer und der untere Teil der Natursteinkanzeln sind vor dem Abbruch der bestehenden Fahrbahnplatte im entsprechenden Bereich zu verstärken;
- die bestehenden Verstärkungen der Natursteinkanzeln müssen bis zum Einbau der neuen Stabanker erhalten bleiben;
- beim Widerlager Ägeri müssen die bestehenden Anker bis zum Einbau der neuen Verstärkung erhalten bleiben;
- die Betonage der neuen Ortbetonplatte erfolgt Feldweise von Pfeiler zu Pfeiler.

3.5 Wichtige Konstruktionsdetails

Die Gestaltung der Instandsetzungsmassnahmen wird in Zusammenarbeit mit der Denkmalpflege entwickelt. Die Grundüberlegungen basieren darauf, dass sich die Instandsetzungsmassnahmen weitest möglich an den Ursprungszustand anlehnen.

Diese Vorgabe hat folgende Auswirkungen auf die Ausbildung der Verstärkungsmassnahmen:

- der Einsatz von Beton wird zur Ausbildung der sichtbaren Verstärkungsmassnahmen aufs Minimum beschränkt;
- die Köpfe der Nägel werden schlank ausgebildet und in die Natursteine versenkt.

4 Tragwerksanalyse und Bemessung/Überprüfung

Hinweise zur Tragsicherheit

Die Überprüfungswerte der Beanspruchung wurden für die unter Kapitel 4.2 angeführten Gefährdungsbilder angesetzt. Die Analysen bezüglich der Tragsicherheit beziehen sich hauptsächlich auf die Fahrbahnplatte, auf das Widerlager Ägeri, auf die Stirnwände, auf die Gewölbe in Querrichtung, auf die Natursteinkanzeln und auf die Flügelmauer.

Hinweise zu aufgeführten Rechenwerten und Überprüfungssituationen

Die Rechenwerte der Baustoffe wurden entsprechend Kapitel 3.3.1 bestimmt.

4.1 Rechenwerte (Charakteristische Werte und Bemessungs- bzw. Überprüfungswerte)

4.1.1 Baustoffe

Beton

Bestehende Bauteile:

Die Überprüfungswerte der bestehenden Bauteile sind in Kapitel 3.3.1 zusammengestellt.

Neue Bauteile:

Bauteil	Betonsorte	f_{cd} [N/mm²]	τ_{cd} [N/mm²]	E_{cm} [kN/mm²]
Sämtliche Bauteile	C30/37	20.0	1.10	34

Betonstahl

Bestehende Bauteile:

Die Überprüfungswerte der bestehenden Bauteile sind in Kapitel 3.3.1 zusammengestellt.

Neue Bauteile:

Bauteil	Stahlsorte	f_{sd} [N/mm²]	ϵ_{ud}	E_s [kN/mm²]
Sämtliche Bauteile	B500B	435	0.045	205

Gespannte Anker

Bestehende Bauteile:

Die Überprüfungswerte der bestehenden Bauteile sind in Kapitel 3.3.1 zusammengestellt.

Neue Bauteile:

Bauteil	Baustoff	Querschnitt	Rechenwerte
Widerlager Ägeri	S670 (Schutzstufe 2a)	Ø = 26 mm	$A_s = 250 \text{ mm}^2$ $f_{sd} = 583 \text{ N/mm}^2$

Ungespannte Anker / Nadeln

Bestehende Bauteile:

Die Überprüfungswerte der bestehenden Bauteile sind in Kapitel 3.3.1 zusammengestellt.

Neue Bauteile:

Bauteil	Baustoff ¹⁾	Querschnitt	Rechenwerte
Flügelmauer Ägeri	S670 (Schutzstufe 2a)	Ø = 18 mm	$A_s = 250 \text{ mm}^2$ $f_{sd} = 583 \text{ N/mm}^2$
Kanzeln / WL Zug	Nichtrostender Stahl Werkstoff Nr. 1.4362	Ø = 18 mm	$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{uk} = 1.5 \%$
Bogen	Nichtrostender Stahl Werkstoff Nr. 1.4362	Ø = bis 20 mm	$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{uk} = 1.5 \%$

¹⁾ Von den vorgeschlagenen Produkten kann abgewichen werden. Min. Korrosionswiderstandsklasse III nach SIA 179 (2019)

Baugrund

Die Überprüfungswerte des Baugrundes sind in Kapitel 1.2.2 zusammengestellt.

4.1.2 Einwirkungen

Ständige Einwirkungen

Last		Wert	Referenz
Eigenlast	Bauwerk	$\gamma_{\text{sandstein}} = 24 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{C}} = 25 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_{\text{S}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$	SIA 261, Tab. 28
Auflasten	„Strassenbelag“	$\gamma_{\text{A}} = 24 \text{ kN/m}^3$ $t_{\text{A}} = 0.1 \text{ m (Annahme)}$ $g_{\text{kB}} = \gamma_{\text{A}} \cdot t_{\text{A}} = 24 \cdot 0.1 = 2.4 \text{ kN/m}^2$	SIA 261, Tab. 28
Boden	Auffüllung zwischen Stirnwände	$\gamma_{\text{Kies}} = 16 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 36^\circ, c = 0 \text{ kN/m}^2$	
	Hinterfüllung / Hangschutt	$\gamma_{\text{Hangschutt}} = 20 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 28^\circ, c = 0 \text{ kN/m}^2$	
	Moräne	$\gamma_{\text{Moräne}} = 22 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 33^\circ, c = 0 \text{ kN/m}^2$	
	Lorze-Schotter	$\gamma_{\text{Lorze-Schotter}} = 23 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 39^\circ, c = 0 \text{ kN/m}^2$	
Baugrund	Glaziale Seeablagerungen	$\gamma_{\text{Seeablagerungen}} = 21 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = 27^\circ, c = 12.5 \text{ kN/m}^2$	

Tabelle 1: Ständige Lasten

Wegen des spröden Bruchverhaltens von Mauerwerk werden keine Verformungen des Widerlagers für die Verstärkungsmassnahmen toleriert: es wird mit Erdruchdruck gerechnet.

Gewählte Erddruckbeiwerte für die Verstärkungen des Widerlagers Ägeri

Annahmen	<ul style="list-style-type: none"> Erdruchdruck: $K_0 = (1 - \sin \varphi_k') (1 + \sin \beta) / \cos \beta$ Gerade Hangneigung strassenseitig: $\beta = 0^\circ$; K_{ph} für $-\delta_k / \varphi_k = 0.50$ angenommen. 	SIA 261, 4.3.2 SIA 261, Figur 21
Beiwerte der Hinterfüllung	$K_{0, \text{Hinterfüllung}} = 0.53$	
Beiwerte der Moräne	$K_{0, \text{Moräne}} = 0.46$	
Beiwerte des Lorze-Schotters	$K_{0, \text{Lorze-Schotter}} = 0.37$	
Beiwerte der glazialen Seeablagerungen	$K_{0, \text{Seeablagerungen}} = 0.53$	

Tabelle 2: Erddruckbeiwerte für das Widerlager Ägeri

Bei der zu verstärkenden Flügelmauer und bei den Stirnwänden werden Nagelanker eingebaut die nur bei einer „aktiven“ Bewegung des Bodenkörpers tragend sind: die Verstärkungsmassnahmen werden deshalb mit einem aktiven Erddruck dimensioniert.

Gewählte Erddruckbeiwerte für die Verstärkungen der Flügelmauer		
Annahmen	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Aktiver Erddruck ▪ Gerade unterwasserseitige Hangneigung: $\beta = 0^\circ$; ▪ K_{ah} für $\delta_k/\varphi_k = 0.67$ angenommen; ▪ K_{ph} für $-\delta_k/\varphi_k = 0.50$ angenommen. 	SIA 261, 4.3.2 SIA 261, Figur 20 SIA 261, Figur 21
Beiwerte der Hinterfüllung	$K_{ah,Hinterfüllung} = 0.28$ $K_{ph,Hinterfüllung} = 5.00$	
Beiwerte der Moräne	$K_{ah,Moräne} = 0.24$ $K_{ph,Moräne} = 6.00$	
Beiwerte des Lorze-Schotters	$K_{ah,Lorze-Schotter} = 0.18$ $K_{ph,Lorze-Schotter} = 9.00$	
Beiwerte der glazialen Seeablagerungen	$K_{ah,Seeablagerungen} = 0.31$ $K_{ph,Seeablagerungen} = 4.00$	

Tabelle 3: Erddruckbeiwerte für die Flügelmauer

Gewählte Erddruckbeiwerte für die Verstärkungen der Stirnwände		
Annahmen	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Aktiver Erddruck ▪ Gerade unterwasserseitige Hangneigung: $\beta = 0^\circ$; ▪ K_{ah} für $\delta_k/\varphi_k = 1.00$ angenommen; ▪ K_{ph} für $-\delta_k/\varphi_k = 0.50$ angenommen. 	SIA 261, 4.3.2 SIA 261, Figur 20 SIA 261, Figur 21
Beiwerte der Auffüllung	$K_{ah,Auffüllung} = 0.20$ $K_{ph,Auffüllung} = 8.00$	

Tabelle 4: Erddruckbeiwerte für die Stirnwände

Veränderliche Einwirkungen

Last		Wert	Referenz
Schwinden der Ortsbetonplatte $R.H. \sim 70\%$, $h_0 = 300\text{ mm}$, $\beta = 0.75$		$\epsilon_{CS}(t) = \epsilon_{CD}(t) + \epsilon_{CA}(t)$ $\epsilon_{CD}(t \sim \infty) = 0.026\%$ $\epsilon_{CA}(t \sim \infty) = 0.007\%$ $\epsilon_{CS}(t \sim \infty) = 0.033\%$	SIA 262, 3.1.2.7 SIA 262, Figur 3 SIA 262, Figur 4
Temperaturunterschied zwischen Ortsbetonplatte und Mauerwerk		$\Delta\epsilon_T = (\alpha_T \cdot \Delta T_{1,k})_{\text{Stahlbeton}} - (\alpha_T \cdot \Delta T_{1,k})_{\text{Mauerwerk}}$ $\Delta\epsilon_T = 0.011\%$	SIA 261, Tab. 7
Menschengedränge	Lastmodell 1	$q_k = 4\text{ kN/m}^2$	SIA 261, Kap. 9
Inspektionsfahrzeug ¹⁾	Auflast Anzahl Achsen Länge Fahrzeug Breite Fahrschemel	$Q_k = 400\text{ kN}$ $n = 4$ $L_F = 4 \times 1.8 = 7.20\text{ m}$ $b_{FS} = 2.00\text{ m}$	Annahmen

Tabelle 5: Veränderliche Lasten der Fahrbahnplatte

Einwirkungen aus dem Baugrund

Die Einwirkungen aus dem Baugrund wurden nicht untersucht.

Aussergewöhnliche Einwirkungen

Einwirkung	Betroffene Bauteile und Vorgehen
Erdbeben	Tragkonstruktion wird im Rahmen der Überprüfung nicht näher untersucht
Anprall	Geländer Da die Brücke nur im Schritttempo befahren wird, wird der Anpralllastfall nicht untersucht.

4.2 Bemessungssituationen / Überprüfungssituationen

Im Rahmen des Nachweises der Tragsicherheit sind es folgende Grenzzustände von Bedeutung:

- Typ 1 Gesamtstabilität des Bauwerks
- Typ 2 Tragwiderstand des Tragwerks oder eines Bauteils
- Typ 3 Tragwiderstand des Baugrundes
- Typ 4 Widerstand des Tragwerks oder eines Bauteils gegen Ermüdung

4.2.1 Lastbeiwerte

- Eigenlasten $\gamma_{G,sup}/\gamma_{G,inf} = 1.35 / 0.80$
- Auflasten $\gamma_{G,sup}/\gamma_{G,inf} = 1.35 / 0.80$
- Strassenverkehrslasten $\gamma_Q = 1.50$
- Temperatureinwirkungen $\Psi_0 = 0.60$
- Schwinden $\gamma_Q = 1.50$
- Erddruckerzeugende Lasten $\gamma_{Q,G} = 1.35 / 0.70$

4.2.2 Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 1

Die Gesamtstabilität des Bauwerkes muss nicht untersucht werden.

4.2.3 Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 2

Leitende Einwirkung	Verkehr 1 Menschengedränge	Verkehr 2 Unterhaltsfahrzeug	Schwinden
Ständige Einwirkungen			
- Eigenlast	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$
- Auflast	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$
- Erddruck	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.70$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.70$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.70$
Veränderliche Einwirkungen			
- Lastmodell 1	$\gamma_Q = 1.50$	-	-
- Unterhaltsfahrzeug	-	$\gamma_Q = 1.50$	-
- Temperatur	$\Psi_0 = 0.60$	$\Psi_0 = 0.60$	$\Psi_0 = 0.60$
- Schwinden	-	-	$\gamma_Q = 1.50$
Aussergewöhnliche Einwirkungen			
- Erdbeben	-	-	-

Tabelle 6: Grenzzustände der Tragsicherheit Typ 2

4.2.4 Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 3

Leitende Einwirkung	Verkehr Lastmodell 1
Ständige Einwirkungen	
- Eigenlast	$\gamma_{G,sup} = 1.00$ $\gamma_{G,inf} = 1.00$
- Auflast	$\gamma_{G,sup} = 1.00$ $\gamma_{G,inf} = 1.00$
- Erddruck	$\gamma_{G,sup} = 1.00$ $\gamma_{G,inf} = 1.00$
Veränderliche Einwirkungen	
- Lastmodell 1	$\gamma_Q = 1.30$

Tabelle 7: Grenzzustände der Tragsicherheit Typ 3

4.2.5 Gefährdungsbilder / Grenzzustände der Tragsicherheit: Typ 4

Aufgrund der geringen Beanspruchung durch Verkehr wird die Ermüdung nicht untersucht.

4.2.6 Partialfaktoren für geotechnische Nachweise

Zusätzlich zu den untenstehend genannten Partialfaktoren ist darauf zu achten, dass im Baugrund nicht zugängliche Foundationsteile für Bauwerke der BWK II im Vergleich zum darüber liegenden Bauteil mit einem um 30% höheren Tragwiderstand versehen werden müssen (Ausnahmen sind zu begründen).

<i>Baugrundwert</i>	<i>Partialfaktor</i>
Raumlast des Bodens	$\gamma_Y = 1.0$
Tangens des Winkels der inneren Reibung	$\gamma_\varphi = 1.2$
Kohäsion drainiert	$\gamma_c = 1.5$

Folgende Grenzzustände sind nachzuweisen:

- Typ 1 Gesamtstabilität
- Typ 2 Tragsicherheit von Tragwerken
- Typ 3 Standsicherheit eines Tragwerkes
- Widerstandsbeiwerte für Erdwiderstand an der Stirnseite des Fundamentes: $\gamma_M = 1.4$

Die geotechnischen Nachweise müssen durch einen erfahrenen Geotechniker geprüft und genehmigt werden.

4.3 Akzeptierte Risiken

Siehe Nutzungsvereinbarung

5 Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit

5.1 Anforderungen

5.1.1 Nutzungszustände / Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit des bestehenden Bauwerks hat sich im Rahmen der Nutzung erwiesen und wurde nicht weiter untersucht.

5.1.2 Risse

Generell erhöhte Anforderungen gem. SIA 262, Ziffer 4.4.2

Für Bauteile im Spritzwasserbereich: hohe Anforderungen gem. SIA 262, Ziffer 4.4.2

5.1.3 Verformungen

Am bestehenden Bauwerk sind keine Anzeichen von übermässigen Verformungen zu erkennen. Es ergeben sich keine Massnahmen bezüglich Verformungen und Schwingungen.

5.1.4 Frosttausalzbeständigkeit

Prüfung gemäss SIA Norm 262/1

5.1.5 Frostbeständigkeit

Prüfung gemäss SIA Norm 262/1 Anhang C

5.1.6 Dichtigkeit

Kein liegendes Wasser auf dem Konstruktionsbeton.

5.1.7 Korrosionsschutz

Der Korrosionsschutz von Betonstahl sowie von Stahlteilen, etc. ist entsprechend den Richtlinien und Merkblättern des ASTRA auszubilden.

6 Massnahmen

6.1 Bemessung/Nachweise

Gemäss Normen SIA und Richtlinien ASTRA.

6.2 Konstruktive Durchbildung

- Wahl eines genügend dichten Betons
 - Wahl einer genügend grossen Betonüberdeckung: Bauteile im Spritzwasserbereich: $c_{nom} = 45 \text{ mm}$
Bemerkung: Da im Winter auf der Brücke wenig gesalzen wird, wurde die Überdeckung in Absprache mit dem Auftraggeber von normgemässen 55 mm auf 45 mm reduziert.
 - Wahl eines kleinen Bewehrungsabstandes (max. 15 cm) bei sorgfältiger Abklärung der Platzverhältnisse für die Bewehrung
 - Wahl eines dauerhaften Abdichtungssystems
-

6.3 Bauausführung

- Prüfungen gem. Kontrollplan (Betonrezeptur, Abdichtung, etc.)
 - sorgfältige Planung des Betoniervorgangs
 - Gewährleistung einer hinreichenden Betonnachbehandlung (Ausschliessen von Fröhschädigung des Betongefüges). Die Ausschulfristen betragen mindestens 72 Stunden, die Nachbehandlung beträgt mindestens 7 Tage.
-

6.4 Nutzung

- Zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit ist eine periodische Bauwerkskontrolle notwendig. Die Festlegung der Kontrollarbeiten und deren Intervalle erfolgt im Überwachungs- und Unterhaltsplan.

7 Unterschriften und Revisionen

7.1 Unterschriften

ewp AG Effretikon

Hoch- und Brückenbau

Effretikon, 15.11.2021

Michael Amsler (Projektleiter)



.....

Manuel Schmid (Projektleiter-Stv.)



.....

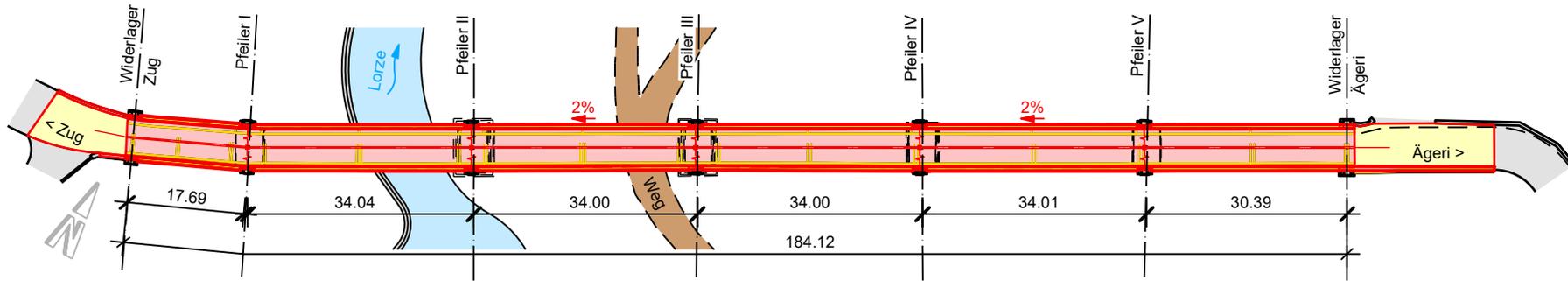
7.2 Revisionen

Datum	Änderungen
Rev. A	
Rev. B	
Rev. C	

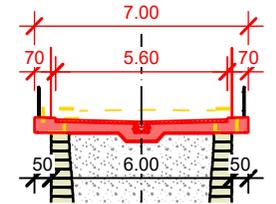
Anhang A Katasterplan

Referenzachse	Kanton	Gemeinde	Koordinaten	Bezeichnung	Bauwerk Nr.
VER	ZG	Baar/Menzingen	2'684'735 / 1'225'943	Alte Lorzentobelbrücke	1704-0005

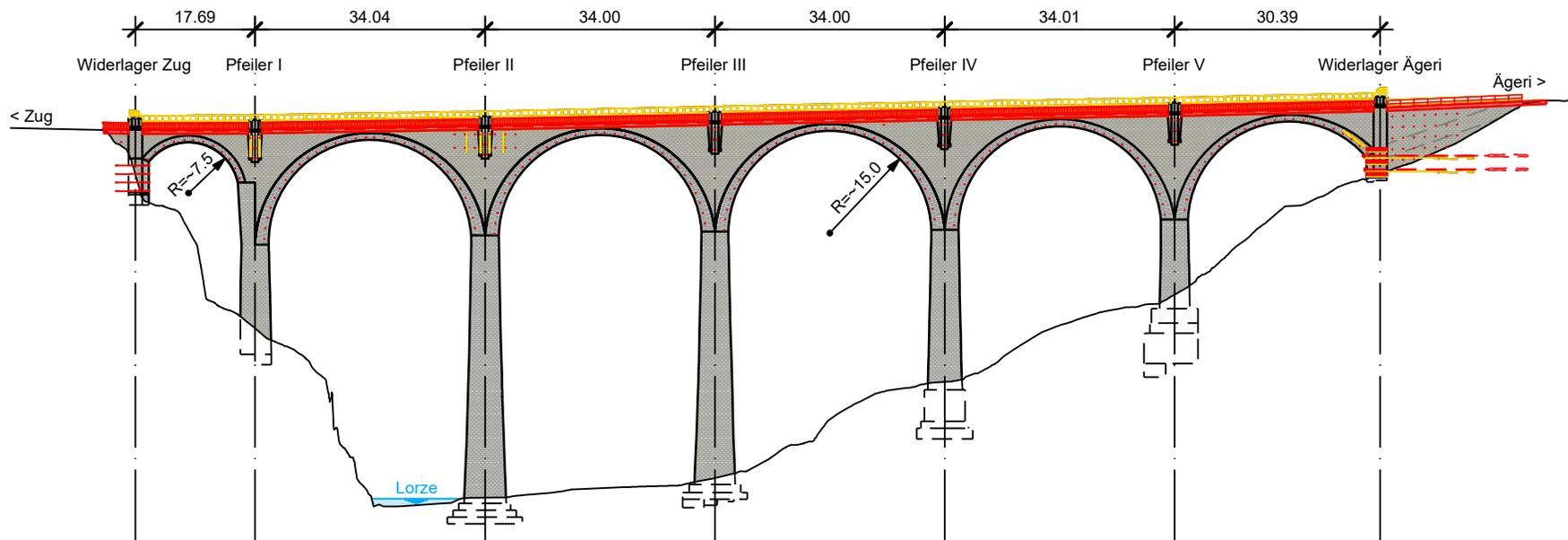
Situation 1:1000



Querschnitt 1:250
durch Bogen



Ansicht Oberwasserseite 1:1000



Querschnitt 1:250
durch Pfeiler

