



## Gemeinden Baar / Menzigen

---

# Alte Lorzentobelbrücke BW 1704-0005

## Auflageprojekt Instandsetzung Überprüfungsbericht



---

Der Kantonsingenieur:

---

Plan-Nr: 1704-0005.41  
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

---

---

## Impressum

Auftraggeber Tiefbauamt des Kantons Zug

Auftragnehmer ewp AG Effretikon

Geschäftsbereich Hoch- und Brückenbau

Projektleiter Michael Amsler

Telefon 052 354 21 11  
Direktwahl 052 354 22 06  
michael.amsler@ewp.ch

Auftragsnummer 2000768

---

## Inhaltsverzeichnis

---

Zusammenfassung		7
1	Ausgangslage	9
	1.1 Auftrag / Ziele	9
	1.2 Grundlagen	9
	1.3 Bauwerksbeschreibung	11
	1.4 Chronologie	12
	1.5 Materialeigenschaften	13
	1.6 Geologie und Foundation	18
	1.7 Weitere Randbedingungen	19
2	Zustandsuntersuchungen	21
	2.1 Durchgeführte Untersuchungen	21
	2.2 Zusammenfassung der visuellen Zustandsuntersuchungen	21
	2.3 Geodätische Überwachung	31
	2.4 Materialtechnologische Untersuchungen	33
	2.5 Bauliche Anpassungen und Verstärkungen	33
3	Statische Beurteilung	36
	3.1 Grundlagen	36
	3.2 Lasten	36
	3.3 Berechnungsmodelle	38
	3.4 Ergebnisse	43
4	Zustandsbeurteilung	45
	4.1 Grundlagen	45
	4.2 Bewertung der Bauteile	46

---

## Anhang

Anhang A	Hauptinspektionsbericht 2014
Anhang B	Materialtechnische Untersuchungen 2014
Anhang C	Dokumentation Bohrlöcher
Anhang D	Statische Berechnungen
Anhang E	Werkleitungen und Grundwasserschutzzonen
Anhang F	Erdbebenanalyse
Anhang G	Hauptinspektionsbericht 2019

---

## Zusammenfassung

Die ewp AG Effretikon wurde beauftragt, die 1910 eröffnete alte Lorzentobelbrücke in Baar / Menzingen einer generellen Überprüfung zu unterziehen. In diesem Zusammenhang wurden alle wesentlichen Grundlagen für die Ausarbeitung eines Instandsetzungsprojekts für eine Restnutzungsdauer von 75 Jahren (Radfahrer, Fussgänger, forstwirtschaftlicher Verkehr bis 28 t mit  $v_{\max} = 15$  km/h und Unterhaltsfahrzeuge bis 35 t mit  $v_{\max} = 5$  km/h) beschafft oder erarbeitet. Im Rahmen des Massnahmenprojekts wurde der Überprüfungsbericht aktualisiert.

### Zustand

Die im Sommer 2014 durchgeführten Bauwerksuntersuchungen haben gezeigt, dass sich das Bauwerk je nach Bauteil in annehmbarem bis schlechtem Zustand befindet. Dadurch dass die Fahrbahn undicht ist, gelangt Wasser in die Tragkonstruktion, was zum teilweisen Zerfall des Fugenmörtels und des Hinterfüllbetons geführt hat. Die Untersichten der Natursteingewölbe weisen, insbesondere zwischen den Gewölbeleibungen und dem Innern der Gewölbe, verbreitet Längsrisse auf. Beim Widerlager Ägeri sind seit der letzten Hauptinspektion weitere Gesteinsausbrüche erfolgt, zudem weist die provisorische Verstärkung starke Korrosionserscheinungen auf. Bei den Natursteinkanzeln ist das beim Bau angedachte Tragverhalten nicht mehr möglich. Bei der unterwasserseitigen Kanzel des Pfeilers V wurden Diagonalsrisse festgestellt, aufgrund welcher ein sprödes Versagen nicht ausgeschlossen werden kann.

Die Tragsicherheit der Natursteingewölbe in Längsrichtung ist, unter der Voraussetzung, dass die Gewölbe nicht durch weitere Längsrisse in einzelne Druckglieder aufgeteilt werden, gewährleistet. Der Tragsicherheitsnachweis der Stirnmauern kann nicht erbracht werden, wobei vermutlich Tragreserven vorhanden sind, da die Materialkennwerte wegen der sehr inhomogenen Verteilung der Hinterfüllung (Beton sehr unterschiedlicher Qualität und Erdmaterial) konservativ gewählt werden mussten. Die Erdbebensicherheit ist für das in der Bauwerksklasse 1 eingestufte Objekt genügend.

### Ergänzung/Nachtrag

Nach Fertigstellung des Berichts und Abgabe des Massnahmenprojektes wurde im August 2019, entsprechend dem ordentlichen Intervall, eine erneute Hauptinspektion durchgeführt. Aus Vollständigkeitsgründen wurde der Bericht zur HI 2019 diesem Bericht als zusätzlicher Anhang angefügt. Die in diesem Bericht getätigten Aussagen auf Basis der Inspektion 2014 behalten ihre Gültigkeit und wurden deshalb nicht verändert.

ewp AG Effretikon  
Effretikon, 15. November 2021

Michael Amsler

Projektleiter  
Hoch- und Brückenbau

Manuel Schmid

Teamleiter  
Hoch- und Brückenbau

---

## 1 Ausgangslage

---

### 1.1 Auftrag / Ziele

Das Ingenieurbüro ewp AG Effretikon wurde vom Tiefbauamt des Kantons Zug beauftragt, die alte Lorzentobelbrücke in Baar / Menzingen zu überprüfen und die Rahmenbedingungen für ein Instandsetzungsprojekt zu erarbeiten. Im Rahmen des vorliegenden Massnahmen- und Auflagenprojektes wurde der Überprüfungsbericht aktualisiert.

---

### 1.2 Grundlagen

---

#### 1.2.1 Objektbezogene Grundlagen

- [1] Tiefbauamt Kt. Zug, Baupläne und Statische Berechnung Brücke, 1910
- [2] Tiefbauamt Kt. Zug, Projekt Brückenverbreiterung, 1940 (*nicht realisiert*)
- [3] Archiv Tiefbauamt Kt. Zug, Pläne Uferverbauung 1943
- [4] Ingenieurbüro H. Eichenberger, statische Nachprüfung 1956
- [5] Ingenieurbüro H. Eichenberger, über die Tragfähigkeit und den baulichen Zustand, Technischer Bericht, 1960
- [6] Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Bericht über den derzeitigen Zustand und die Sanierungsmöglichkeiten, 1973
- [7] Kantonales Tiefbauamt Zug, Zustandskontrolle von 1973
- [8] Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Sanierung der Brückenkonsolen, Pläne, 1975/1977
- [9] Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Sanierung Widerlager Ost, Pläne, 1980
- [10] Emch + Berger Zug AG, Lorzentobelbrücken - Zur Eröffnung der neuen Lorzentobelbrücke vom 05.11.1985, Buch, 1985
- [11] EMPA (Dr. M. Ladner), Untersuchungsbericht Hauptinspektion, 08.12.1987
- [12] Dr. von Moos AG, Geologisches Gutachten zur Stabilität der westlichen Talflanke, 31.10.1996
- [13] Prof. Dr. M. Ladner, Stellungnahme des Prüfingenieurs zum Sanierungsprojekt (gemäss [14]) 31.07.1995.
- [14] ACS Partner, Vorprojekt Instandsetzung, 1998, rev. 2005 (*nicht realisiert*)
- [15] ACS Partner, Hauptinspektion 2003, Inspektionsbericht, 2003 (rev. 28.06.2004)

- [16] Dr. R. P. Frey Consulting Eng., Zustandsbeurteilung anhand des Inspektionsberichtes vom 28.06.2004 (Hauptinspektion) sowie Beobachtungen in situ, 2005
- [17] Dr. R. P. Frey Consulting Eng., Stellungnahme zur Auswertung der Höhen- und Lagemessung, 2008
- [18] Tiefbauamt des Kantons Zug (H. Späni), Hauptinspektion 2008, Inspektionsbericht, 2010
- [19] Gerritsma AG, Lagemessungen von 1978 bis 2013
- [20] Gwerder + Partner AG, Instandsetzung Deckbelag 2005, Plan des ausgeführten Werkes, 2007
- [21] Kanton Zug, GIS-Daten, <http://www.zugmap.ch/zugmap/BM3.asp>
- [22] C. van Rooden, Das Guckloch - Trilogie der Lorzentobelbrücken, Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, 2014
- [23] ewp AG Effretikon, Machbarkeitsstudie - Umleitungskonzept über die alte Lorzentobelbrücke, Bericht inkl. Kostenschätzung, 2014
- [24] ewp AG Effretikon, Hauptinspektion 2014, Inspektionsbericht, 2014
- [25] Materialtechnik am Bau AG, Materialtechnische Untersuchungen, 2014
- [26] ewp AG Effretikon, technische Dokumentation, 2014
- [27] Kanton Zug, Tiefbauamt – Brückenbau, Bericht zur Hauptinspektion 2019, 2019

---

#### 1.2.2 Normen / Literatur

- [28] SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [29] SIA 261 (2014) Einwirkungen auf Tragwerke
- [30] SIA 262 (2013) Betonbau
- [31] SIA 263 (2013) Stahlbau
- [32] SIA 266/2 (2012) Natursteinmauerwerk
- [33] SIA 267 (2013) Geotechnik
- [34] SIA 269 (2011) Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
- [35] SIA 269/1 - SIA 269/7 (2011) Erhaltung von Tragwerken

### 1.3 Bauwerksbeschreibung

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 und Unterhaltsfahrzeuge genutzt. Früher wurde sie auch durch Strassenverkehr (bis 1985) und Strassenbahnen (bis 1955, am oberwasserseitigen Brückenrand, vgl. Abbildung 4) genutzt.

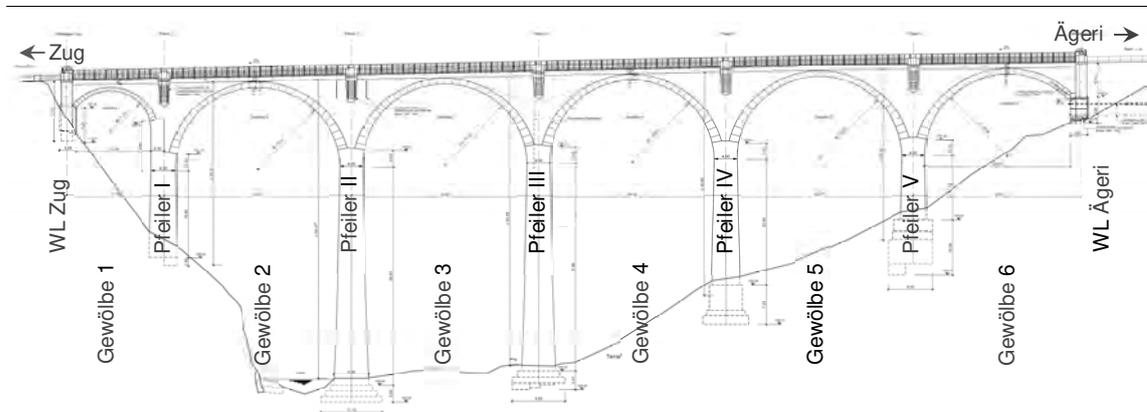


Abbildung 1: Längsschnitt

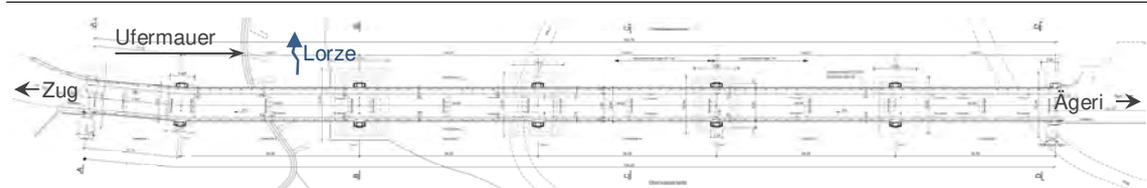


Abbildung 2: Grundriss

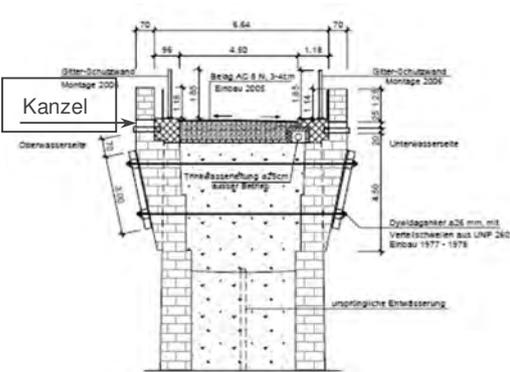


Abbildung 3: Querschnitt Pfeiler

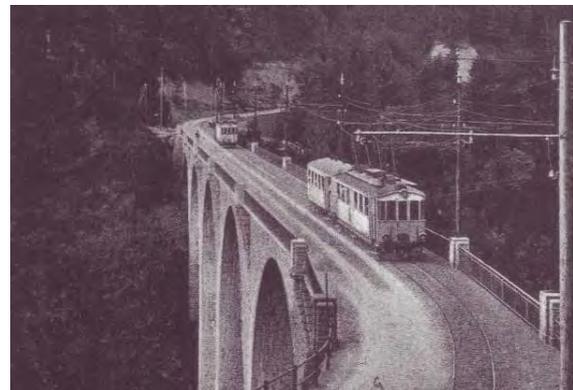


Abbildung 4: Nutzung durch Strassenbahn

---

## 1.4 Chronologie

### **Nutzung und bauliche Anpassungen**

- 1910 Eröffnung der Brücke für den Strassenverkehr
- 1913 Eröffnung der Brücke für die Strassenbahn
- 1939 Projekt zum Ausbau der Fahrbahn (*nicht realisiert*)
- 1943 Sicherung des linksseitigen Ufers und der Sohle der Lorze mittels Stützmauer und Sporren
- 1955 Einstellung des Schienenverkehrs auf der Brücke
- 1960 Einführung des Einbahnverkehrs aufgrund diverser Schäden
- 1975-1978 Neue Betonrandborde mit Verbindungsriegeln im Abstand von ca. 15 m werden erstellt. Die Kanzeln auf den Pfeilern I und II werden mit Spannstäben und Longarinen gesichert. Zusätzlich werden alle Kanzeln mit Ankereisen gesichert.
- 1980/81 Das Widerlager Seite Ägeri, sowie das angrenzende Gewölbe 6 werden mittels Spannstäben und Felsankern gesichert (Diese Instandsetzungs- und Sicherungsarbeiten hatten nur provisorischen Charakter und sollten die Tragsicherheit des Bauwerkes bis zum geplanten Abbruch nach Inbetriebnahme der neuen Strassenbrücke gewährleisten).
- 1985 Einstellung des Strassenverkehrs mit der Eröffnung der neuen Lorzentobelbrücke
- 1998 (rev. 2005) Projekt für die Instandsetzung der Brücke (*nicht realisiert*)
- 2005 Ersatz Deckbelag
- 2006 Montage von Schutzwänden zur Vermeidung von Suiziden
- 2007 Anordnung von Notruftelefonen
- 2008 Montage eines Schutznetzes zum Schutz der Fussgänger unterhalb des Gewölbes 3

### **Überprüfungen**

- 1956 Statische Nachprüfung durch das Ingenieurbureau H. Eichenberger
- 1960 Berechnung der Spannungen (heutiger Zustand und künftige Belastungen) durch das Ingenieurbureau H. Eichenberger
- 1960 Technischer Bericht über die Tragfähigkeit und den baulichen Zustand - Vorschlag für die Konsolidierung resp. Umbau des Viaduktes mit gleichzeitiger Fahrbahnverbreiterung von 5,70 m auf 7,50 m mit zwei Gehwegen von je 2,00 m Breite.
- 1973 Zustandskontrolle vom 30.01.1973
- 1973 Bericht über den derzeitigen Zustand und die Sanierungsmöglichkeiten des Ingenieurbüros E. Stucki + H. Hofacker
- 1987 Untersuchungsbericht der EMPA
- 1996 Bericht zur Stabilität der westlichen Talflanke des Büros Dr. von Moos AG
- 2003 Hauptinspektion durch ACS Partner
- 2005 Zustandsbeurteilung anhand des Inspektionsberichtes sowie Beobachtungen in situ durch Dr. R. P. Frey

- 2008 Hauptinspektion durch das Tiefbauamt (H. Späni)
- 2008 Auswertung Verschiebungsmessungen durch Dr. R. P. Frey
- 2014 Machbarkeitsstudie zur Umleitung des Strassenverkehrs während der Instandsetzung der neuen Lorzentobelbrücke über die alte Lorzentobelbrücke durch die ewp AG Effretikon
- 2014 Hauptinspektion und Bohrkernentnahmen durch die ewp AG Effretikon bzw. durch die Materialtechnik am Bau AG

## 1.5 Materialeigenschaften

### 1.5.1 Grundlagen

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften wurden im Rahmen der Zustandsuntersuchungen 2014 dreizehn Bohrkernentnahmen [25]. Bereits in [5] und [11] wurden Bohrkernentnahmen dokumentiert. Die Bohrkernentnahmen aus [11] reichen jedoch nur bis in eine Tiefe von etwa 30 cm und bringen somit nur Aufschlüsse über die Beschaffenheit der obersten Schichten, weshalb sie für die Definition der Materialeigenschaften nicht weiter verwendet wurden. Die in [5] dokumentierten Bohrkernentnahmen aus dem Jahre 1960 wurden hingegen berücksichtigt.

Die Entnahmestellen der 2014 entnommenen Bohrkernentnahmen sind in Abbildung 5 rot dargestellt. Die 1960 entnommenen Bohrkernentnahmen [5] wurden hellblau dargestellt. Eine detaillierte Übersicht über die Zusammensetzung sämtlicher 2014 entnommenen Bohrkernentnahmen ist in [25] und in [26] bzw. im Anhang enthalten.

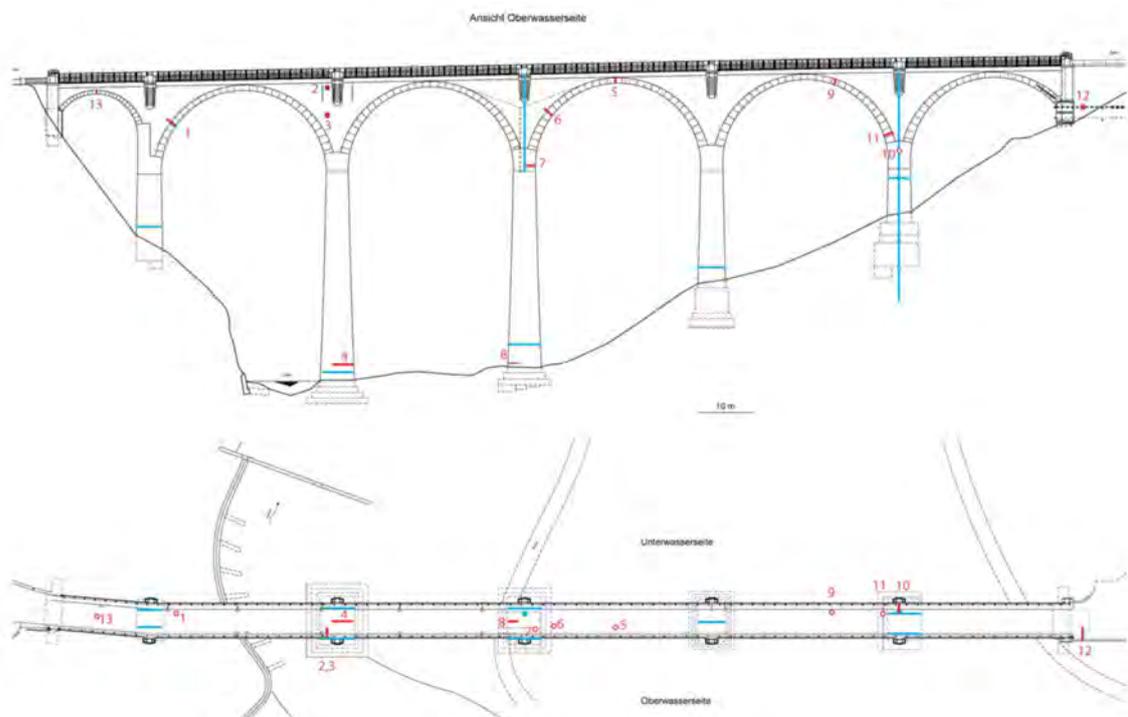


Abbildung 5: Lage der Bohrungen

## 1.5.2 Materialisierung

### Gewölbe

Die Stärke der Natursteingewölbe beträgt entgegen den Bauplänen von 1910 [1] nicht 100 sondern nur 50 cm. Nur die Stirnkränze weisen eine Stärke von 1.0 bis 1.5 m auf. Oberhalb der ca. 50 cm starken Natursteine wurde Beton vorgefunden. Teilweise weist dieser bereits starke Zerfallerscheinungen auf (Bohrkerne 6 und 11, vgl. Abbildung 6 links), was gemäss [25] vermutlich auf erhöhte Feuchtigkeit im entsprechenden Bereich zurückgeführt werden kann. Die gesamte Gewölbestärke inkl. Betonauffüllung beträgt im Scheitel ca. 1.0 m. Darüber wurde eine bituminöse Abdichtung vorgefunden (vgl. Abbildung 6 rechts). Die aus tieferen Stellen der Gewölbe entnommenen Bohrkerne zeigen, dass die Bauteildicke inkl. Naturstein und Beton mindestens 2 m (Bohrkernlänge) beträgt. Eine Beurteilung ab welchem Punkt eine Auffüllung vorhanden ist, ist somit schwierig.



Abbildung 6: Bohrkern 6 (links), Bohrkern 13 (Mitte) und Abdichtung aus Bohrkern 13 (rechts)

Bei den vertikalen Bohrungen von 1960 bei den Pfeilern III und V wurden bis in eine Tiefe von ca. 12 m Kiese (nach neuen Erkenntnissen wohl eher Beton mit teilweise schlechtem Verbund) und Bauholz vorgefunden. Beim Pfeiler V wurde bei einer Tiefe von ca. 7 m über eine Länge von ca. 3 m ein Hohlraum vorgefunden. Darunter wurde je nach Entnahmeort poröser Beton (Pfeiler V) oder Beton ohne Verbund (Pfeiler III) vorgefunden. Das vorgefundene Bauholz stammt vom Bau und war Bestandteil des Lehrgerüsts (vgl. Abbildung 7 und Abbildung 8).



Abbildung 7: Bauzustand



Abbildung 8: Bauzustand

## Stirnmauern

Die Stirnmauern bestehen aus einem Bruchsteinschichtenmauerwerk mit einer minimalen Dicke von 60 cm. Dahinter ist in den oberen Bereichen der Stirnmauern mit zerfallenem Beton, Sandsteinblöcken oder Hohlstellen zu rechnen. Im untersten Bereich der Gewölbe wurde hinter den Natursteinen ab einer Tiefe von 11.80 m kompakter Beton (Pfeiler V) bzw. Beton ohne Verbund (Pfeiler III) vorgefunden. Der Umstand, dass mit zunehmender Tiefe der Bohrkernentnahmestelle (z.B. BK 3) eine grössere Materialstärke vorgefunden wurde, korrespondiert mit den Bauplänen von 1910 [1].

## Pfeiler

Die Pfeiler bestehen aus einem ca. 30 bis 40 cm dicken rechteckigen Bruchsteinschichtenmauerwerk welches im Innern mit Beton verfüllt wurde. Die in den Berichten von 1960 und 2014 enthaltenen Angaben zeigen, dass der Beton teilweise porös (Pfeiler V) oder gar hochporös (Pfeiler I) ist. Die 2014 an den Pfeilern II und III entnommenen Bohrkern zeigen, dass die Fugen im Mauerwerk geschlossen und gut vermörtelt sind. Mantel und Kern sind im Verbund erstellt worden.

## Widerlager

Beim Widerlager Ägeri wurde hinter dem ca. 50 cm starken Bruchsteinschichtenmauerwerk eine weitere Bruchsteinschicht vorgefunden. Dahinter wurde eine lockere Schüttung (vermutlich Aushubmaterial) angetroffen. Das Widerlager Zug dürfte analog ausgeführt worden sein.

## Überbau

Der Überbau ist gemäss Abbildung 9 aufgebaut. Auf beiden Seiten der Brücke sind Betonrandborde angeordnet, welche in Abständen von ca. 15 m durch Betonquerriegel miteinander ver-

bunden sind. Der Belag wurde 2005 ersetzt und besteht aus einem 3 – 4 cm starken AC 8 N, welcher mit Dachgefälle eingebaut wurde.

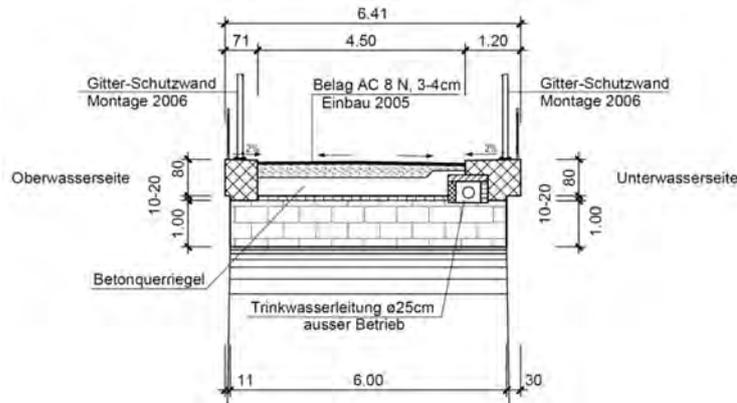


Abbildung 9: Querschnitt Überbau

### 1.5.3 Materialkennwerte

#### Naturstein

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

Tabelle 1: Materialeigenschaften Natursteine

Die Gewölbe, Stirnwände, Pfeiler und Widerlager bestehen aus Ägeri-Sandstein. Gemäss [25] handelt es sich dabei um einen granitischen Hartsandstein.



Abbildung 10: Schichtenmauerwerk Gewölbe



Abbildung 11: Bruchsteinschichtenmauerwerk Pfeiler

## Beton

Bauteil	Material	Kennwerte	Referenz
Fundamente (1910)	nicht dokumentiert	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>6)</sup>	
Füllbeton Pfeiler (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität, vgl. [25]	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>4)</sup>	- Untersuchungsbericht [25]
Füllbeton Gewölbe (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität, vgl. [25]	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>3,5)</sup>	- Untersuchungsbericht [25]
Füllbeton Stirnwände (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität, vgl. [25]	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>5)</sup>	- Untersuchungsbericht [25]
Randborde / Verbindungsriegel (1975-78)	nicht dokumentiert	<sup>2)</sup>	- Baupläne [8]
Verstärkung Widerlager Ägeri (1980/81)	BH 300	$f_{cd} = 12.8 \text{ N/mm}^2$ <sup>1)</sup> $T_{cd} = 0.88 \text{ N/mm}^2$ <sup>1)</sup>	- Baupläne [9] - SIA 269/2, Tab. 7 [35]
Ufermauer Lorze, (1943)	Schwergewichtsmauer mit Steinverkleidung, Beton P200	$f_{cd} = 3.5 \text{ N/mm}^2$ <sup>1)</sup> $T_{cd} = 0.46 \text{ N/mm}^2$ <sup>1)</sup>	- Baupläne [3] - SIA 269/2, Tab. 7 [35]

Tabelle 2: Materialeigenschaften Beton

<sup>1)</sup> Abschätzung gemäss SIA 269/2, Tab. 7 [35].

<sup>2)</sup> Kennwerte nicht bekannt, jedoch nicht relevant.

<sup>3)</sup> Als mitwirkend werden nur 50 cm gerechnet (Modell vgl. Abbildung 55). Der restliche Teil wird als lose Auffüllung mit einem Reibungswinkel von  $36^\circ$  angenommen (Annahme).

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

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

<sup>6)</sup> Konnte nicht geprüft werden. Annahme.

## Betonstahl

Bauteil	Material	Kennwerte	Referenz
Randborde / Verbindungsriegel (1975-78)	nicht dokumentiert	1)	- Baupläne [8]
Verstärkung Widerlager Ägeri (1980/1981)	Stahl III	$f_{sd} = 390 \text{ N/mm}^2$	- Baupläne [9] - SIA 269/2, Tab. 8 [35]

Tabelle 3: Materialeigenschaften Betonstahl

1) Kennwerte nicht bekannt, jedoch nicht relevant.

## Baustahl

Bauteil	Material	Kennwerte <sup>1)</sup>	Referenz
Spannstäbe Pfeiler (1977/78)	Dywidag Stangen Ø26mm	$f_{yk} = 835 \text{ N/mm}^2$ 1)	Baupläne [8]
Longarinen Pfeiler (1977/78)	Stahlqualität nicht dokumentiert	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ 2)	Baupläne [8] SIA 269/3, Tab. 1 [35]
Bodenanker WL Ägeri (1980/81)	Dywidag-Anker Ø26mm, $V_0 = 10$ Tonnen	$f_{yk} = 835 \text{ N/mm}^2$ 1)	Baupläne [9]
Longarinen WL Ägeri (1980/81)	Stahlqualität nicht dokumentiert	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ 2)	Baupläne [9] SIA 269/3, Tab. 1 [35]

Tabelle 4: Materialeigenschaften Stahl

1) Aufgrund von Herstellerangaben angenommen

2) Konservative Annahme

## 1.6 Geologie und Fundation

Die Aussagen bezüglich Geologie und Fundation beruhen im Wesentlichen auf [12].

Die Lorzentobelbrücke ist auf hart gelagertem Lorzentobelschotter fundiert. Dieser besteht aus groben, gut gerundeten Kiesen mit Steinen und lagenweise kleinen Blöcken mit einem sandigen Zwischenmittel. Das Gestein ist teilweise mässig verkittet, verzahnt und deshalb wandbildend, insbesondere ober- und unterhalb des Pfeilers I.

In mechanischer Hinsicht handelt es sich beim Lorzentobelschotter um einen Grenzfall zwischen Lockergestein und Fels. Gemäss [12] darf angenommen werden, dass der Schotter langfristig über einen Scherwiderstand  $\tau \geq 200 \text{ kN/m}^2$  verfügt.

Entlang der Lorze liegt junger Bachschutt aus sandigem Kies mit Steinen und Blöcken. An den Talflanken haben sich lokal dünne Verwitterungsdecken aus Hangschutt gebildet.

Beim Pfeiler I kann kein absoluter rechnerischer Nachweis erbracht werden. Gemäss [12] sind jedoch keine Anzeichen einer ungenügenden Stabilität der Fundation sichtbar. Zusätzlich heisst

es in [12]: „Die 80-jährige Betriebsdauer der alten Lorzentobelbrücke unter Verkehr darf als erfolgreichen Belastungsversuch der Brückenfundation gewertet werden. Infolge der mehr oder weniger vollständigen Verkehrsentlastung der Brücke haben die Sicherheitsreserven der Fundation zugenommen.“

Gemäss [5] sind beim Widerlager Ägeri Hinweise auf ein Abgleiten aufgrund einer ungenügenden Fundationstiefe erkennbar. Bei der Hauptinspektion 2014 [24] wurden beim Pfeiler V ebenfalls kleine Risse festgestellt, welche auf ein leichtes Abgleiten in Richtung Oberwasser/Gewölbe 5 hindeuten könnten.

---

## 1.7 Weitere Randbedingungen

---

### 1.7.1 Denkmalschutz

Das Objekt befindet sich im Inventar der schützenswerten Denkmäler des Kantons Zug und im Inventar historischer Verkehrswege der Schweiz (IVS, Objekt ZG 171.2.1).

---

### 1.7.2 Zonenrechtliche Zuordnung / Richtplan

- Das Objekt liegt westlich der Lorze in der Gemeinde Baar und östlich davon in der Gemeinde Menzingen. Es befindet sich vollständig im Wald mit besonderer Schutzfunktion gegen Naturgefahren.
- Das Widerlager Ägeri, sowie der Pfeiler V befinden sich im Grundwasserschutzbereich (Zonen S1-S3). Im Bereich des Pfeilers V ist ein Stollen zwecks Quellwasserfassung vorhanden.
- Über das Viadukt führt ein Wanderweg, unter dem Viadukt verlaufen ein Wanderweg, ein Radweg, eine Betriebsstrasse der WWZ, sowie ein Wildtierkorridor von nationaler Bedeutung (ZG 03).
- Die alte Lorzentobelbrücke ist gemäss armasuisse kein Sprengobjekt.

---

### 1.7.3 Werkleitungen

Die zum Zeitpunkt der Berichterstellung gültigen Werkleitungspläne sind in der technischen Dokumentation [26] bzw. im Anhang enthalten.

- Auf der alten Lorzentobelbrücke verlaufen keine in Betrieb stehenden Werkleitungen mehr. Die vermutlich noch vorhandene Entwässerungsleitung ist nicht mehr funktionsfähig. Die Entwässerung der Brücke erfolgt über Speier.
- 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.

---

#### 1.7.4 Naturgefahren

Im Bereich des Objektes bestehen folgende Naturgefahren (gemäss Naturgefahrenhinweise [21]):

- Gefährdung für Hangmuren mit grossflächiger Anrissfläche im gesamten Gebiet des Lorzentobels in Objektnähe.
- Gefährdung für Rutschung des Gebietes westlich der Lorze (Rutschungsfläche flach bis mittelgründig, kleiner als 10 m).
- Ausbruchzone von Steinen und Blöcken im Bereich des Pfeilers I
- Durch Murgangereignisse im Bereich des Schwarzenbachs kann dabei mobilisiertes Geschiebe bis unter das Viadukt transportiert werden.

---

## 2 Zustandsuntersuchungen

---

### 2.1 Durchgeführte Untersuchungen

Alle sichtbaren Bauteile des Bauwerks wurden zwischen dem 11.06.2014 und dem 14.07.2014 visuell untersucht. Die Bohrkernentnahmen für die materialtechnologischen Untersuchungen erfolgten ebenfalls in diesem Zeitraum. Die Inspektion der Pfeiler und des Widerlagers Ägeri erfolgten ab Terrain. Sowohl die Stirnmauern als auch die Gewölbe und die Kanzeln wurden ab einem Brückenuntersichtsgerät inspiziert (vgl. Abbildung 12 und Abbildung 13). Die Ergebnisse der visuellen Zustandsuntersuchungen wurden im Hauptinspektionsbericht 2014 zusammengestellt. Den visuellen Zustandsuntersuchungen wurde der Hauptinspektionsbericht von 2008 [18] zugrunde gelegt, in welchem die bis zu diesem Zeitpunkt vorhandenen Schäden dokumentiert sind. Die wesentlichen Aussagen des Hauptinspektionsberichts werden im Kapitel 2.2 zusammengefasst. Die Ergebnisse der materialtechnologischen Untersuchungen sind in [25] zusammengestellt. Sowohl der Hauptinspektionsbericht als auch die materialtechnologischen Untersuchungen sind in der technischen Dokumentation [26] bzw. im Anhang enthalten.



Abbildung 12: Inspektion des Gewölbes 1



Abbildung 13: Bohrkernentnahme im Gewölbe 4

---

### 2.2 Zusammenfassung der visuellen Zustandsuntersuchungen

#### 2.2.1 Widerlager

##### Widerlager Ägeri

- Auf der Oberwasserseite verläuft ein breiter Riss durch Steine und Fugen.
- Korrosion mit Materialabtrag der UNP Profile der Stahllongarinen.
- Erdanker nicht inspizierbar. Korrosion der Ankerköpfe.
- Gesteinsausbrüche auf der Stirnseite zwischen den Stahllongarinen.
- Es muss davon ausgegangen werden, dass das Hangwasser im Bereich des Widerlagers nicht kontrolliert abfließt. Auch zwei Wochen nach der Entnahme des Bohrkerns 12 tritt aus dem Bohrloch immer noch Wasser aus.

##### Widerlager Zug

- An der unterwasserseitigen Flügelmauer und auf der Stirnseite sind seit der letzten Hauptinspektion neue Abplatzungen entstanden

- Die unterwasserseitige Flügelmauer ist in schlechterem Zustand als die Oberwasserseitige.



Abbildung 14: WL Ägeri - Stirnseite (links) und Oberwasserseite (rechts)



Abbildung 15: WL Ägeri - Korrodierte UNP Profile der Longarinen aus Stahl



Abbildung 16: WL Zug - unterwasserseitige Flügelmauer

## 2.2.2 Pfeiler

An den Pfeilern wurden nur geringfügige Schäden festgestellt. Die Schäden lassen sich folgendermassen zusammenfassen:

- Diverse Kalkausblühungen und Nassstellen, vereinzelt Risse
- Verwitterungsspuren an den Steinoberflächen (Absanden, vgl. Abbildung 19)
- Am Fuss der Pfeiler I und IV wurden Sandablagerungen in der Steinfarbe der angrenzenden Pfeiler festgestellt (vgl. Abbildung 20).
- In den Pfeilern II und III sind Nischen vorhanden (vgl. Abbildung 18), welche aus Sicht des Berichtverfassers der armasuisse zugeordnet werden können. Nach Rücksprache mit Herrn Richard Sonderegger (armasuisse) vom 17.09.2013 war das Objekt nie ein Sprengobjekt und somit dürften auch keine Sprengschächte resp. -nischen vorhanden sein. Falls es dennoch ein Sprengobjekt war, dann wäre es vor langer Zeit in den Besitz des Kantons übergeben worden. Die Sprengschächte dürfen gemäss Herrn Sonderegger aus Sicht der armasuisse zurückgebaut werden.
- Die in den untersten Metern des Pfeilers V an der Pfeilerecke Oberwasser/Gewölbe 5 festgestellten vertikalen Risse deuten auf eine minimale Bewegung der entsprechenden Pfeilerecke in Richtung Oberwasser/Gewölbe 5 seit der Bauwerkserstellung hin.



Abbildung 17: Kalkausblühung und Nassstelle Pfeiler IV



Abbildung 18: Nischen Pfeilerfuss III



Abbildung 19: Pfeiler 5: Steinoberfläche mit Verwitterungsspuren



Abbildung 20: Sandablagerungen am Fuss vom Pfeiler I

### 2.2.3 Gewölbe

Die Gewölbe weisen folgende Schäden auf:

- Verbreitet Risse durch Steine und entlang von Fugen (teilweise sehr tief) an der Untersicht in Brückenlängsrichtung, vorwiegend im Bereich der Gewölbeleibung (vgl. Abbildung 21).
- Verbreitet Nasstellen und Kalkausblühungen (vgl. Abbildung 22).
- Diverse Gesteinsausbrüche oberflächennaher Gesteinsschichten.
- Korrosion der Entwässerungsröhre aus Gusseisen (vgl. Abbildung 23).
- Das im Gewölbe 3 angebrachte Netz enthält nur vereinzelt kleine Steine aus Gesteinsausbrüchen seit der Montage (Abbildung 26).
- Die Rissiegel im Gewölbe 6 sind gerissen.
- Die Gewölbe sind undicht. Wasser tritt bereits kurz nach Regenbeginn in Form von Tropfwasser aus.



Abbildung 21: Gewölbe 4: Längsrisse zwischen Gewölbekranz und Gewölbeleibung, Nasstellen, Kalkausblühungen



Abbildung 22: Gewölbe 4 - Nasstellen, Kalkausblühungen    Abbildung 23: Gewölbe 3 - korrosion Entwässerungsröhr



Abbildung 24: Gewölbe 6 - Nässestellen, Kalkausblühungen  
und Gesteinsausbrüche



Abbildung 25: Gewölbe 6 - Abplatzung



Abbildung 26: Gewölbe 3 - feinmaschiges Netz oberhalb des Rad- und  
Gehweges



Abbildung 27: Gewölbe 6 - Rissiegel

## 2.2.4 Stirnmauern

Die Stirnmauern weisen folgende Schäden auf:

- Diverse Nasstellen und vereinzelt Kalkausblühungen
- Vermehrt Risse zwischen Stirnkränzen und Stirnmauern (Stirnkränze lösen sich ab, Abbildung 30)
- Erosion (Teilweise Querschnittsverluste bis zu 4 cm (vgl. Abbildung 29)
- Diverse horizontale und vertikale Risse durch die Fugen
- An verschiedenen Stellen wurden Fledermauskästen montiert (vgl. Abbildung 28)
- Schlusssteine der Stirnkränze grossmehheitlich gerissen(vgl. Abbildung 32).
- Beim Gewölbe 6 ist ein horizontaler Versatz zwischen Stirnmauer und Stirnkranz sichtbar (Abbildung 31).



Abbildung 28: Pfeiler II - Nasstellen und Fledermauskästen bei unterwasserseitiger Stirnmauer



Abbildung 29: Gewölbe 5 - Erosion Sandstein



Abbildung 30: Gewölbe 4 - Abtrennung Gewölbe



Abbildung 31: Gewölbe 6 - horizontaler Versatz



Abbildung 32: Gewölbe 1 - Riss in unterwasserseitigem Schlußstein

### 2.2.5 Kanzeln

Die Kanzeln weisen folgende Schäden auf:

- Korrosion der Stahlverstärkungen bei den Kanzeln auf den Pfeilern I und II (vgl. Abbildung 33)
- Diverse Risse durch Steine (teilweise auch diagonal, vgl. Abbildung 34)
- Teilweise Holzeinlagen an der Aussenseite (vgl. Abbildung 34)
- Zum Teil grosse Rissöffnungen in den horizontalen Fugen (vgl. Abbildung 35)



Abbildung 33: Pfeiler I - Korrosion der unterwasserseitigen Stahlverstärkung

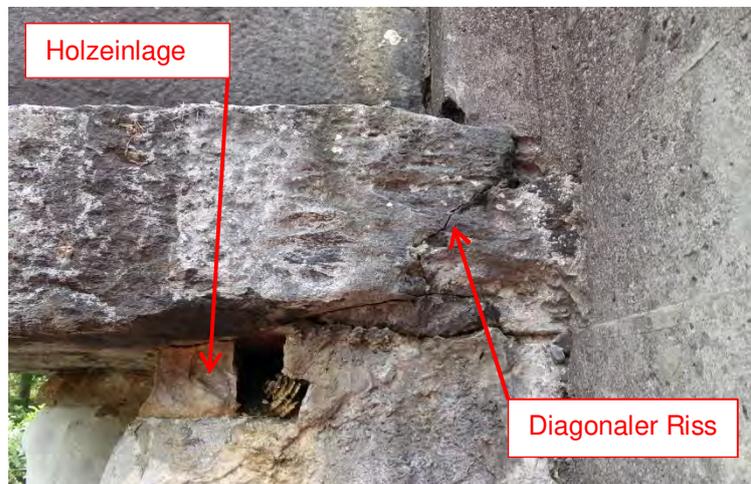


Abbildung 34: Pfeiler V - diagonaler Riss in der unterwasserseitigen Abdeckplatte und Holzeinlage



Abbildung 35: Pfeiler IV - breite und tiefe horizontale Risse an unterwasserseitiger Kanzel



Abbildung 36: Pfeiler III - netzartige Risse unterhalb Abdeckplatte an unterwasserseitiger Kanzel

## 2.2.6 Überbau inkl. Sicherheitseinrichtung

Am Überbau wurden folgende Schäden festgestellt:

- Die Betonoberfläche der Randkonsolen ist verbreitert abgeblättert, woraus eine waschbetonartige Oberfläche resultiert (vgl. Abbildung 37). An der Oberfläche sind verbreitet korrodierte Bewehrungsstäbe vorhanden (vgl. Abbildung 38).
- Die im Anschluss an den Abbruch der Leitschranken reprofilierten Stellen weisen vereinzelt Abplatzungen auf.
- Das ausserhalb des Suizidpräventionszauns liegende Gelände ist an der Oberfläche vollständig korrodiert. An einer Stelle ist der Handlauf gebrochen (vgl. Abbildung 42).
- Die Geländer im Vorlandbereich weisen Korrosionsspuren auf und sind teilweise verbogen.
- Zwischen Belag und Randkonsole ist an mehreren Stellen Moos- und Pflanzenbewuchs sichtbar.
- Die in die Betonrandborde eingelegten Kunststoffentwässerungsröhre sind teilweise schadhaft (vgl. Abbildung 39).
- An der Untersicht der Betonrandborde sind teilweise Holzeinlagen sichtbar (vgl. Abbildung 40).
- Über diversen Gewölben wurden an den Betonrandborden Wassernasen aus Kunststoff montiert (vgl. Abbildung 41).
- Der knapp zehnjährige Belag ist optisch in gutem Zustand. Es sind keine Einsenkungen erkennbar.



Abbildung 37: Betonoberfläche Randkonsole



Abbildung 38: Korrodierte Bewehrungsstäbe Randkonsole



Abbildung 39: Beschädigtes Entwässerungsrohr und  
Abplatzung im Bereich des Gewölbes 2 auf der  
Oberwasserseite



Abbildung 40: Holzeinlage unterhalb Betonrandbord im  
Bereich des Gewölbes 1 auf der Unterwasserseite



Abbildung 41: Wassernase ab der Untersicht des  
Betonrandbordes beim Gewölbe 4



Abbildung 42: Oberwasserseitiger Zaun zur  
Suizidprävention und dahinterliegendes Gelände

### 2.2.7 Ufermauer Lorze

Die Ufermauer der Lorze weist im Bereich der Kurve unterwasserseitig eine Ausbauchung im Bereich der unteren zwei Steinreihen auf. Es kann nicht beurteilt werden, ob sich der Zustand im Vergleich zur Hauptinspektion 2003 [15] verändert hat. Im Bericht zur Hauptinspektion 2003 heisst es: „Die Ufermauer am Fuss der steilen Flanke Seite Zug wurde visuell kontrolliert (Foto Nr. 101, Beilage 2). Es sind über und unter der Wasserlinie keine Schäden erkennbar.“ Das entsprechende Foto konnte nicht gefunden werden, so dass nicht abschliessend geprüft werden kann, ob diese Ausbauchung neu entstanden ist.



Ausbauchung

Abbildung 43: Ausbauchung Ufermauer Lorze

### 2.3 Geodätische Überwachung

Die alte Lorzentobelbrücke wird mit den heutigen Messpunkten seit 1978 geodätisch durch die A. Gerritsma AG aus Cham überwacht [19]. Seit dem Jahr 2008 werden die Kontrollmessungen jährlich (jeweils im April) durchgeführt. Davor wurden die Messungen meist zweimal jährlich (April und Oktober) durchgeführt.

Bereits vor 1978 wurden Messungen durchgeführt, diese Messpunkte wurden jedoch im Rahmen der Sanierung der Betonrandborde ersetzt.

Es werden sowohl die Lage als auch die Höhe von 26 Bolzen in den Betonkonsolen im Bereich der Pfeiler, Widerlager und Gewölbescheitel (Messpunkte 2 - 27), sowie die Lage von 14 auf Jochen befestigten Zielmarken auf der Brückenaussenseite bei allen Pfeilern und Widerlagern gemessen (0 – VI).

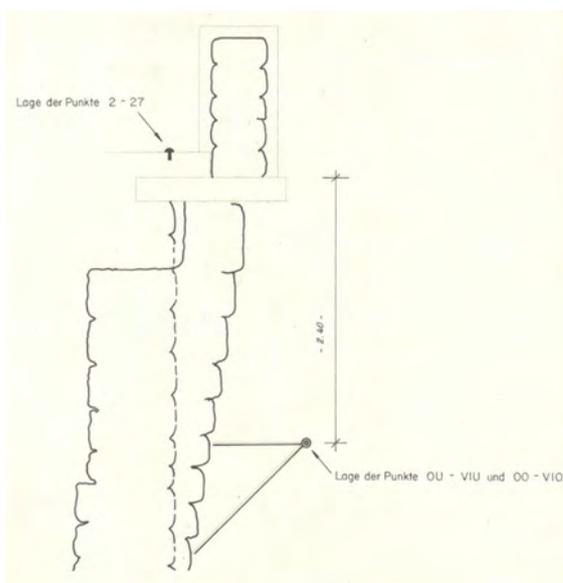


Abbildung 44: Lage der Messpunkte



Abbildung 45: Zielmarke ausserhalb Kanzel



Abbildung 46: Lage eines unterwasserseitigen Messbolzens

Für die Beurteilung der Resultate wird einerseits der Zeitraum von der Nullmessung bis heute, andererseits von der Nullmessung bis nach der Sperrung der Brücke für den Strassenverkehr 1985 resp. Messung 1986 betrachtet.

<b>Setzungsmessungen</b>	<b>Veränderung OW</b>		<b>Veränderung UW</b>	
$\Delta$ 1978-2013 ( $\Delta$ 1978-1986)	[mm]		[mm]	
Widerlager Zug	+8	(+4)	+2	(+3)
Bogen 1	+18	(+9)	+19	(+8)
Pfeiler I	+10	(+6)	+10	(+6)
Bogen 2	+17	(+9)	+17	(+9)
Pfeiler II	+7	(+8)	+7	(+7)
Bogen 3	+19	(+10)	+18	(+10)
Pfeiler III	+8	(+6)	+10	(+6)
Bogen 4	+16	(+9)	+20	(+8)
Pfeiler IV	+4	(+5)	+6	(+7)
Bogen 5	+11	(+8)	+11	(+7)
Pfeiler V	+3	(+6)	+8	(+6)
Bogen 6	+12	(+7)	+14	(+7)
Widerlager Ägeri	+4	(+3)	+3	(+3)

Tabelle 5: Setzungsmessungen Bolzen Betonkonsole

OW      Oberwasserseite  
UW      Unterwasserseite  
+        Setzung  
-        Hebung

- Die im Hauptinspektionsbericht von 2003 [15] festgestellten Hebungen können nicht bestätigt werden. Sämtliche Messpunkte haben sich seit Messbeginn leicht gesenkt.
- Die Widerlager Zug und Ägeri weisen seit Messbeginn vor 35 Jahren nur sehr geringe Setzungen von 2-8 mm auf.
- Sämtliche Pfeiler haben sich in den 8 Jahren zwischen Messbeginn 1978 und Sperrung für den Strassenverkehr 1985 zwischen 5-8 mm gesetzt. In den 26 Jahren seit dieser Sperrung sind nur noch geringe Setzungen der Pfeiler aufgetreten, max. 4 mm.
- Im Gegensatz zu den Pfeilern haben sich alle Gewölbescheitel auch nach der Sperrung 1985 gesetzt. Die Setzung erfolgte relativ kontinuierlich mit einem Maximalwert von 20 mm seit der Nullmessung. Die Gewölbe haben sich um 3-17 mm mehr gesetzt als die benachbarten Pfeiler.

<b>Lagemessungen</b>	<b>Bolzen OW</b>		<b>Joch OW</b>		<b>Bolzen UW</b>		<b>Joch UW</b>	
$\Delta$ 1978-2013 ( $\Delta$ 1978-1986)	[mm]		[mm]		[mm]		[mm]	
Widerlager Zug	+8	(+0)	+2	(+3)	+8	(+1)	+11	(+2)
Bogen 1	+4	(+0)			+6	(+2)		
Pfeiler I	+3	(+2)	+3	(+1)	-1	(+2)	+4	(+1)
Bogen 2	+7	(+4)			+8	(+4)		
Pfeiler II	+8	(+4)	+13	(+2)	+7	(+4)	+9	(+0)
Bogen 3	+10	(+5)			+11	(+5)		
Pfeiler III	+10	(+5)	+20	(+1)	+9	(+6)	+6	(+1)
Bogen 4	+4	(+5)			+1	(+6)		
Pfeiler IV	+4	(+5)	+26	(+2)	+2	(+5)	+6	(+2)
Bogen 5	+9	(+5)			+7	(+4)		
Pfeiler V	+7	(+4)	+25	(+3)	+9	(+4)	+5	(+3)
Bogen 6	+12	(+4)			+17	(+4)		
Widerlager Ägeri	+6	(+4)	+55	(+2)	+4	(+3)	-2	(+2)

Tabelle 6: Lagemessungen Bolzen Betonkonsolen und Zielmarken Joche

OW Oberwasserseite  
 UW Unterwasserseite  
 + Verschiebung Richtung Unterwasserseite  
 - Verschiebung Richtung Oberwasserseite

- Generell hat sich das Bauwerk seit Messbeginn geringfügig gegen die Unterwasserseite verschoben, Maximalwert 17 mm.
- Die Messung der oberwasserseitigen Joche der Pfeiler II - V und des Widerlagers Ägeri weisen erhöhte Lageabweichungen auf. Es wurde festgestellt, dass die Abweichung nur zwischen den beiden Messungen von 1991 und 1992 aufgetreten ist. Gemäss dem Vermessungsbüro A. Gerritsma AG, D. Bürkler wurde damals festgestellt, dass ein Fixpunkt beschädigt war. Dieser wurde 1993 rekonstruiert, wobei die Abweichung von 1992 für den neuen Fixpunkt übernommen wurde. Damit wird die Messung von 1993 für die entsprechenden Messpunkte zur Nullmessung für die weiteren Folgemessungen. Die seither festgestellten Lageverschiebungen sind gering.

## 2.4 Materialtechnologische Untersuchungen

Die Ergebnisse der materialtechnologischen Untersuchungen sind im Kapitel 1.5 zusammengestellt.

## 2.5 Bauliche Anpassungen und Verstärkungen

Im Rahmen der rund hundertjährigen Nutzungsdauer wurden diverse bauliche Anpassungen und Verstärkungen am Bauwerk vorgenommen. Im Rahmen dieses Kapitels werden die für die Überprüfung relevanten Punkte aufgegriffen.

## Verstärkung Widerlager Ägeri und Gewölbe 6

Die Verstärkungen des Widerlagers Ägeri und des Gewölbes 6 sind optisch sichtbar. Wie bereits in Kapitel 2.2.1 ersichtlich, erfolgte die Verstärkung mittels Vorbeton, Longarinen und Felsankern [9] (vgl. Abbildung 47 und Abbildung 48).



Abbildung 47: Verstärkung Gewölbe 6



Abbildung 48: Verstärkung Widerlager Ägeri

## Verstärkung Kanzeln und Ersatz Betonrandborde

Die zwischen 1975 und 1978 erstellten Betonrandborde wurden als Ersatz für die absturzgefährdeten Natursteinkonsolen und Gehwegplatten erstellt. Die Randborde wurden mittels Ankereisen in den Stirnmauern verankert (vgl. Abbildung 49 und Abbildung 50). In diesem Zusammenhang wurden auch die Kanzeln mittels Ankereisen gesichert (vgl. Abbildung 51).

Zusätzlich zur Verstärkung mittels Ankereisen wurde im Bereich der Pfeiler I und II eine optisch sichtbare Verstärkung mittels Ankern und Longarinen erstellt (Abbildung 52). Diese Verstärkungen wurden gemäss [22] als Sofortmassnahme aufgrund von klaffenden Rissen erstellt.

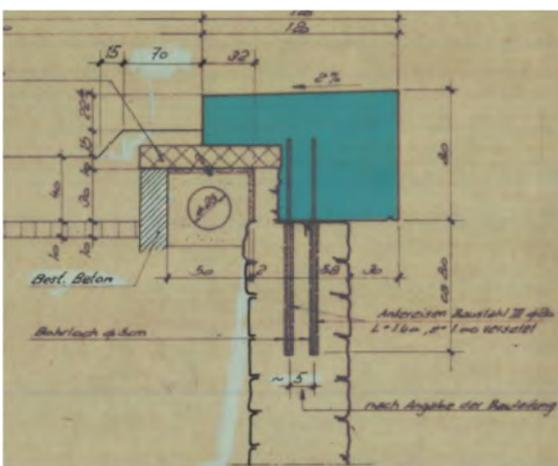


Abbildung 49: unterwasserseitiges Betonrandbord

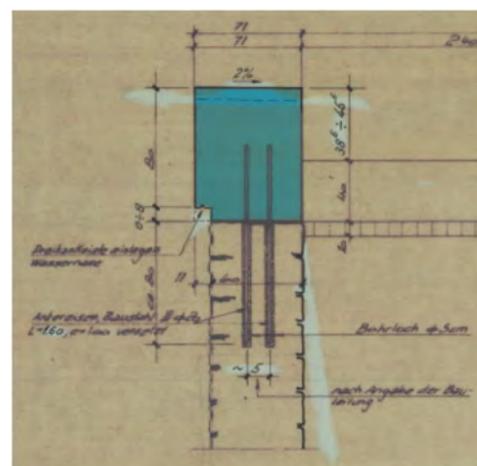


Abbildung 50: oberwasserseitiges Betonrandbord

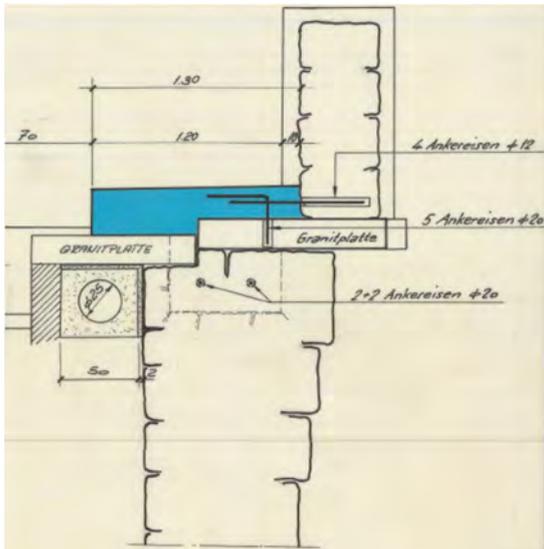


Abbildung 51: Verstärkung Kanzel Pfeiler III

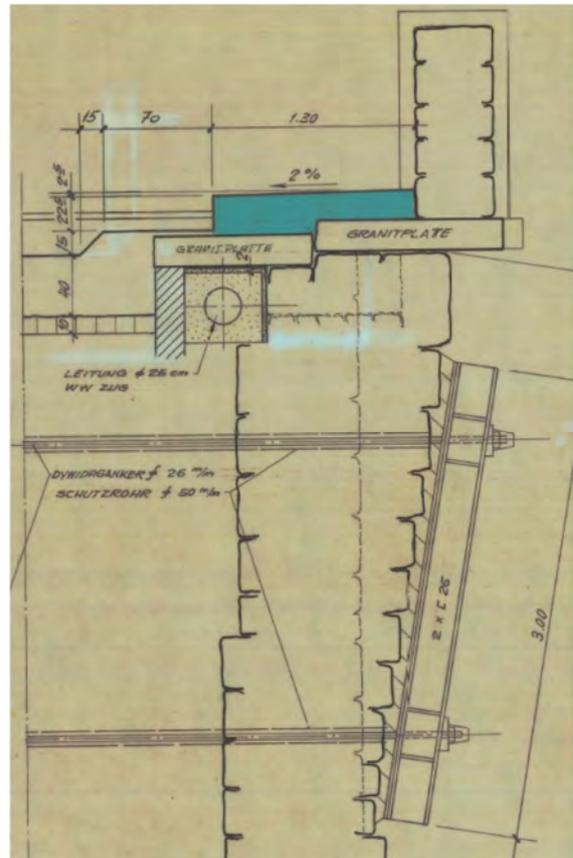


Abbildung 52: Zusätzliche Verstärkung Kanzel Pfeiler I

### 3 Statische Beurteilung

#### 3.1 Grundlagen

Als Grundlage wurden die Baupläne von 1910, die Pläne der diversen Umbauten und die materialtechnologischen Untersuchungen von 1960 und 2014 verwendet. Details zu den statischen Berechnungen sind in der technischen Dokumentation enthalten.

#### 3.2 Lasten

Es wurden Eigenlasten, Auflasten und Nutzlasten berücksichtigt.

##### Ständige Lasten

Einwirkung	Baustoff	Kennwerte / Bemerkungen	Referenz
Eigenlasten	Beton	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	- Überprüfungsbericht [25]
	Gewölbe	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	
	Auffüllung	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$	
	Pfeiler	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ <sup>1)</sup>	
Fahrbahn	Beton, Auffüllung	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ (gemittelter Wert) <sup>2)</sup> $g_k = 6.41 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}' \times \gamma \times 0.70 \text{ m}$ <b><math>g_k = 98.7 \text{ kN/m}'</math></b>	- Baupläne [8] - Abbildung 53
Belag (3 cm)	AC 8 N	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ $g_k = 4.5 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}' \times \gamma \times 0.03 \text{ m}$ <b><math>g_k = 3.2 \text{ kN/m}'</math></b>	- Übersichtsplan [20]
Erddruck horizontal	Aufschüttung	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , $\varphi' = 36^\circ$ , $c = 0$	- Annahme <sup>1)</sup>

Tabelle 7: Ständige Lasten

<sup>1)</sup> Obwohl gemäss [25] davon ausgegangen werden kann, dass die Auffüllung grossmehrerheitlich aus mehr oder weniger gutem Beton besteht, wird bei der Auffüllung im Bereich der Gewölbe von einem kiesähnlichen Material ausgegangen. Das heisst, die Auffüllung wird als Erdauflast interpretiert. Nur ein Kranz von 50 cm, direkt oberhalb der Natursteingewölbe, wird als Beton interpretiert, was dazu führt, dass der Druckbogen auch in diesem Bereich zu liegen kommen kann.

<sup>2)</sup> Der Brückenaufbau wird als Last mit konstantem Raumgewicht über die gesamte Breite angenommen. Der Belag wird zusätzlich überlagert.

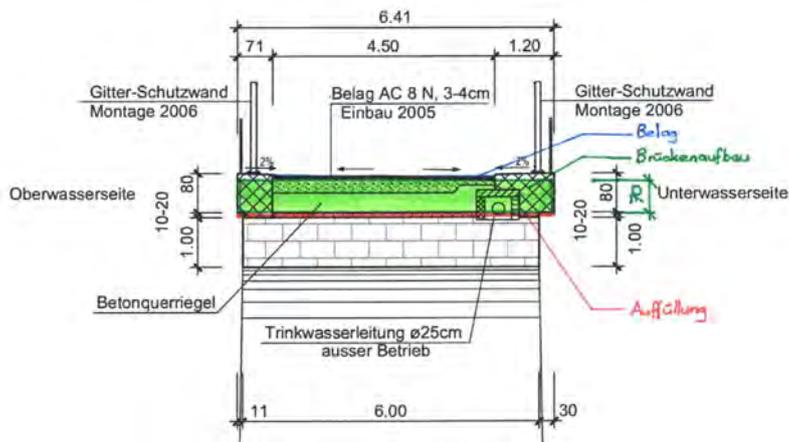


Abbildung 53: Brückenaufbau

### Veränderliche Lasten

Im Rahmen der Abschätzung der Tragfähigkeit wurde nur das gemäss untenstehender Tabelle reduzierte Lastmodell 1 als veränderliche Last berücksichtigt.

Die Brücke muss für Unterhaltsfahrzeuge bis 20 t befahrbar bleiben. Gemäss SIA 261 existiert ein solches Modell nicht. Im Rahmen der ersten Abschätzungen wird eine Berechnung nach SIA 269/1 mit aktualisierten Verkehrslasten durchgeführt.

Einwirkung	Kennwerte / Bemerkungen			Referenz
Strassenlasten LM 1 Gemäss SIA 269/1 (2011)	Einzellast FS 1	$Q_{k1} = 300 \text{ kN}$	$\alpha_{Q1} = 0.70$	SIA 269/1 Tab. 1 Annahme: nur 1 Fahrspur auf Brücke
	Flächenlast FS 1	$q_{k1} = 9.0 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q1} = 0.50$	
	Einzellast FS 2	$Q_{k2} = 200 \text{ kN}$	$\alpha_{Q2} = 0$	
	Flächenlast FS 2	$q_{k2} = 2.5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{q2} = 0$	
	Restfläche	$q_{kr} = 2.5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{qr} = 0$	
Bremskräfte	Für die Abschätzung nicht berücksichtigt => Brücke wird sehr langsam befahren.			

Tabelle 8: Veränderliche Lasten

### 3.3 Berechnungsmodelle

#### 3.3.1 Statische Untersuchungen

Die Gewölbe wurden im Programm Statik 6 gemäss Abbildung 54 als Stabmodell modelliert. Als Lösung wird dabei für jeden Lastfall ein zulässiger Druckbogen gesucht. Dazu werden beliebig viele Gelenke mit beliebiger Steifigkeit an den Steinenden eingeführt, so dass die Normalkraft in Kombination mit dem Moment den zulässigen Querschnitt an keinem Punkt verlässt. Die eingeführten Gelenke entsprechen dabei einem Abrollen der Steine aufeinander.

Wenn die Druckresultierende, unter Berücksichtigung von Abbildung 55 bis Abbildung 57, den Querschnitt durch dieses Vorgehen nicht verlässt, entspricht dies einem möglichen Gleichgewichtszustand nach dem unteren Grenzwertsatz. Die effektive Traglast kann somit nicht tiefer liegen als die Traglast des gefundenen Gleichgewichtszustandes.

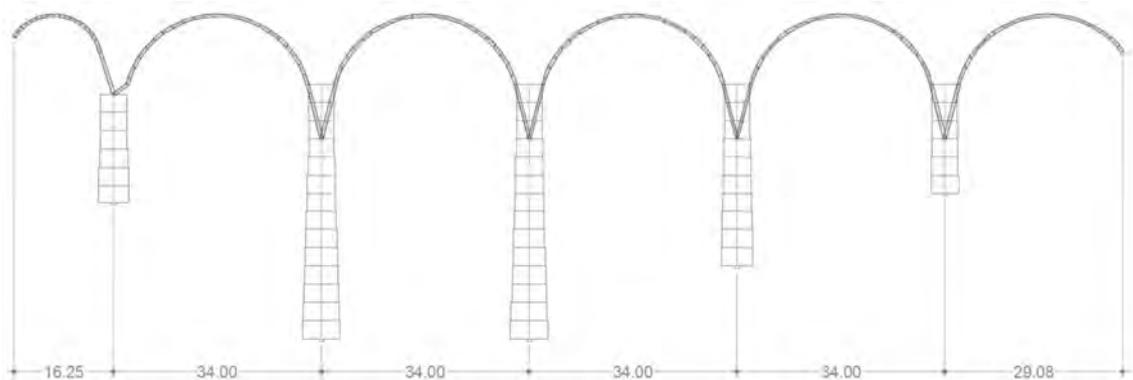


Abbildung 54: Tragwerksmodell

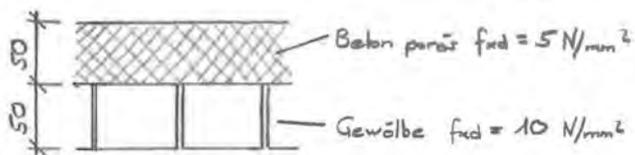
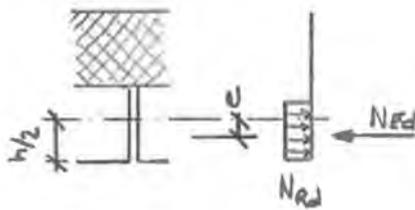


Abbildung 55: Baustoffe im Gewölbe und zugehörige Festigkeiten

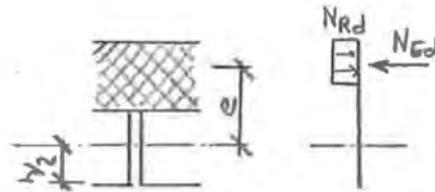


$$N_{Rd} = \left(\frac{h}{2} - e\right) \cdot 2 \cdot b \cdot f_{cd}$$

mit  $b = 6000 \text{ mm}$  (Bauwerksbreite)  
 $h = 500 \text{ mm}$  (Steinhöhe)  
 $f_{cd} = 10 \text{ N/mm}^2$

$$N_{Rd} = \left(\frac{500}{2} - e\right) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 10$$

Abbildung 56: Druckresultierende im Stein



$$N_{Rd} = \left(1000 - \frac{h}{2} - e\right) \cdot 2 \cdot b \cdot f_{cd}$$

mit  $b = 6000 \text{ mm}$  (Bauwerksbreite)  
 $h = 500 \text{ mm}$  (Steinhöhe)  
 $f_{cd} = 5 \text{ N/mm}^2$

$$N_{Ed} = (750 - e) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5$$

Abbildung 57: Druckresultierende im Beton

Der Querschnitt wurde über die volle Breite, das heisst 6 m breit, modelliert. Aufgrund der 2-D-Modellierung können die vertikalen Lasten jedoch nur zentrisch angeordnet werden. Da die Strassenverkehrslasten nicht über die gesamte Breite verteilt sind, werden sie für die Berechnung mit dem Faktor 2 multipliziert. Damit werden die Lasten des 3 m breiten Fahrstreifens auf die Brückenbreite von 6 m extrapoliert. Dadurch können die lokalen Effekte unterhalb der Lasteinleitung beurteilt werden. In den Pfeilern resultieren aufgrund der doppelten Berücksichtigung des Lastmodells 1 Reaktionen, welche auf charakteristischem Niveau um maximal 670 kN zu gross sind. Dies entspricht im Extremfall (Pfeiler I) einer Erhöhung der Stützenlast um knapp 2 %. Im Modell wird weiter davon ausgegangen, dass sich die Achslasten nicht ausbreiten (als Einzellasten eingeführt), was einem konservativen Ansatz entspricht.

Bei sämtlichen Pfeilern ist ein Nachweis der Druckstrebe unter Annahme einer Druckfestigkeit  $f_{cd}$  von  $5 \text{ N/mm}^2$  möglich.

Die Stirnwände wurden im Programm Statik 6 als unten eingespannter und oben aufgelegter Stab modelliert. Es wird bei der Auffüllung von geringem Verbund ausgegangen (vgl. BK 3). Aus diesem Grund wird die Auffüllung in Form von Erddruck berücksichtigt.

---

### 3.3.2 Erdbebenanalyse

Die detaillierte Erdbebenanalyse der alten Lorzentobelbrücke ist im Anhang F dokumentiert.

#### **Allgemeines**

Die Brücke wird in Statik 6 als räumliches Stabmodell modelliert. Die Stäbe repräsentieren dabei die Achsen der für das Erdbeben relevanten Bauteile. Die Querschnittsabmessungen stimmen mit den für die Erdbebenanalyse relevanten Grössen (Steifigkeiten, Eigengewicht) überein.

---



Abbildung 58: Räumliches Stabmodell für Schwingungen in Brückenquerrichtung

---

## Schwingungen quer zur Brücke

Bei der Analyse der Schwingungen in Brückenquerrichtung sind alle Bauteile gelenkig miteinander verbunden. Die Stirnwände werden in mehrere horizontale und vertikale Druckstäbe aufgeteilt. Die Kombination der horizontalen und vertikalen Stäbe stellt die effektive Steifigkeit der Stirnwände dar.

Die horizontale Lagerung quer zur Brücke erfolgt bei den Widerlagern mittels Federn, und die Stützen sind im Boden teileingespannt. Die Federsteifigkeiten und die Einspanngrade werden iterativ so gewählt, dass folgende Kriterien eingehalten sind:

- Der horizontale Widerstand aus Reibung und passivem Erddruck wird bei den Widerlagern nicht überschritten;
- Der Gleitsicherheits- und der Kippsicherheitsnachweis (Lastexzentrizität) der Stützenfundamente sind eingehalten.

Der Tragsicherheitsnachweis zum Erdbeben gilt als erfüllt, wenn die Tragsicherheitsnachweise der Gewölbe, der Pfeiler und des Überbaus erfüllt sind. Weiterhin sind die oben genannten Kriterien mit akzeptablen Verformungen einzuhalten.

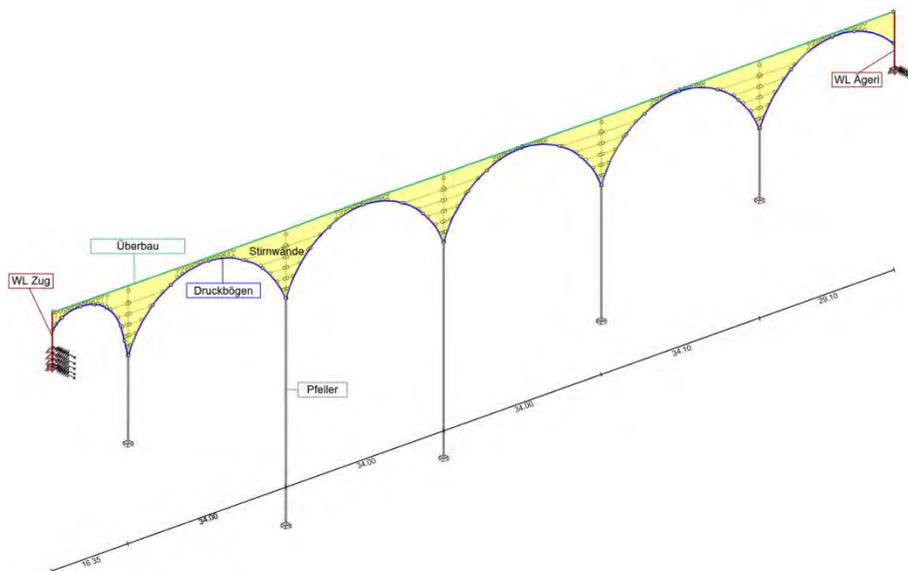


Abbildung 59: Stabmodell für Schwingungen in Quertragrichtung

## Schwingungen längs zur Brücke

In Längsrichtung wurde das Tragwerksmodell der Brückenkonstruktion analog zur Betrachtung in Querrichtung gewählt. Um das schubfeste Zusammenwirken zwischen dem Überbau und den Stirnwänden abzubilden, wurde ein biegesteifer Anschluss zwischen beiden Bauteilen gewählt.

Weiterhin ist die Lorzentobelbrücke in Längsrichtung fest zwischen den Widerlagern eingeklemmt. Die durch das Erdbeben induzierten horizontalen Kräfte werden deshalb ohne grosse Verformungen über den Bogen am Rand und über das tragende Widerlager in den Baugrund eingeleitet (siehe Abbildung 60). Gleichzeitig erfährt die Brücke beim nichttragenden Widerlager „Zugkräfte“, die zu Rissen im Mauerwerk führen.

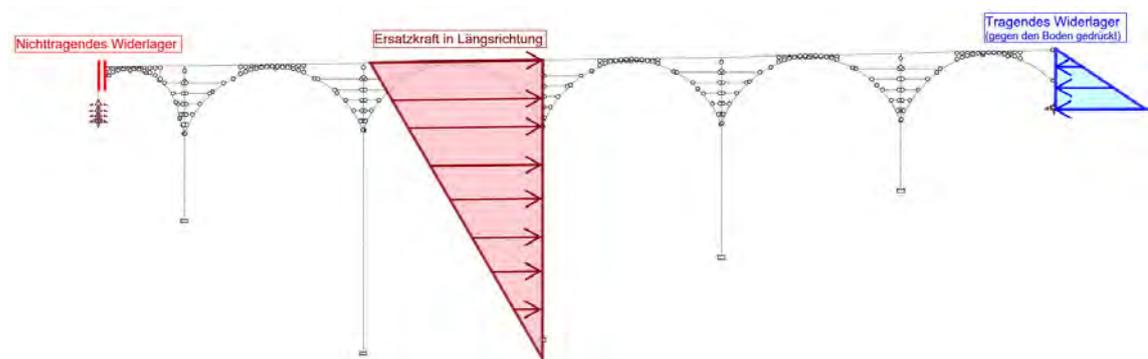


Abbildung 60: Konzeptionelle Kräfteverteilung beim Erdbebenfall in Längsrichtung

Um diese Rissbildung in den Modellen zu berücksichtigen und die resultierenden Verformungen zu untersuchen, werden die zwei folgenden Fälle unterschiedlich betrachtet:

- **die Brücke schwingt in Richtung Zug:** der Randbogen und das WL Zug nehmen die horizontalen Erdbebenkräfte als tragendes Widerlager auf, das WL Ägeri wirkt als Gleitlager und nimmt keine horizontalen Kräfte auf;
- **die Brücke schwingt in Richtung Ägeri:** der Randbogen und das WL Ägeri nehmen die horizontalen Erdbebenkräfte als tragendes Widerlager auf, das WL Zug wirkt als Gleitlager und nimmt keine horizontalen Kräfte auf.

Diese Modelle liegen bei der Ermittlung der Verformungen auf der sicheren Seite, da das „nichttragende Widerlager“ die Konstruktion in Wirklichkeit zusätzlich aussteift.

Die horizontale Lagerung längs zur Brücke erfolgt beim tragenden Widerlager mittels Federn, und die Stützen sind im Boden teileingespant.

Der Tragsicherheitsnachweis zum Erdbeben gilt als erfüllt, wenn die Tragsicherheitsnachweise der Gewölbe und der Pfeiler erfüllt sind. Weiterhin sind die oben genannten Kriterien mit akzeptablen Verformungen einzuhalten.

---

## 3.4 Ergebnisse

---

### 3.4.1 Statische Untersuchungen

Trotz eher konservativen Lastannahmen konnten für die Gewölbe in Längsrichtung für sämtliche Lastanordnungen zulässige statische Gleichgewichtszustände gefunden werden. Voraussetzung für die Gültigkeit dieser Gleichgewichtszustände ist jedoch die Tragwirkung als Gewölbe. Aufgrund der durchgeführten Zustandsuntersuchungen muss davon ausgegangen werden, dass dieses Tragverhalten aufgrund der Längsrisse in den Gewölben nur noch teilweise vorhanden ist. Ohne entsprechende Gegenmassnahmen werden sich die Gewölbe mit zunehmendem Bauwerksalter noch stärker in einzelne Druckglieder aufteilen.

Bei den Stirnmauern, welche bis zu ca. 12 m hoch sind, kann der Tragsicherheitsnachweis nicht erbracht werden. Eine genügende Tragsicherheit wäre nur dann gegeben, wenn die Auffüllung einen guten Verbund aufweist und so keine oder nur sehr geringe horizontale Beanspruchungen auf die Stirnmauern resultieren.

**Bemerkung 1:** Die Tragfähigkeit der Widerlager und der Kanzeln wurde rechnerisch nicht geprüft.

**Bemerkung 2:** Die Tragsicherheit für aussergewöhnliche Lasteinwirkungen wurde nicht geprüft. Aufgrund der grossen, sich teilweise sehr hoch oben befindlichen Brückenmasse, wird ein genügender Nachweis der Brücke im Erdbebenfall in Querrichtung jedoch kaum zu erbringen sein.

---

### 3.4.2 Erdbebenanalyse

#### **Allgemeines**

Die Berechnung der Auswirkungen und der Verformungen betrachtet

- die Spannungszustände in den Druckbögen, in den Stützen und in der Ortsbetonplatte (nur in Querrichtung),
- die Auflagerkräfte bei den Stützen und den Widerlagern,
- die maximalen Verformungen im Erdbebenfall.

Die durch das Erdbeben induzierten Schnittkräfte in den Stirnwänden können ohne vertretbaren Aufwand in diesen Stabmodellen nicht ermittelt werden.

#### **Schwingungen quer zur Brücke**

Im Erdbebenfall quer zur Brücke bleiben die Gewölbe unter Druck. Die resultierende Normalkraftlinie bleibt überall innerhalb des Bogenquerschnittes und der Bogenwiderstand wird nirgends überschritten.

Die Schwingungen quer zur Brücke mobilisieren ca. 15 % des vorhandenen passiven Erdwiderstandes bei den Widerlagern. Alle Gleit- und Kippsicherheitsnachweise der Stützenfundamente sind erfüllt.

Die Schwingungen quer zur Brücke führen zu einer maximalen Auslenkung von ca. 5 cm. Angesichts der Gesamtlänge (ca. 185 m) und der Höhe des Viaduktes an der Stelle der maximalen Auslenkung (ca. 55 m), werden diese Verformungen als vernachlässigbar klein eingestuft.

### **Schwingungen längs zur Brücke**

Im Erdbebenfall längs zur Brücke bleiben die Gewölbe unter Druck. Die resultierende Normalkraftlinie bleibt überall innerhalb des Bogenquerschnittes und der Bogenwiderstand wird nirgends überschritten.

Die Schwingungen längs zur Brücke in Richtung Zug mobilisieren ca. 99 % des vorhandenen passiven Erdwiderstandes bei den Widerlagern. Alle Gleit- und Kippsicherheitsnachweise der Stützenfundamente sind erfüllt.

Die Schwingungen längs zur Brücke in Richtung Ägeri mobilisieren ca. 90 % des vorhandenen passiven Erdwiderstandes bei den Widerlagern. Alle Gleit- und Kippsicherheitsnachweise der Stützenfundamente sind erfüllt.

Das Erdbeben längs zur Brücke führt zu einer maximalen horizontalen Verschiebung des Brückenkörpers von ca. 5 cm. Angesichts der Gesamtlänge der Brücke (ca. 185 m) werden diese Verformungen als vernachlässigbar klein eingestuft.

### **Fazit**

Nach dem Ersatzkraftverfahren sind die Gewölbe beim Erdbeben unter Druck belastet und die Tragsicherheitsnachweise der Unterbaus (Pfeiler, Widerlager, Fundamente) sind erfüllt. Angesichts der geringen Bauwerksverformungen im Erdbebenfall und der unberücksichtigten Tragreserven (stabilisierende Innenfüllung, massivere Querschnitte, Sicherungen der Stirnwände / Gewölbe) kann die Lorzentobelbrücke, nach dem Ersatzkraftverfahren, als erdbebensicher eingestuft werden.

Im Fall eines Erdbebens können jedoch neue Rissbildungen im Mauerwerk und zusätzliche Sanierungsmassnahmen, nicht ausgeschlossen werden.

---

## 4 Zustandsbeurteilung

---

### 4.1 Grundlagen

Die einzelnen Bauteile werden gemäss den nachfolgenden Zustandsklassen bewertet. Der Pfeil beschreibt grafisch die Prognose der Zustandsentwicklung in einem Zeitraum von 2 bis 5 Jahren.

Zustandsklasse	Bewertung des Zustandes
1	in gutem Zustand
2	in annehmbarem Zustand
3	in schadhaftem Zustand
4	in schlechtem Zustand
5	in alarmierendem Zustand
9	nicht einsehbar / nicht inspizierbar

→ Zustand bleibt erhalten  
↘ Zustand verschlechtert sich geringfügig  
↙ Zustand verschlechtert sich stark

---

Tabelle 9: Grundlagen Bewertung der Bauteile

---

## 4.2 Bewertung der Bauteile

Aufgrund der Zustandserfassung wurden die Bauteile in folgende Zustandsklassen eingeteilt:

Bauteile	Zustandsbewertungen						9
	1	2	3	4	5		
Widerlager Zug			↘				
Widerlager Ägeri				↘			
Pfeiler		→					
Gewölbe				↘			
Stirnmauern			↘				
Kanzeln				↘			
Betonrandborde			↘				
Belag	→						
Suizidpräventionszaun	→						
Historisches Geländer				↘			
Entwässerung			↘				
Foundation							→
Ufermauer Lorze		→					

Tabelle 10: Bewertung der Bauteile

### 4.2.1 Widerlager Zug

Beim Widerlager Zug sind seit der letzten Hauptinspektion neue Abplatzungen entstanden. Vor allem auf der Unterwasserseite scheinen die Abplatzungen zuzunehmen. Es ist damit zu rechnen, dass sich der Zustand weiter verschlechtert,

### 4.2.2 Widerlager Ägeri

Beim Widerlager Ägeri sind seit der letzten Hauptinspektion diverse Gesteinsausbrüche und neue Risse dazugekommen. Es ist eine Querschnittsverminderung aufgrund von Korrosion bei sämtlichen Stahlteilen erkennbar. Aufgrund des schlechten Zustandes der Stahlteile wird die Tragfähigkeit der Verstärkung in Frage gestellt. Im Extremfall könnten die Anker bereits komplett durchkorrodiert sein, so dass die Verstärkung nicht mehr wirksam ist. Weiter trat aus dem Bohrloch des BK 12 auch nach zwei Wochen noch Wasser aus. Es ist somit zu vermuten, dass sich im Widerlager stehendes Wasser ansammeln kann. Das Widerlager Ägeri befindet sich in schlechtem Zustand. Es ist damit zu rechnen, dass sich der Zustand weiter verschlechtert.

---

#### 4.2.3 Pfeiler

Die Pfeiler befinden sich in annehmbarem Zustand. Die vorhandenen Kalkausblühungen und Risse dürften für die Dauerhaftigkeit kein Problem darstellen. Die frühere Entwässerung der Fahrbahn durch die Pfeiler hat gemäss den Bohrkernentnahmen zu keiner massgeblichen Schädigung des Füllbetons geführt. Da die Entwässerung der Fahrbahn bereits seit längerem über Speier erfolgt, ist nur noch durch die Undichtigkeit der Brücke mit eindringendem Wasser zu rechnen (in geringen Mengen).

Beim in steilem Gelände liegenden Pfeiler I konnten keine sichtbaren Schäden festgestellt werden, welche auf ein Abgleiten des Pfeilers hindeuten würden. Der geologische Bericht [12] stützt diese Feststellung, auch wenn die Tragreserven nicht quantifiziert werden können. Beim Pfeiler I kann die Tragsicherheit trotz der im Bericht von 1960 festgestellten schlechten Auffüllung erbracht werden. Die für den Tragsicherheitsnachweis angenommene Druckfestigkeit von  $5 \text{ N/mm}^2$  darf aufgrund der grossen Querschnittsfläche als auf der sicheren Seite liegend angenommen werden.

Aufgrund der Aufnahmen ist mit keiner Verschlechterung des Zustandes bei sämtlichen Pfeilern zu rechnen.

---

#### 4.2.4 Gewölbe

In den Gewölben sind mit zunehmendem Alter immer mehr Längsrisse entstanden. Vor allem die Gewölbeleibungen haben sich teilweise schon komplett vom inneren Teil der Gewölbe getrennt. Die für die statischen Nachweise erforderliche Gewölbewirkung ist nur noch teilweise vorhanden.

Die Vermessungsaufnahmen zeigen, dass sich die Gewölbe mit zunehmendem Bauwerksalter in Bogenmitte mehr absenken haben als die angrenzenden Pfeiler (Differenz seit 1978 bis zu 12 mm).

Aufgrund der Undichtigkeit des Bauwerks muss davon ausgegangen werden, dass immer mehr Feianteile der Gewölbeauffüllung ausgeschwemmt werden, was den Zustand des Bauwerks weiter verschlechtert.

Das Ausbrechen von zusätzlichen Steinen führt einerseits zu einer Verschlechterung der Tragwirkung, andererseits können aber auch Personen unterhalb der Brücke gefährdet werden. Im Bereich des Wander- und Radweges wurde diese Problematik mittels eines feinmaschigen Netzes eingedämmt. Im Bereich der Gewölbe 4 bis 6 besteht diese Gefahr jedoch immer noch, zumal der Wanderweg die Brücke im Bereich des Gewölbes 4 unterquert.

---

#### 4.2.5 Stirnmauern

Aufgrund der grossen Höhe der Stirnmauern kann der statische Nachweis unter Berücksichtigung der Auffüllung als erddruckwirksame Last nicht erbracht werden. Da sich die Auffüllung jedoch mindestens zum Teil im Verbund mit dem Füllbeton befindet, ist nicht damit zu rechnen, dass der volle Erddruck auf die Stirnmauern wirkt. Dieser Einfluss ist wegen der sehr inhomogenen Verteilung von Erdmaterial und Beton mit stark unterschiedlicher Qualität nicht zuverlässig zu quantifizieren.

Anstelle einer quantitativen Analyse der Tragsicherheit von Tragwerken aus Natursteinmauerwerk kann eine empirische Analyse anhand von Beobachtungen durchgeführt werden, sofern gewisse Voraussetzungen erfüllt sind, vgl. [35] SIA 269/6-1, Abschnitt 6.3. Da es sich bei den Stirnmauern um ein Bruchsteinschichtenmauerwerk (Verbandstyp C) handelt, sind die Nutzungsanforderungen in Zukunft nicht wesentlich ändern und sich ein Versagen durch Deformationen ankündigen würde, sind diese Voraussetzungen im vorliegenden Fall erfüllt.

Die Stirnmauern weisen verbreitet Risse zwischen den Stirnkränzen und Stirnmauern, sowie horizontale Risse etwas oberhalb auf. Praktisch sämtliche Risse befinden sich im Bereich der Gewölbe und nicht oberhalb der Pfeiler. Dieses Rissbild in den Stirnmauern ist charakteristisch für Zwängungen verursacht durch das unterschiedliche Deformationsverhalten infolge Temperatureinwirkung von untenliegendem Gewölbe und obenliegendem Betonrandbord. Ein Tragwerksversagen infolge Seitendrucks der Auffüllungen hingegen würde sich mittels Rissen oder Deformationen an der Stelle der grössten Beanspruchung, das heisst im Bereich der hohen Stirnwände oberhalb der Pfeiler, zeigen.

Es ist davon auszugehen, dass eine weitere langsame Zustandsverschlechterung (weitere Risse infolge Zwängungen) auftritt, welche wir für die Tragsicherheit nicht als kritisch beurteilen. Da nach dieser langen Nutzungsdauer des Bauwerks Anzeichen für ein Versagen der hohen Stirnwände oberhalb der Pfeiler fehlen, und die Stirnwände seit der Sperrung für den Strassenverkehr vorwiegend durch ständige Lasten beansprucht werden, beurteilen wir ein Tragwerksversagen infolge Seitendrucks der Auffüllungen als sehr unwahrscheinlich. Dies gilt allerdings nur unter der Voraussetzung, dass in Zukunft keine wesentliche Verminderung der Mauerwerksfestigkeit erfolgt, das heisst sofern die Stirnwände vor Durchnässung geschützt werden.

---

#### 4.2.6 Kanzeln

Die ursprünglich angedachte Tragwirkung der Kanzeln über eine im Querschnitt verlaufende Druckstrebe wird angezweifelt. Aufgrund der grossen horizontalen Fugen zwischen den einzelnen Schichten und der teilweise diagonalen Risse im Bereich der Abdeckplatte muss davon ausgegangen werden, dass die Lasten über Biegung abgetragen werden. Diagonale Risse wie beim Pfeiler V könnten dabei als Schubrisse interpretiert werden. Im Rahmen des Ersatzes des Betonrandbordes wurden vermutlich alle Betonkonsolen mittels Ankereisen gesichert. Es sind jedoch nur Pläne der Kanzeln oberhalb der Pfeiler I bis III vorhanden. Im Bereich der Pfeiler I und II wurden die Kanzeln zusätzlich mittels Nägeln und Longarinen verstärkt. Es ist nicht bekannt, ob die Schubrisse an der unterwasserseitigen Kanzel beim Pfeiler V bereits zum Zeitpunkt der Verstärkung vorhanden waren. Sollten die Schubrisse neueren Datums sein, so kann ein plötzliches Ausbrechen der Granitsteine nicht ausgeschlossen werden. Es ist damit zu rechnen, dass sich der Zustand der Kanzeln und der aussenliegenden Verstärkungen weiter verschlechtern wird.

---

#### 4.2.7 Betonrandborde

Die Bewehrungsstäbe der Betonrandborde sind teilweise sichtbar und rosten. Die lokal vorhandenen Holzeinlagen unterhalb der Betonrandborde (vermutlich vom Bau) sind nur von aussen sichtbar und beeinträchtigen die Tragfähigkeit nur minimal. Die Funktionstüchtigkeit der Betonrandborde ist trotz der oben genannten Mängel gewährleistet. Der Zustand der Betonrandborde wird sich jedoch weiter verschlechtern.

---

#### 4.2.8 Belag

Der im Jahre 2005 ersetzte Belag weist keine Schäden und sichtbaren Einsenkungen auf. Bei den Übergängen zu den Betonrandborden ist Moos- / Pflanzenbewuchs vorhanden. Der Belag ist in gutem Zustand. Es ist nicht damit zu rechnen, dass sicher der Zustand des Belags massgeblich verschlechtern wird.

---

#### 4.2.9 Sicherheitseinrichtung (Suizidpräventionszaun und historisches Geländer)

Die Funktionstüchtigkeit der Absturzsicherung ist im Bereich der Brücke durch den Suizidpräventionszaun gewährleistet. Das ausserhalb des Schutzzaunes liegende Geländer ist komplett von Rost überzogen. Teilweise ist der Handlauf gebrochen. Die Funktionstüchtigkeit des Geländers ist nicht mehr gegeben. Dadurch, dass der Suizidpräventionszaun davor steht, ist dies jedoch für die Sicherheit nicht relevant. Das Geländer im Vorlandbereich scheint trotz Rostspuren und Deformationen noch funktionstüchtig zu sein.

Die Absturzsicherung auf der Brücke ist gewährleistet. Der Zustand des Suizidpräventionszauns ist gut. Das aussenliegende Geländer ist hingegen in schlechtem Zustand. Im Vorlandbereich kann das Geländer als schadhaft eingestuft werden. Der Zustand des Suizidpräventionszauns dürfte sich in nächster Zeit nicht verschlechtern. Bei den Geländern ist jedoch damit zu rechnen, dass sich der Zustand verschlechtert. In der Gesamtbeurteilung wird das Geländer im Vorlandbereich massgebend, welches schadhaft ist.

---

#### 4.2.10 Entwässerung

Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt über Einlaufschächte welche an den Aussenseiten mittels Speiern entwässert werden. Aufgrund der Kürze der Speier wird das Wasser mit Einfluss von Wind an die Stirnmauern geführt. Dies führt zu Schädigungen infolge Erosion an den Natursteinen. Der Brückenoberbau ist nicht dicht, so dass Wasser auch durch die Konstruktion fliesst und in den Gewölben wieder austritt. An einigen Gewölbeenden sind zusätzlich Entwässerungsrohre aus Gusseisen vorhanden, welche das in die Konstruktion eindringende Wasser wegführen soll. Bei Regen werden diese Entwässerungsableitungen stark beansprucht.

Die Entwässerung der Fahrbahnplatte funktioniert gut. Dadurch, dass die Fahrbahnplatte nicht dicht ist, läuft jedoch Wasser in die Konstruktion, welches dann an den oben erwähnten Orten wieder austritt. Die Entwässerungsrohre aus Gusseisen sind stark korrodiert und befinden sich in einem schlechten Zustand. Die Speier sind funktionstüchtig, sehen jedoch optisch nicht mehr ansprechend aus.

Die Entwässerung befindet sich in einem schadhaften Zustand. Es ist damit zu rechnen, dass sich vor allem der Zustand der Gussrohre weiter verschlechtert. Ausserdem verursacht die schadhafte Entwässerung eine massgebliche Zustandsverschlechterung der Gewölbe.

---

#### 4.2.11 Foundation

Über die Foundation sind nicht viele Informationen vorhanden. Die westliche Talflanke (Seite Zug) scheint stabil zu sein. Auf der östlichen Seite (Seite Ägeri) ist mindestens beim Widerlager Ägeri ein Abgleiten in Richtung Oberwasser / Gewölbe 6 festgestellt worden. Dies wurde in [5] auf eine ungenügende Foundationstiefe zurückgeführt. Beim Pfeiler V kann ein minimales Abgleiten aufgrund des Rissbildes vermutet werden.

Die Vermessungsaufnahmen deuten auf keine nennenswerte Setzungen oder Verkippungen des Bauwerkes hin.

---

#### 4.2.12 Ufermauer Lorze

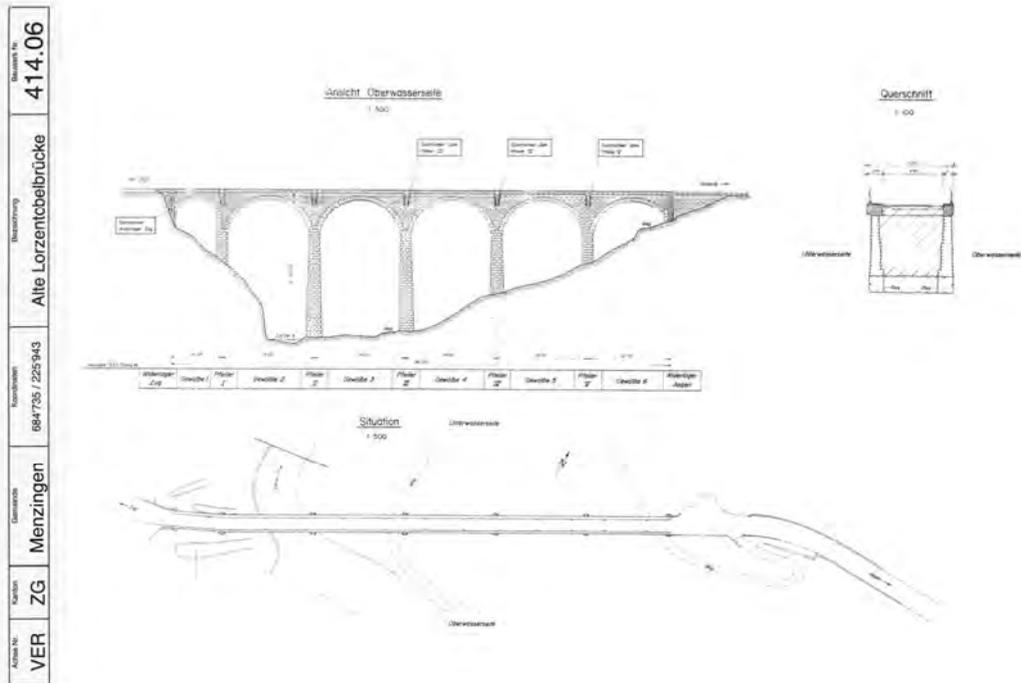
Die Ufermauer befindet sich in annehmbarem Zustand. Abgesehen von Bewuchs und der leichten Ausbauchung sind keine Schäden erkennbar. Es ist nicht damit zu rechnen, dass sich der Zustand der Ufermauer weiter verschlechtert.

---

## Anhang A

# Hauptinspektionsbericht 2014

## Zustandsbericht Bauwerk

Bauwerksnummer: <b>1704-0005</b>		Bauwerksname: <b>Alte Lorzentobelbrücke</b>	
Bauwerksart: <b>Brücke mit Bogentragwerk</b>		Bauwerksfunktion:	Abnahmedatum:
Referenzachse: <b>VER</b>	Achse-Km:	Standortgemeinde: <b>Baar / Menzingen</b>	Koordinaten: <b>684'735.00 / 225'943.00</b>
Eigentümer: <b>Zug</b>		Erhaltungspflichtiger: <b>Zug</b>	
			
Datum der Inspektion: <b>14.07.2014</b>		Inspektionsart: <b>Hauptinspektion</b>	
Zustandsbeurteilung: <b>4 in schlechtem Zustand</b>		Erhaltungsmassnahme: <b>Instandsetzung</b>	
Ergänzende Inspektion:		Geschätzte Kosten: Fr.	
Sofortmassnahme:		Empfohlen bis:	
Verfasser Zustandbericht: <b>Amsler / Wicki</b>		Ort: <b>Effretikon</b>	Datum: <b>31.10.2014</b>
Verantwortlicher Erhaltungspflichtiger:			Unterschrift:.....
			Unterschrift:.....

# Inhaltsverzeichnis

	Seiten
INHALTSVERZEICHNIS	2
BAUWERKSINFORMATIONEN	3
<i>Kommentare zum Bauwerk</i>	3
<i>Weitere Eigentümer / Erhaltungspflichtige</i>	3
<i>Sekundärachse</i>	3
ANGABEN ZUR INSPEKTION	4
<i>Kommentare zur Inspektion</i>	4
<i>Aufnahmen</i>	5
<i>Schadenbilder</i>	18

## Bauwerksinformationen

Bauwerks-Nr.: **1704-0005**

Bauwerksname: **Alte Lorzentobelbrücke**



Gesamtlänge [m]:

**201.95**

Gesamtbreite [m]:

**6.41**

Gesamtfläche [m<sup>2</sup>]:

**1294.50**

Hauptspannweite [m]:

**34.20**

Max. Bauwerkshöhe [m]:

**55.00**

Anzahl Brückenfelder:

### Kommentare zum Bauwerk

Bauwerksart:

Bauwerksfunktion:

Kommentar: **IVS Objekt ZG171.2.1**

### Weitere Eigentümer / Erhaltungspflichtige

zweiter Eigentümer:

weiterer Eigentümer:

zweiter Erhaltungspflichtiger:

weiterer Erhaltungspflichtiger:

### Sekundärachse

Nummer: **GW-600**

## Angaben zur Inspektion

Bauwerks-Nr.: **1704-0005**

Bauwerksname: **Alte Lorzentobelbrücke**

vom: **14.07.2014**

Inspektionsart: **Hauptinspektion**

## Kommentare zur Inspektion

Inspektionsart: - Inspektion der Gewölbe, Stirnmauern und Kanzeln ab Brückenuntersichtsgerät  
- Inspektion der Pfeiler ab Terrain

Zustandsbeurteilung:

Art der ergänzenden Inspektion:

Erhaltungsmassnahme:

Sofortmassnahme:

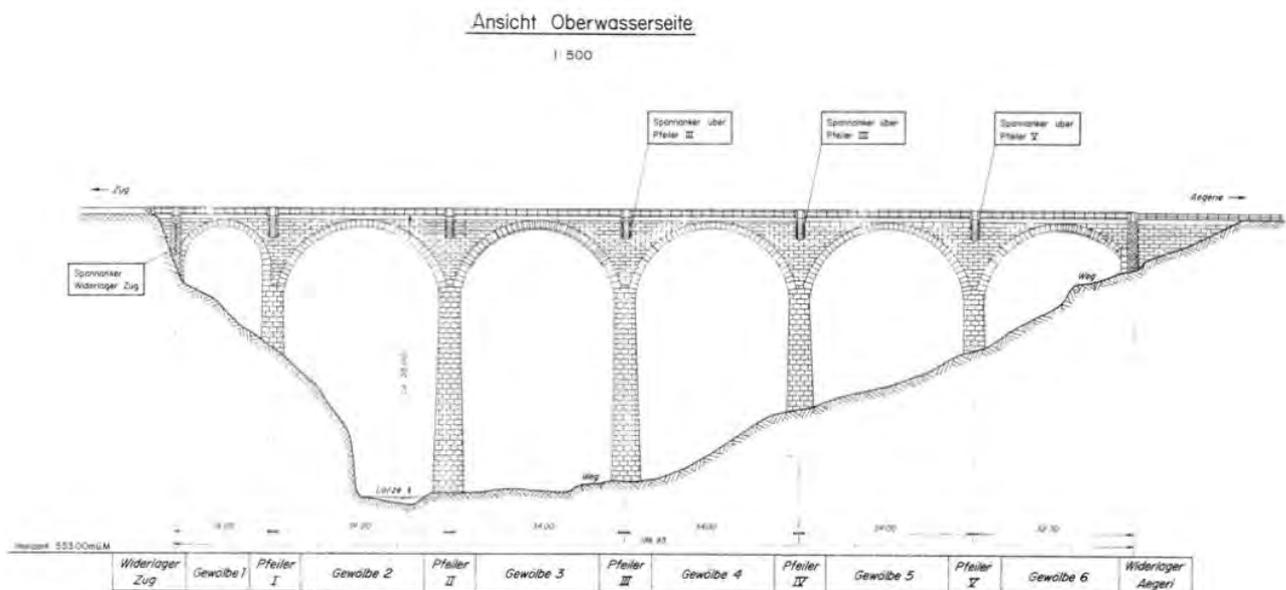
Beschrieb:

Visuelle Inspektion und Bohrkernentnahmen ab Brückeninspektionsgerät bzw. vom Terrain aus. Als Grundlage diente der Bericht der Hauptinspektion 2008, wobei die Schadensskizzen mit dem aktuellen Zustand verglichen wurden.

Es zeigte sich, dass vereinzelt neue Risse entstanden bzw. best. Risse länger geworden sind. Teilweise sind weitere Gesteinsausbrüche erfolgt. Die Rissbreiten wurden bis anhin nicht dokumentiert, so dass über allfällige Zunahmen der Rissbreiten keine Aussagen gemacht werden können. Aufgrund des am ersten Tag der Inspektion erfolgten Regenschauers konnte festgestellt werden, dass der Brückenoberbau, wie vermutet, nicht dicht ist.

Aufgrund der geringen Schadenzunahme kann zusammenfassend festgehalten werden, dass sich der Zustand seit der letzten Inspektion unwesentlich verändert hat.

Die bis anhin in den Hauptinspektionsberichten nicht erfassten Kanzeln sind grösstenteils in einem schlechten Zustand. Die Fugen sind häufig komplett ausgewaschen, so dass die beim Bau angedachte Tragwirkung nicht eintreten kann. Teilweise sind im Bereich der Auflager diagonale Risse sichtbar.



# Aufnahmen

Bauwerksteil: WL Zug  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Stirnseite  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: Steine zum Bogen hin und in der Flügelmauer ausgebrochen  
bestehende Risse



Bauwerksteil: WL Zug  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Flügelmauer  
Veränderung: neue Gesteinsausbrüche  
Schadenbeschreibung: Steine in Flügelmauer teilweise stark verwittert  
best. und neue Gesteinsausbrüche  
bestehende Risse



Bauwerksteil: WL Zug  
Lokalisierung: Seite Oberwasser – Stirnseite  
Veränderung: neue Gesteinsausbrüche  
Schadenbeschreibung: verbreitete Oberflächenverwitterung der Steine  
best. und neue Gesteinsausbrüche  
bestehende Risse



Bauwerksteil: WL Zug  
Lokalisierung: Seite Oberwasser – Flügelmauer  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: verbreitete Oberflächenverwitterung der Steine  
best. und neue Gesteinsausbrüche  
bestehende Risse



Bauwerksteil: Gewölbe 1  
Lokalisierung: Gewölbe – Blickrichtung WL Zug  
Veränderung: längere Risse  
Schadenbeschreibung: best. und neue Risse  
best. Nassstellen  
stark korrodiertes Entwässerungsrohr



Bauwerksteil: Gewölbe 1  
Lokalisierung: Gewölbe – Blickrichtung Pfeiler I  
Veränderung: längere Risse  
Schadenbeschreibung: best. und neue Risse  
best. Nassstellen  
neuer verwitterter Stein



Bauwerksteil: Gewölbe 1  
Lokalisierung: Seite Oberwasser – Ansicht  
Veränderung: neue Risse  
Schadenbeschreibung: Riss zwischen Gewölbe und Stirnmauer  
gerissener Schlussstein



Bauwerksteil: Gewölbe 1  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Ansicht  
Veränderung: neue Risse  
neue Ausbrüche  
Schadenbeschreibung: Riss zwischen Gewölbe und Stirnmauer  
gerissener Schlussstein  
Ausbrüche



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Gewölbe – Oberhalb Pfeiler II  
Veränderung: neuer Ausbruch  
neue Nassstellen  
Schadenbeschreibung: best. und neue Nassstellen  
neuer Gesteinsausbruch



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Gewölbe – ab Pfeiler I 3/4 OW-seitig  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: best. Riss (Tiefe ca. 40 cm)



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Gewölbe – ab Pfeiler I 1/4 OW-seitig  
Veränderung: länger gewordener Riss  
Schadenbeschreibung: best. Abplatzung  
länger gewordener Riss



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Gewölbe – ab Pfeiler I 3/4 OW-seitig  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: breiter Riss  
Nassstelle



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Seite Oberwasser – Gewölbescheitel  
Veränderung: neuer Gesteinsausbruch  
Schadenbeschreibung: best. Unterhölung Stein  
neuer Gesteinsausbruch  
Abplatzung in Betonkonsole  
Entwässerungsrrohr beschädigt

---



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Seite Oberwasser – ab Pfeiler I 3/4  
Veränderung: neuer Bewuchs  
Schadenbeschreibung: Bewuchs  
Fledermauskästen

---



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Bogen/4  
Veränderung: neue Erosion  
Schadenbeschreibung: Erosion

---



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Scheitel  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: Riss in Schlussstein  
Erosion

---



---

Bauwerksteil: Gewölbe 2  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Bogen 3/4  
Veränderung: verstärkte Erosion  
Schadenbeschreibung: Erosion



---

Bauwerksteil: Kanzel Pfeiler II  
Lokalisierung: Seite Unterwasser  
Veränderung: nicht bekannt  
Schadenbeschreibung: Riss zwischen Kanzel und Stirnmauer  
Korrosion externe Stahlteile



---

Bauwerksteil: Kanzel Pfeiler II  
Lokalisierung: Seite Oberwasser  
Veränderung: nicht bekannt  
Schadenbeschreibung: tiefer Riss zwischen Kanzel und  
Stirnmauer (t = 54 cm)  
Korrosion externe Stahlteile



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Gewölbe – Oberhalb Pfeiler II  
Veränderung: nicht bekannt  
Schadenbeschreibung: Korrosion Entwässerungsrohr



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Gewölbe – Bogen/4  
Veränderung: vermehrt Nassstellen  
neues Schutznetz  
Schadenbeschreibung: Risse  
Schutznetz  
Nassstellen



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Gewölbe – Bogen/4 (Seite OW)  
Veränderung: neues Loch in Stein bzw. Fuge  
Schadenbeschreibung: Loch in Stein (t = 10 cm)



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Gewölbe – Bogen 3/4 (Seite OW)  
Veränderung: längerer Riss  
Schadenbeschreibung: Riss



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Gewölbe – oberhalb Pfeiler III  
Veränderung: neues Loch in Fuge  
Schadenbeschreibung: Loch in Fuge



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Seite Oberwasser – Scheitel  
Veränderung: neue Risse in zwischen Scheitel und Pfeiler II  
Schadenbeschreibung: Riss in Schlussstein  
Gewölbe löst sich im Scheitelbereich von der Stirnmauer ab



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – bei Pfeiler III  
Veränderung: neue Erosion  
Schadenbeschreibung: Erosion



---

Bauwerksteil: Gewölbe 3  
Lokalisierung: Seite Unterwasser – Scheitel  
Veränderung: neuer Ausbruch  
Schadenbeschreibung: Steinausbruch



---

Bauwerksteil: Kanzel Pfeiler III  
Lokalisierung: Seite Unterwasser  
Veränderung: nicht bekannt  
Schadenbeschreibung: offene horizontale und vertikale Fugen



---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Gewölbe – Pfeiler III bis Bogen/4  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: Nassstellen  
Korrodiertes Entwässerungsrohr  
Risse



---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Gewölbe – Scheitel (Seite Oberwasser)  
Veränderung: längerer Riss  
Schadenbeschreibung: Riss



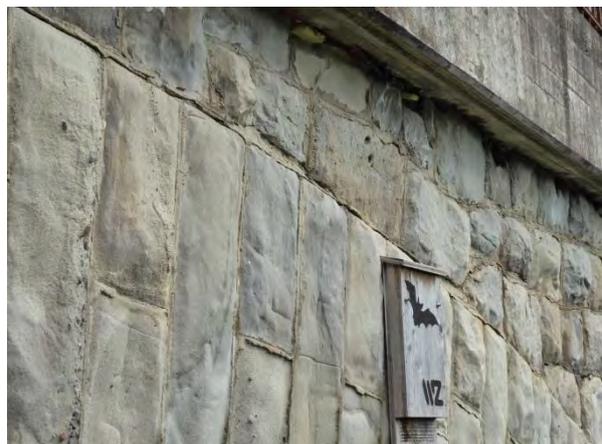
---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Gewölbe – Bogen 3/4 (Seite OW)  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: Abplatzung Seite Oberwasser



---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Seite Unterwasser (Pfeiler III bis Scheitel)  
Veränderung: zusätzliche Risse  
Schadenbeschreibung: Risse



---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Seite Unterwasser (Scheitel bis Pfeiler IV)  
Veränderung: zusätzliche Risse  
Schadenbeschreibung: Risse  
beschädigtes Entwässerungsrohr



---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Seite Oberwasser (bei Pfeiler III)  
Veränderung: zusätzliche Nassstelle  
Schadenbeschreibung: Riss  
Erosion  
Nassstelle



---

Bauwerksteil: Gewölbe 4  
Lokalisierung: Seite Oberwasser (Bogen 3/4)  
Veränderung: neue Erosion  
Schadenbeschreibung: offene Fuge  
verwitterter Stein



---

Bauwerksteil: Gewölbe 5  
Lokalisierung: Gewölbe – Pfeiler IV bis Scheitel  
Veränderung: zusätzlicher Risse  
Schadenbeschreibung: Risse  
Nassstellen  
korrodiertes Entwässerungsrohr



Bauwerksteil: Gewölbe 5  
Lokalisierung: Gewölbe – Scheitel bis Pfeiler V  
Veränderung: zusätzliche Risse  
zusätzliche Ausbrüche  
Schadenbeschreibung: Risse  
Nassstellen  
Ausbrüche  
korrodiertes Entwässerungsrohr



Bauwerksteil: Gewölbe 5  
Lokalisierung: Seite Unterwasser (Scheitel)  
Veränderung: zusätzliche Risse  
Schadenbeschreibung: Risse  
Bogen löst sich von Stirnmauer ab



Bauwerksteil: Gewölbe 5  
Lokalisierung: Seite Oberwasser (Scheitel)  
Veränderung: best. Unterhölung Stein  
Schadenbeschreibung: Risse  
Bogen löst sich von Stirnmauer ab



Bauwerksteil: Gewölbe 5  
Lokalisierung: Seite Oberwasser (Bogen 3/4)  
Veränderung: neuer Ausbruch  
Schadenbeschreibung: Ausbruch



Bauwerksteil: Pfeiler V  
Lokalisierung: Seite Oberwasser oben  
Veränderung: keine  
Schadenbeschreibung: verwitterte Steine



Bauwerksteil: Kanzel Pfeiler V  
Lokalisierung: Seite Unterwasser  
Veränderung: diagonale Risse  
Loch  
Schadenbeschreibung: Risse



Bauwerksteil: Gewölbe 6  
Lokalisierung: Gewölbe – Pfeiler V bis Scheitel  
Veränderung: neuer Ausbruch  
längerer Riss  
Schadenbeschreibung: Nassstellen  
Risse  
Abplatzungen



Bauwerksteil: Gewölbe 6  
Lokalisierung: Seite Oberwasser (Scheitel bis WL Ägeri)  
Veränderung: neuer Ausbruch  
Schadenbeschreibung: Ausbruch



Bauwerksteil: Gewölbe 6  
Lokalisierung: Seite Oberwasser (vor WL Ägeri)  
Veränderung: Verstärkung des Schadensausmasses  
Schadenbeschreibung: Korrosion der Stahlteile



Bauwerksteil: Gewölbe 6  
Lokalisierung: Seite Oberwasser  
Veränderung: nicht bekannt  
Schadenbeschreibung: horizontaler Versatz zwischen Gewölbe und Stirnmauer



Bauwerksteil: WL Ägeri  
Lokalisierung: Ansicht  
Veränderung: verstärkte Korrosion  
grössere Abplatzungen  
Schadenbeschreibung: Nassstellen  
Risse  
Abplatzungen  
Korrosion der Stahlteile



Bauwerksteil: WL Ägeri  
Lokalisierung: Seite Oberwasser  
Veränderung: verstärkte Korrosion  
grössere Abplatzungen  
Schadenbeschreibung: Risse  
Abplatzungen  
Korrosion der Stahlteile



---

Bauwerksteil: [WL Ägeri](#)  
Lokalisierung: [Seite Unterwasser](#)  
Veränderung: [verstärkte Korrosion](#)  
Schadenbeschrieb [Risse](#)  
[Korrosion der Stahlteile](#)



# Schadenbilder

## Legende

RI	Riss
AB	Abplatzung
WN	Wassernase
BK	Bohrkern
KA	Kalkausblühung
t	Risstiefe

— vorhandene Risse bei der Inspektion von 1987



Nassstellen, Verfärbungen und Aussinterungen, Stand 1987

— Risse seit 1987 bei Inspektion von 2003 aufgenommen



Nassstellen, Verfärbungen und Aussinterungen seit 1987 bei der Inspektion von 2003 aufgenommen



Gesteinsausbrüche seit 1987 bei der Inspektion von 2003 aufgenommen

— Risse seit 2003 bei Inspektion von 2008 aufgenommen.



Nassstellen, Verfärbungen und Aussinterungen seit 2003 bei der Inspektion von 2008 aufgenommen



Gesteinsausbrüche seit 2003 bei der Inspektion von 2008 aufgenommen

— neue Risse seit 2008 bei Inspektion von 2014 aufgenommen.



neue Nassstellen, Verfärbungen und Aussinterungen seit 2008 bei der Inspektion von 2014 aufgenommen



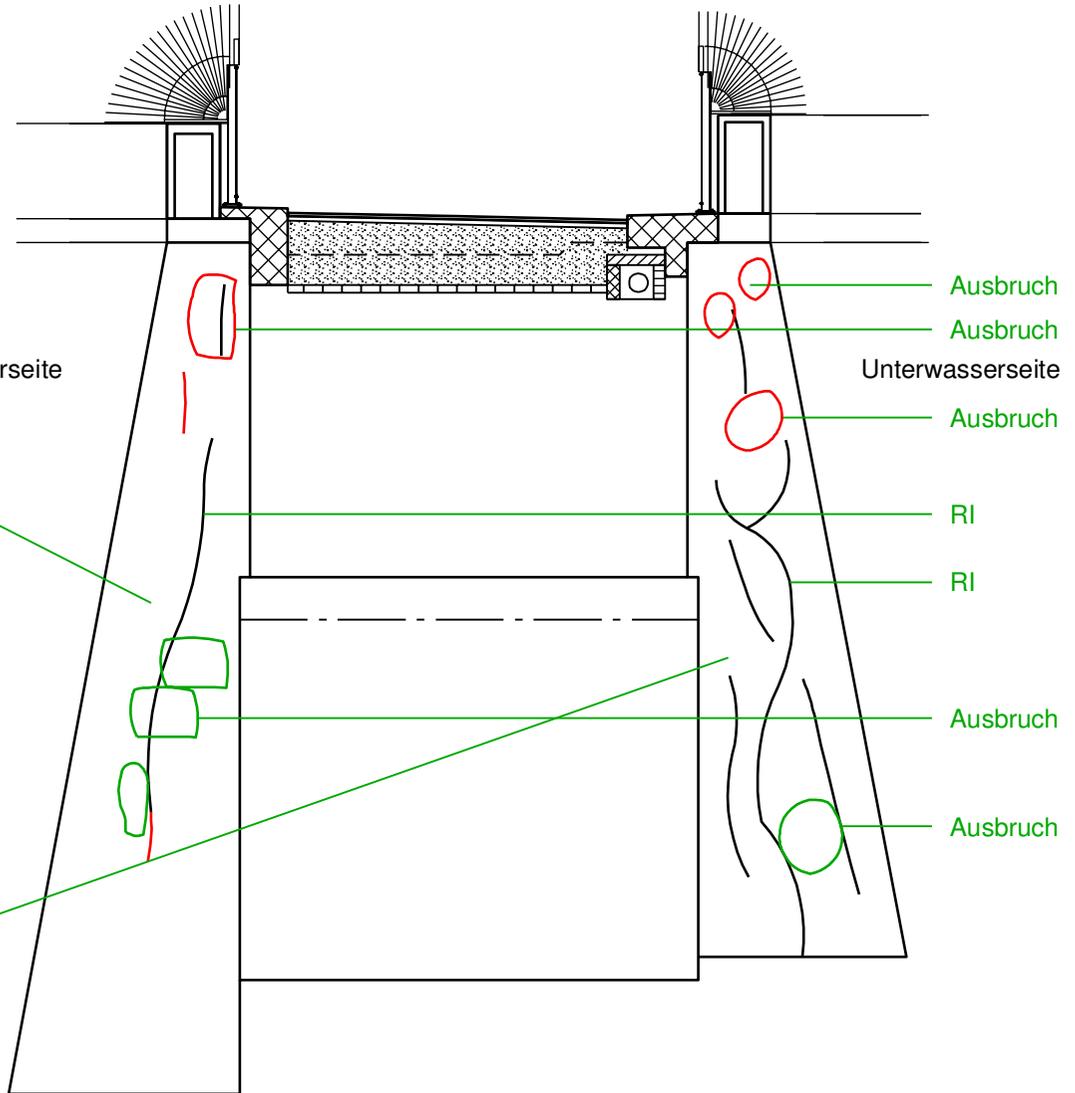
Gesteinsausbrüche seit 2008 bei der Inspektion von 2014 aufgenommen

# Widerlager Zug - Ansicht 1:100

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



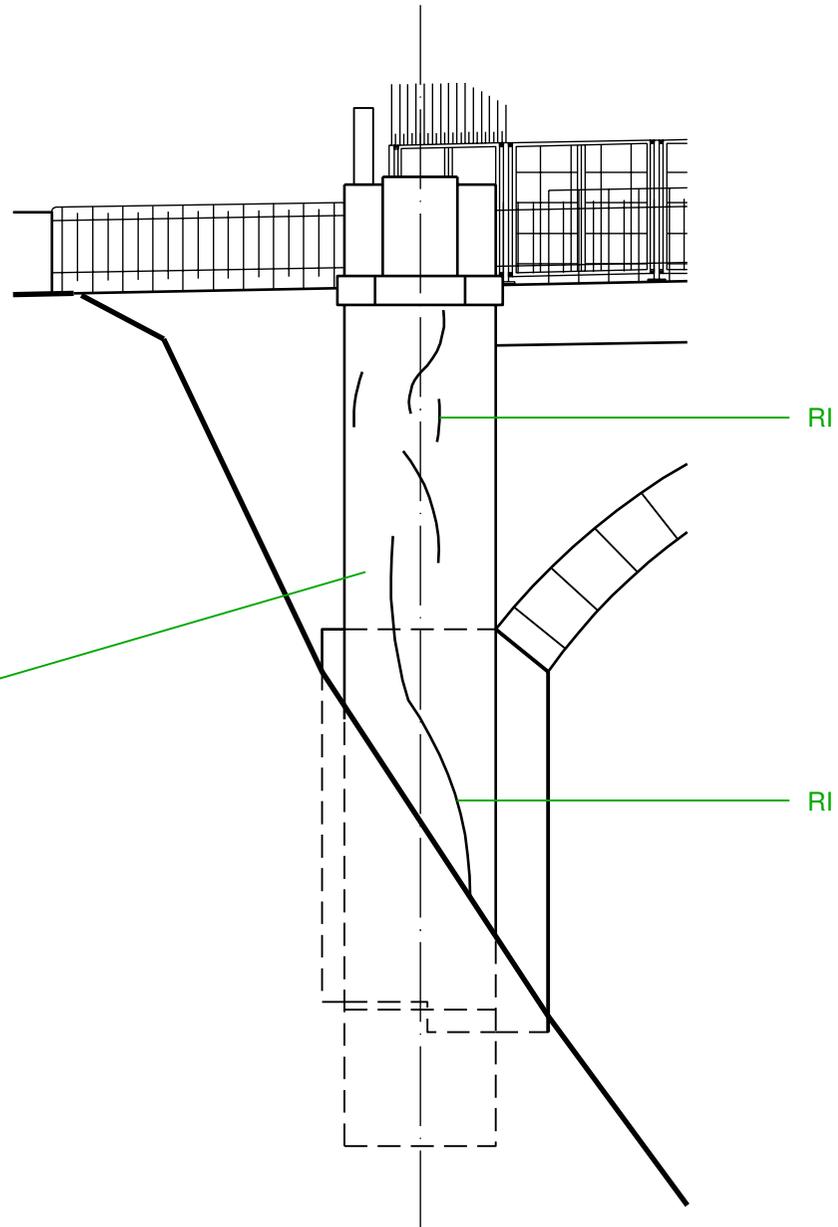
Ausbruch und Risse



Ausbruch und Risse

# Widerlager Zug - Ansicht Oberwasserseite 1:100

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Risse und Bewuchs

# Widerlager Zug - Ansicht Unterwasserseite 1:100

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



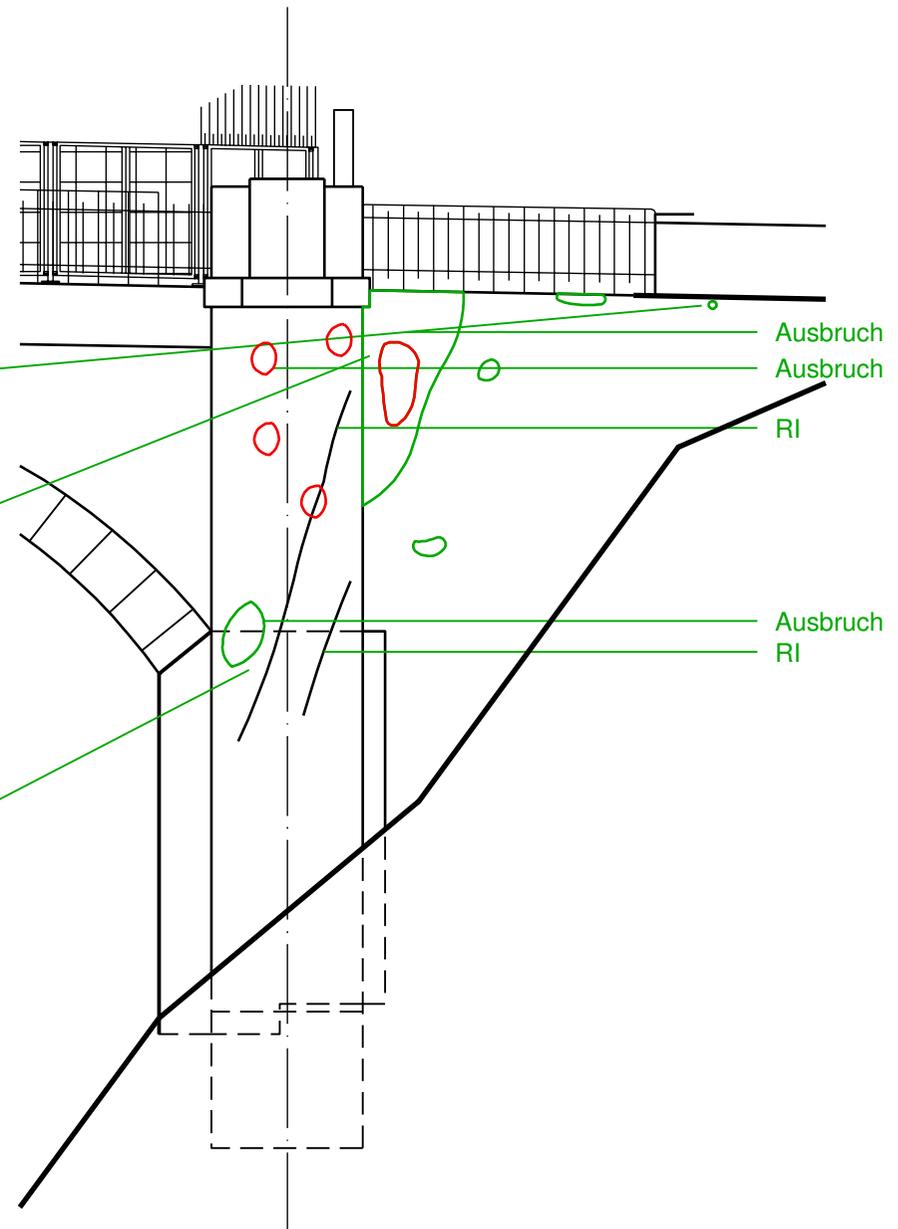
Entwässerung



Abplatzungen



Risse und Abplatzungen



Ausbruch

Ausbruch

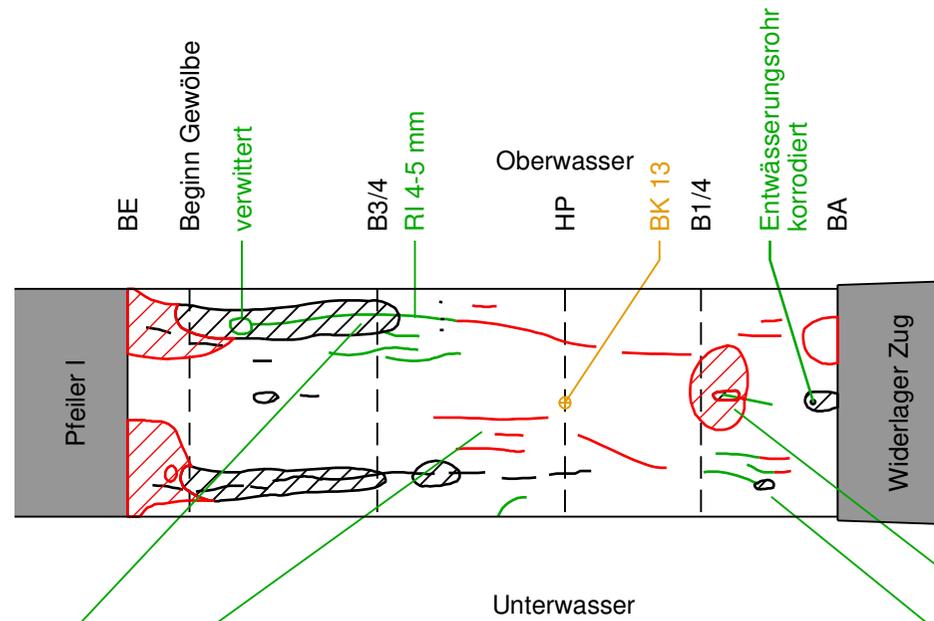
RI

Ausbruch

RI

# Gewölbe 1 - Untersicht 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Gewölbe mit Blickrichtung Pfeiler I, oberwasserseitige Risse



Risse



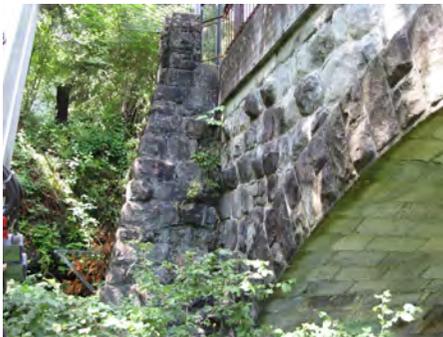
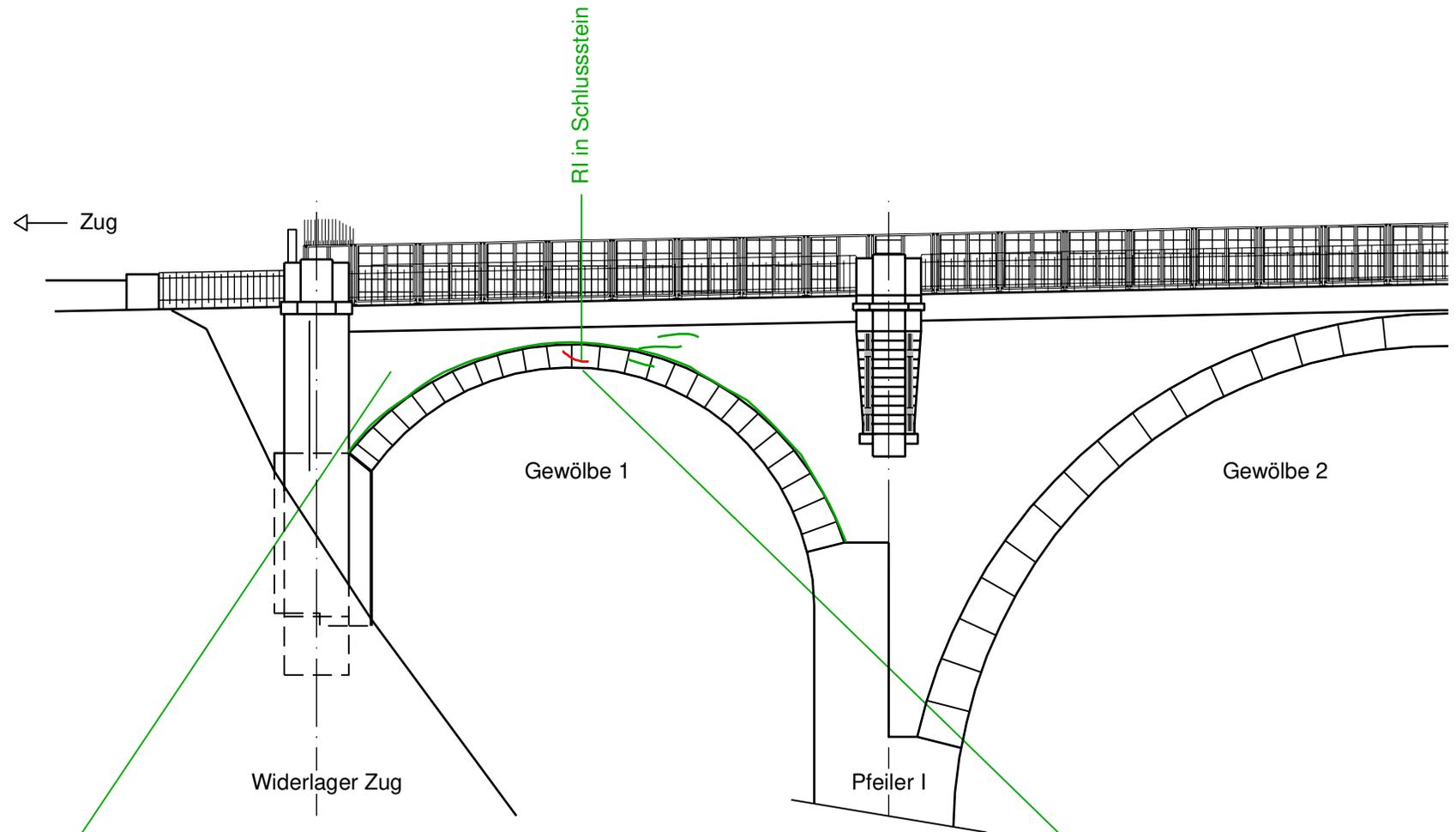
Risse



Gewölbe mit Blickrichtung WL Zug

# Gewölbe 1 - Ansicht Oberwasserseite 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



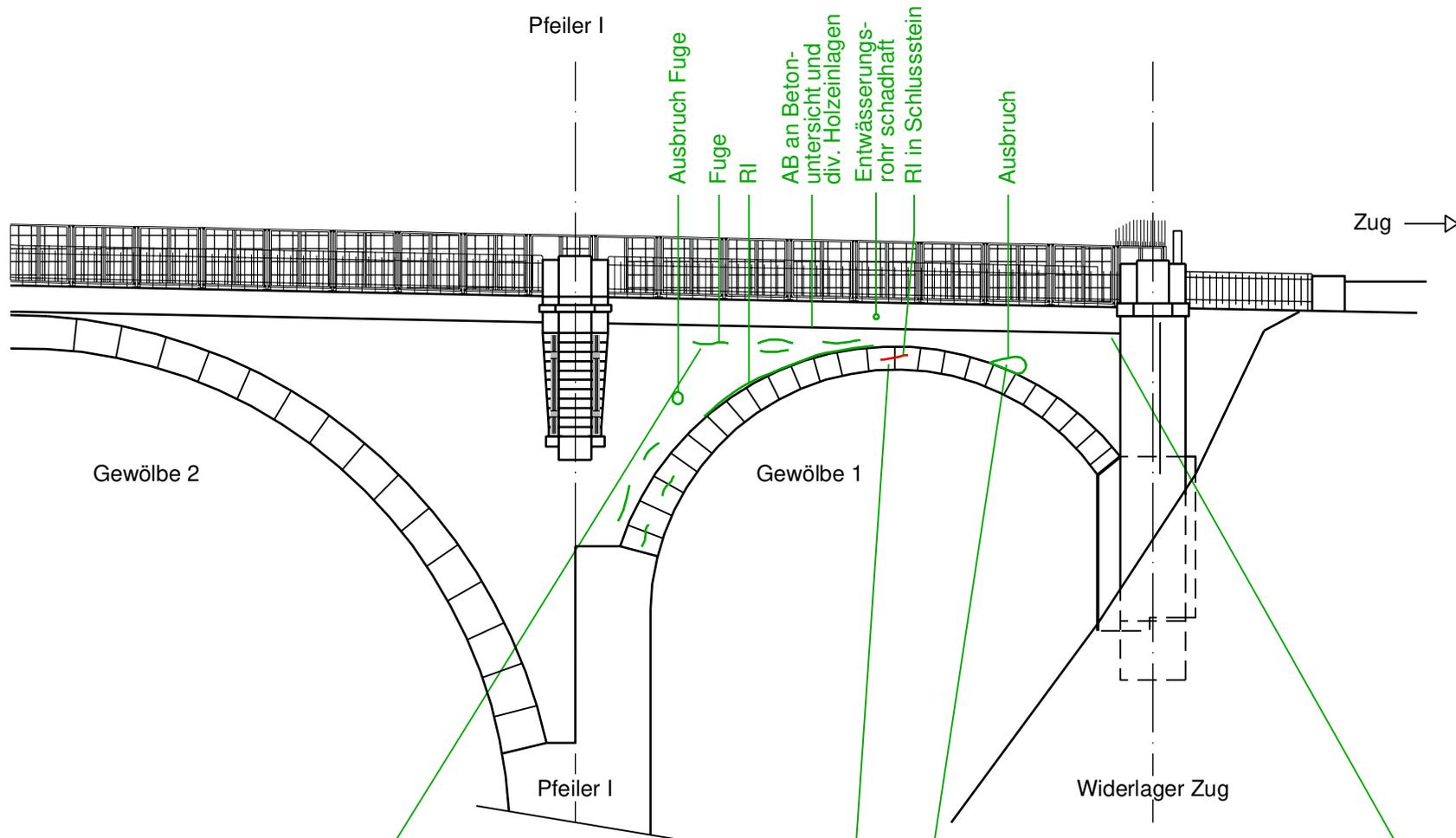
Blick Richtung Widerlager Zug



Riss in Schlussstein

# Gewölbe 1 - Ansicht Unterwasserseite 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Fuge schadhaf



Riss in Schlussstein



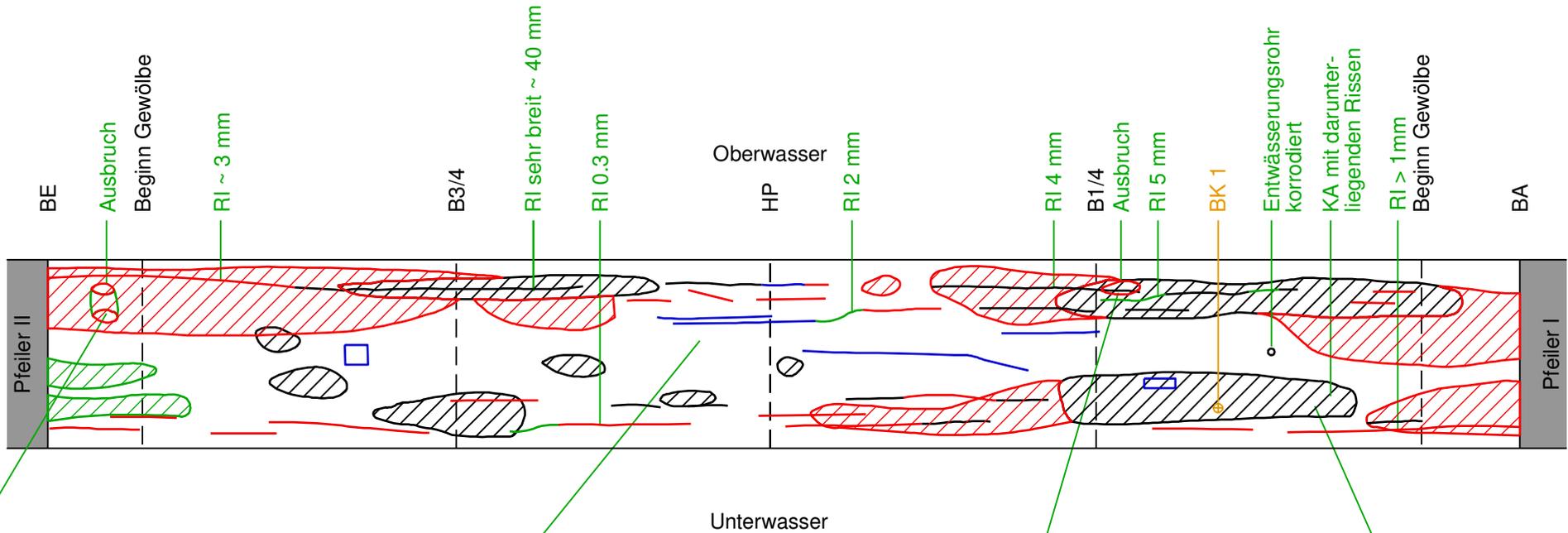
Ausbruch



Rostflecken und Holzeinlagen

# Gewölbe 2 - Untersicht 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



grösser gewordener Ausbruch



Gewölbe mit Blickrichtung Pfeiler II, oberwasserseitige Risse



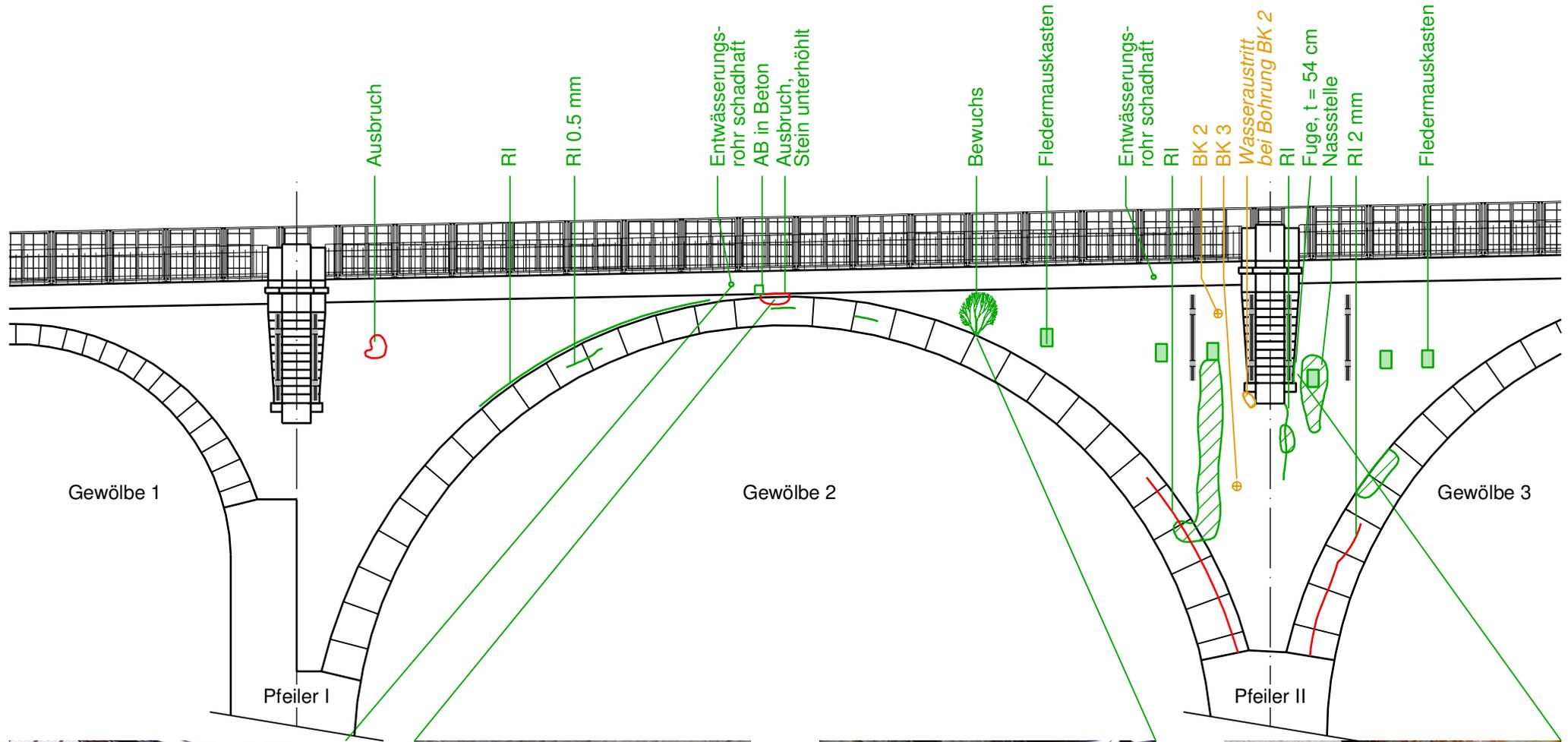
Ausbruch



Kalkausblühung mit darunterliegenden Rissen

# Gewölbe 2 - Ansicht Oberwasserseite 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Abplatzung in Beton, schadhafes Entwässerungsrohr



Ausbruch, Stein unterhöhlt



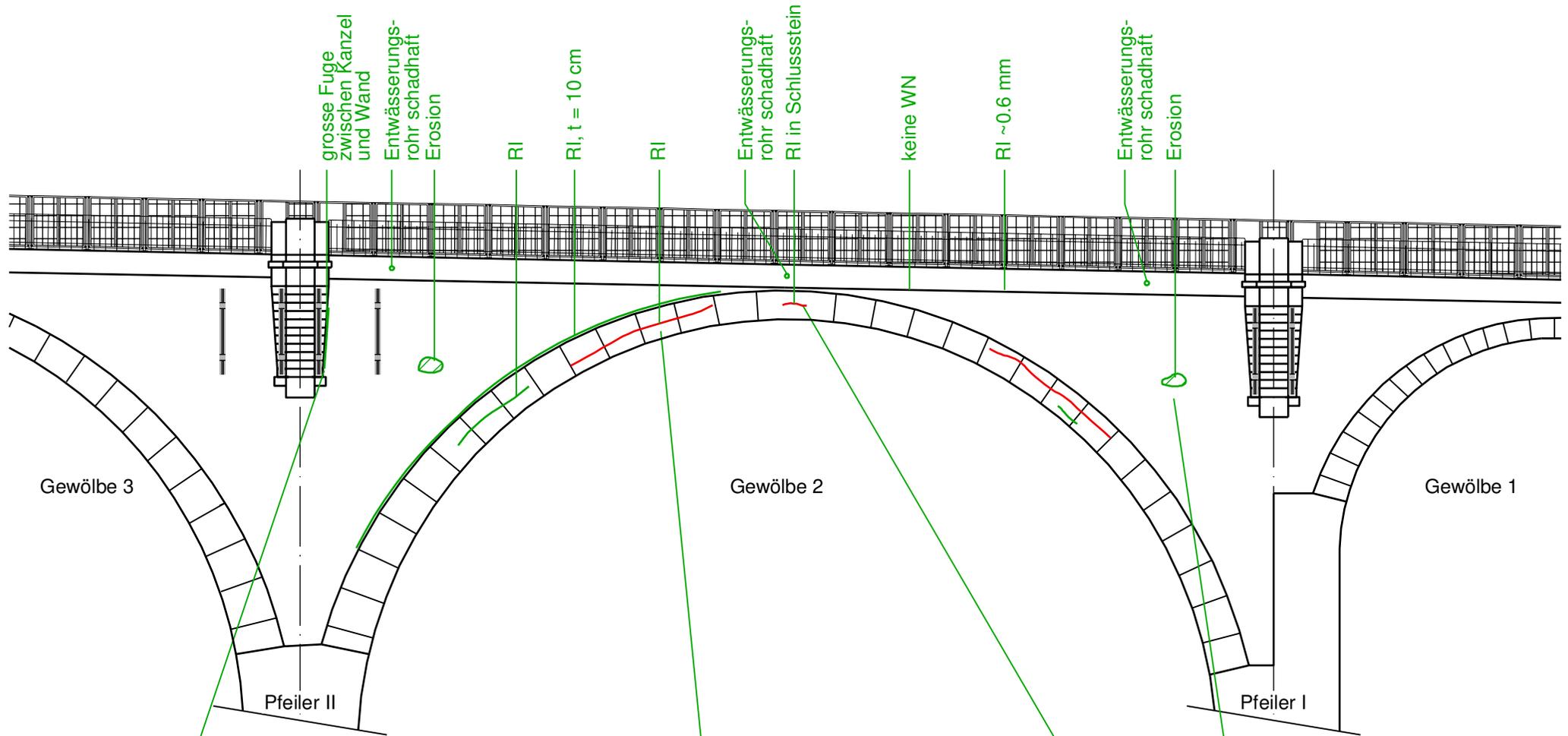
Bewuchs



Fuge, t = 54 cm

# Gewölbe 2 - Ansicht Unterwasserseite 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



grosse Fuge zwischen Kanzel und Wand



Riss zwischen Gewölbe und Stirnmauer

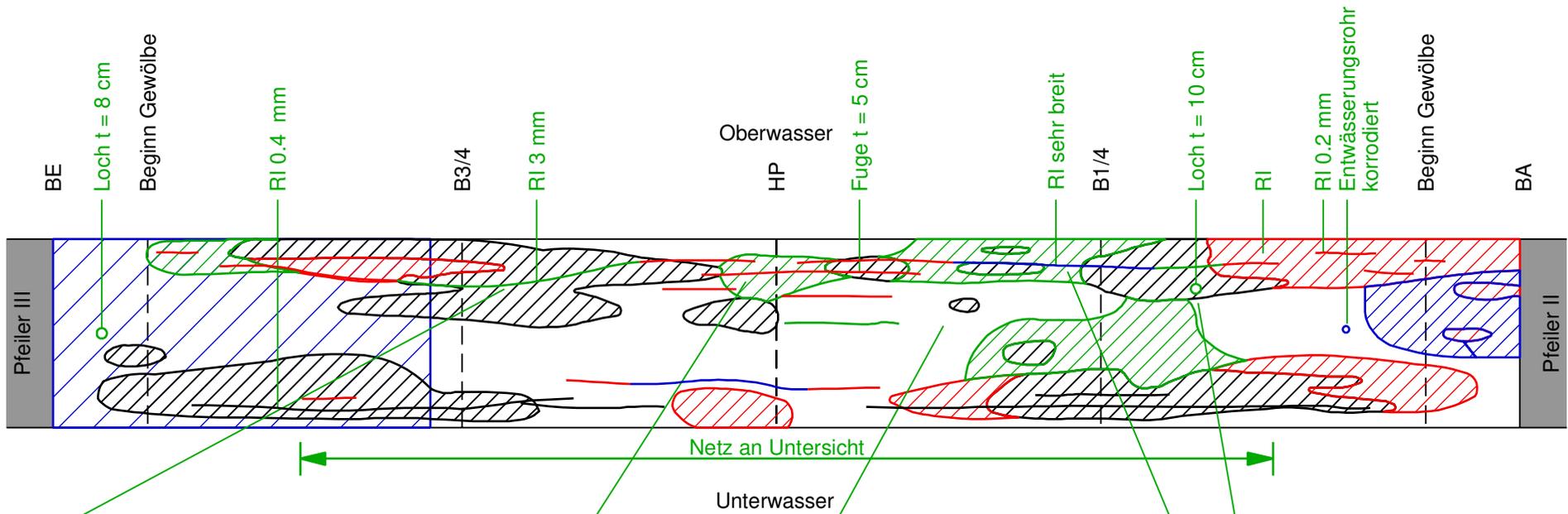


Riss in Schlussstein



Erosion

# Gewölbe 3 - Untersicht 1:200



Riss



Fuge t = 5cm



Gewölbe mit Blickrichtung Pfeiler II



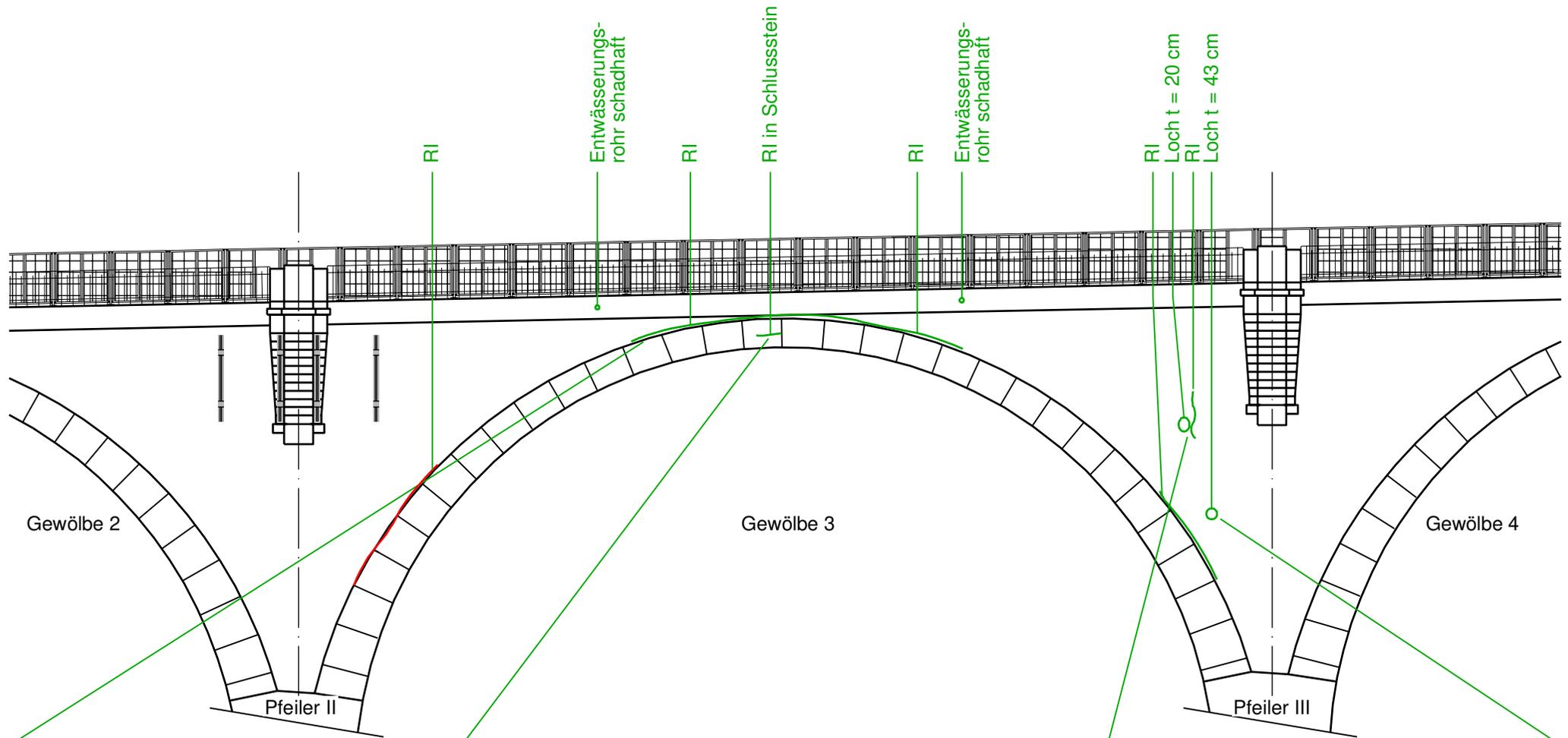
Riss sehr breit



Loch t = 10 cm

# Gewölbe 3 - Ansicht Oberwasserseite 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Riss zwischen Gewölbe und Stirnmauer



Riss in Schlussstein



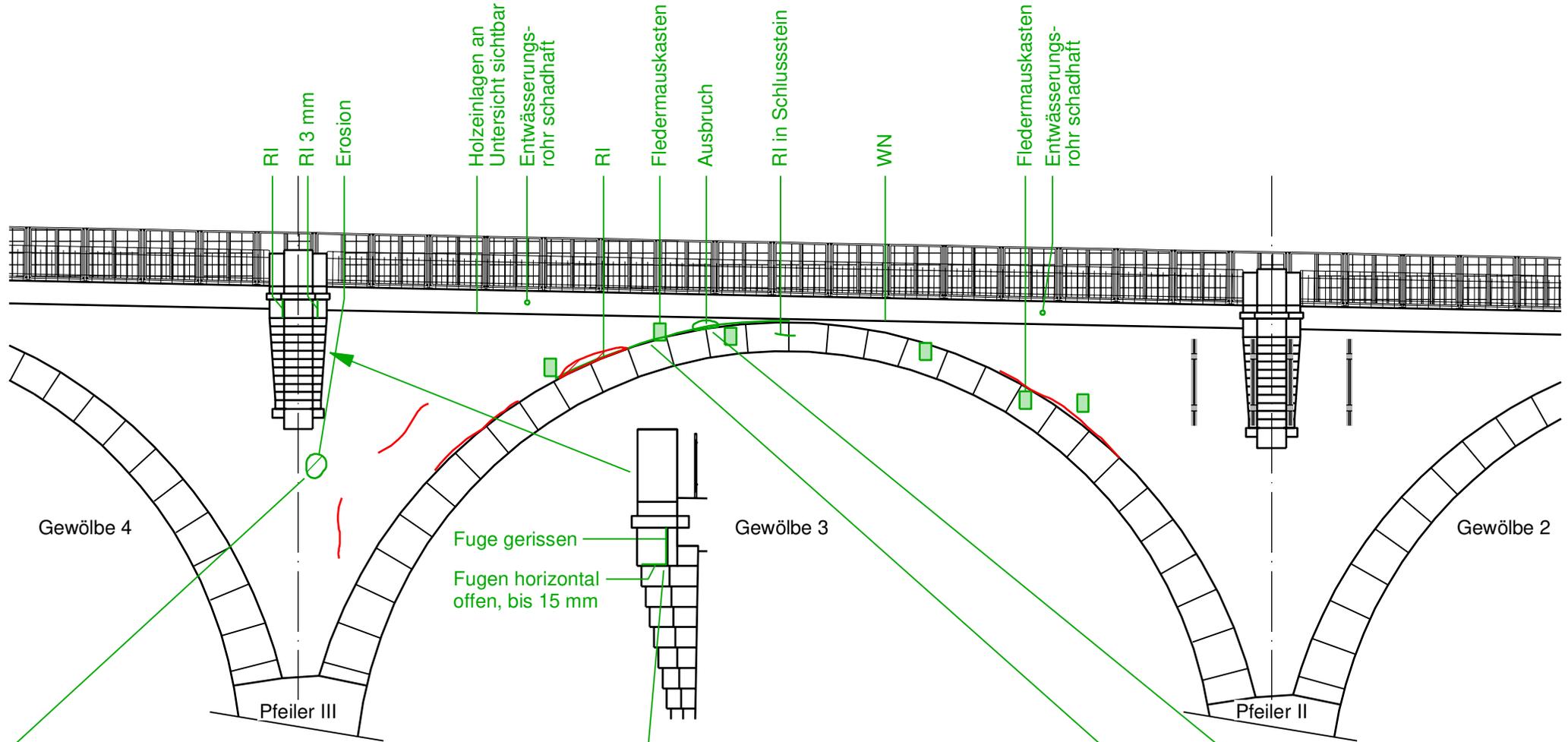
Loch t = 20cm und Riss



Loch t = 43cm

# Gewölbe 3 - Ansicht Unterwasserseite 1:200

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Erosion



Risse zwischen Kanzel und Wand



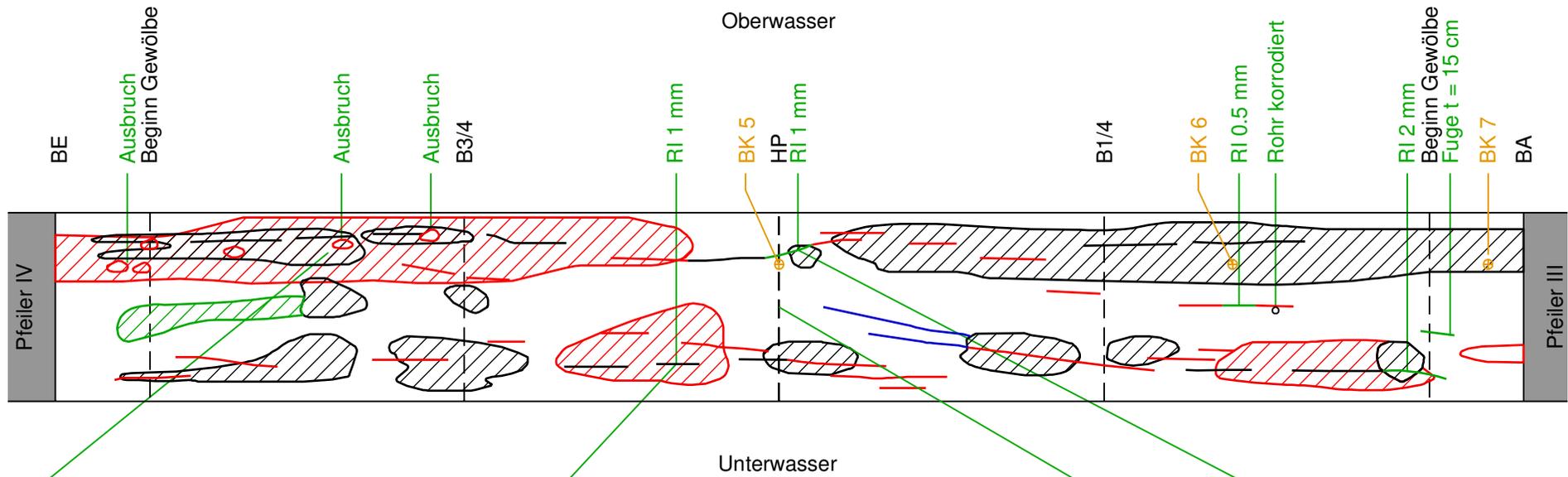
Blickrichtung Pfeiler III, Riss zwischen Gewölbe und Stirnmauer



Ausbruch

# Gewölbe 4 - Untersicht 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Ausbruch



Riss 1 mm



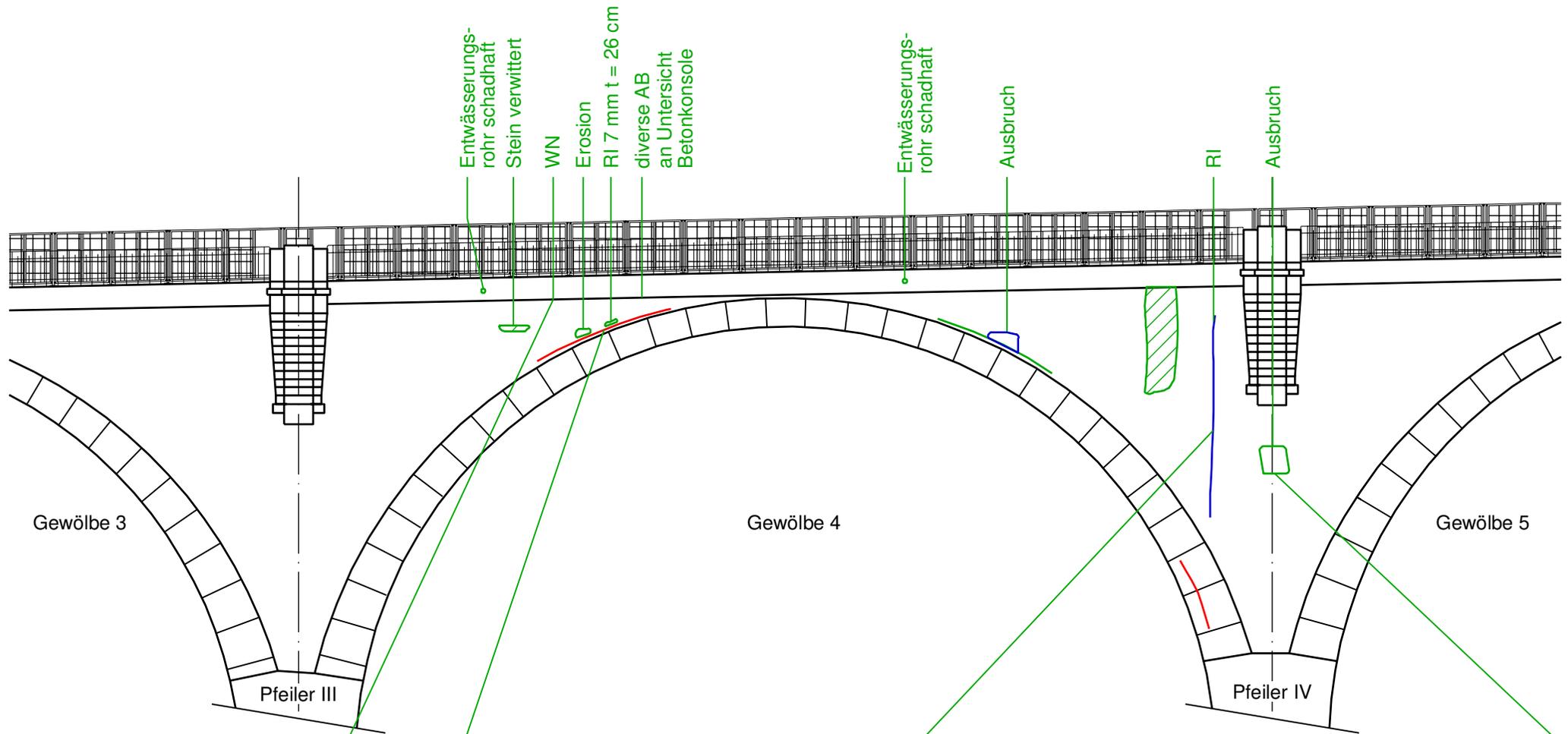
Gewölbe mit Blickrichtung Pfeiler IV



Riss 1 mm

# Gewölbe 4 - Ansicht Oberwasserseite 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Wassernase



Riss 7 mm t = 26 cm



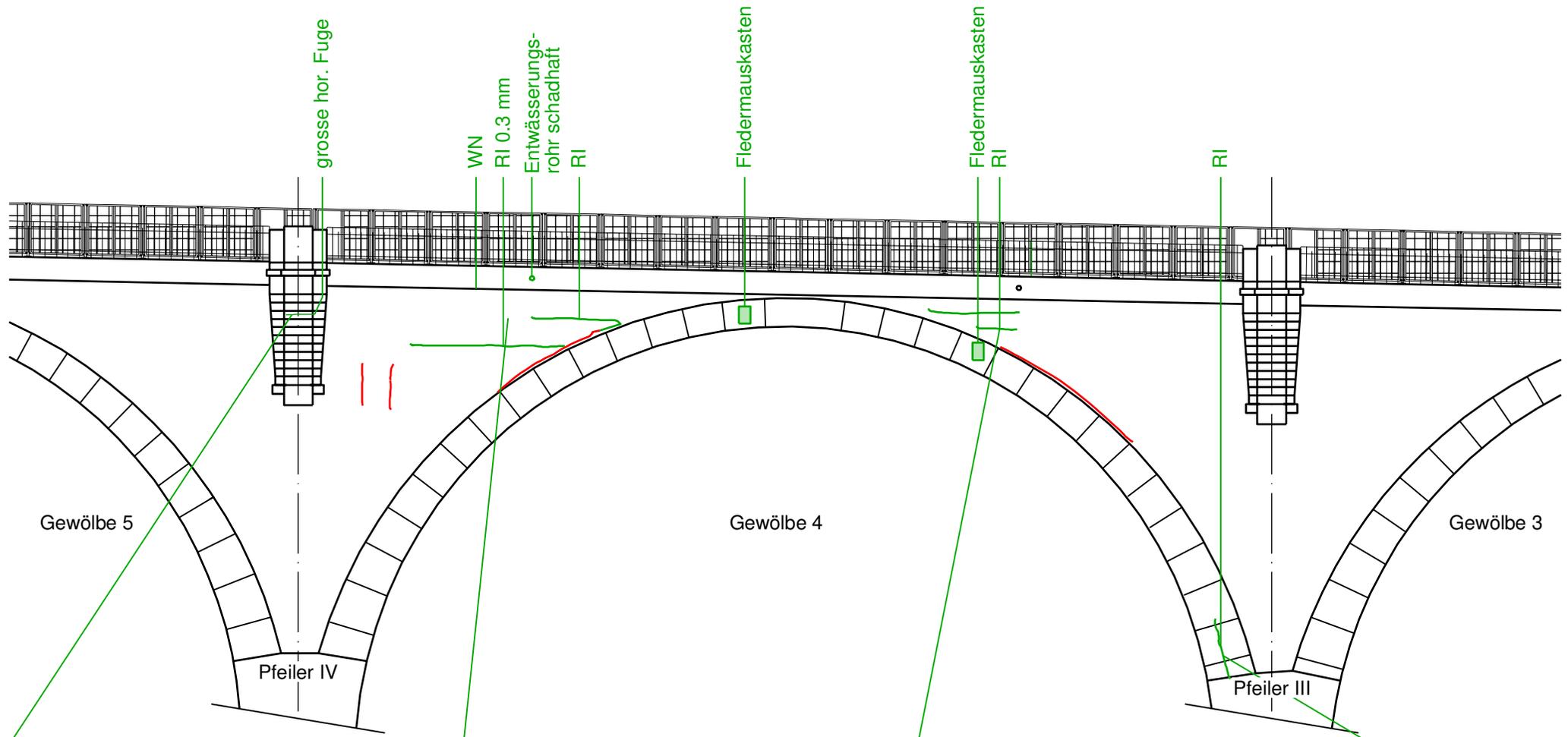
Riss



Ausbruch

# Gewölbe 4 - Ansicht Unterwasserseite 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



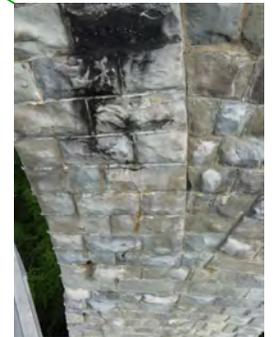
grosse hor. Fuge



Ansicht Unterwasser



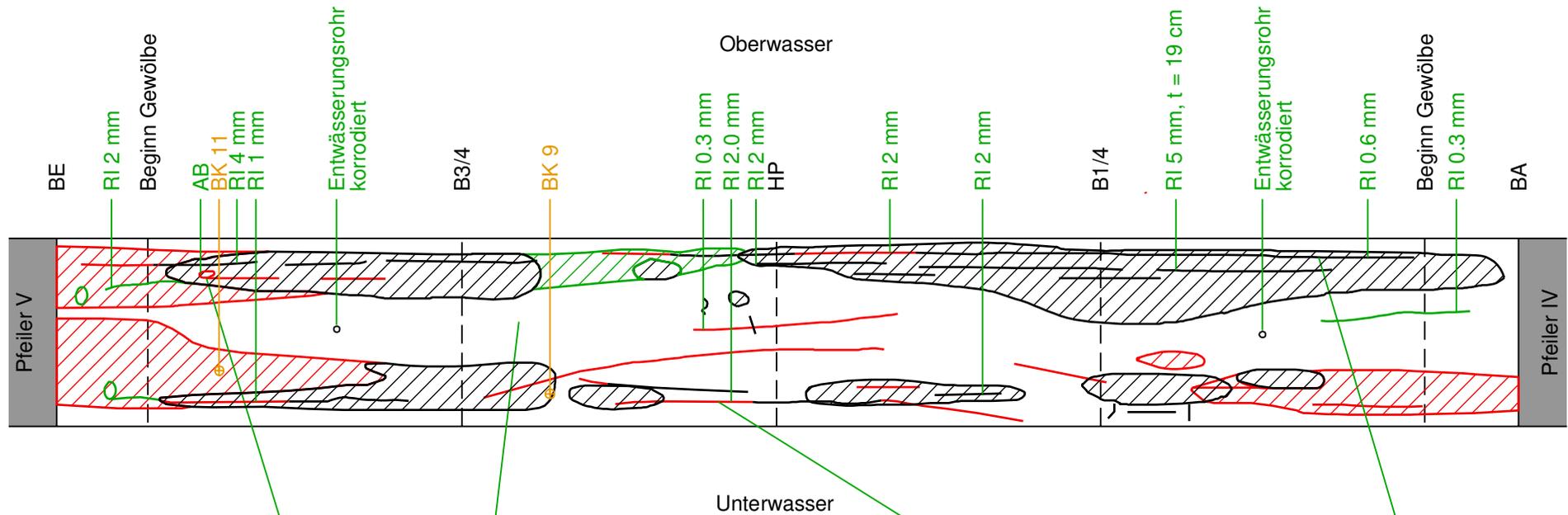
Riss



Riss

# Gewölbe 5 - Untersicht 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Abplatzung



Gewölbe 5 mit Blickrichtung Pfeiler V



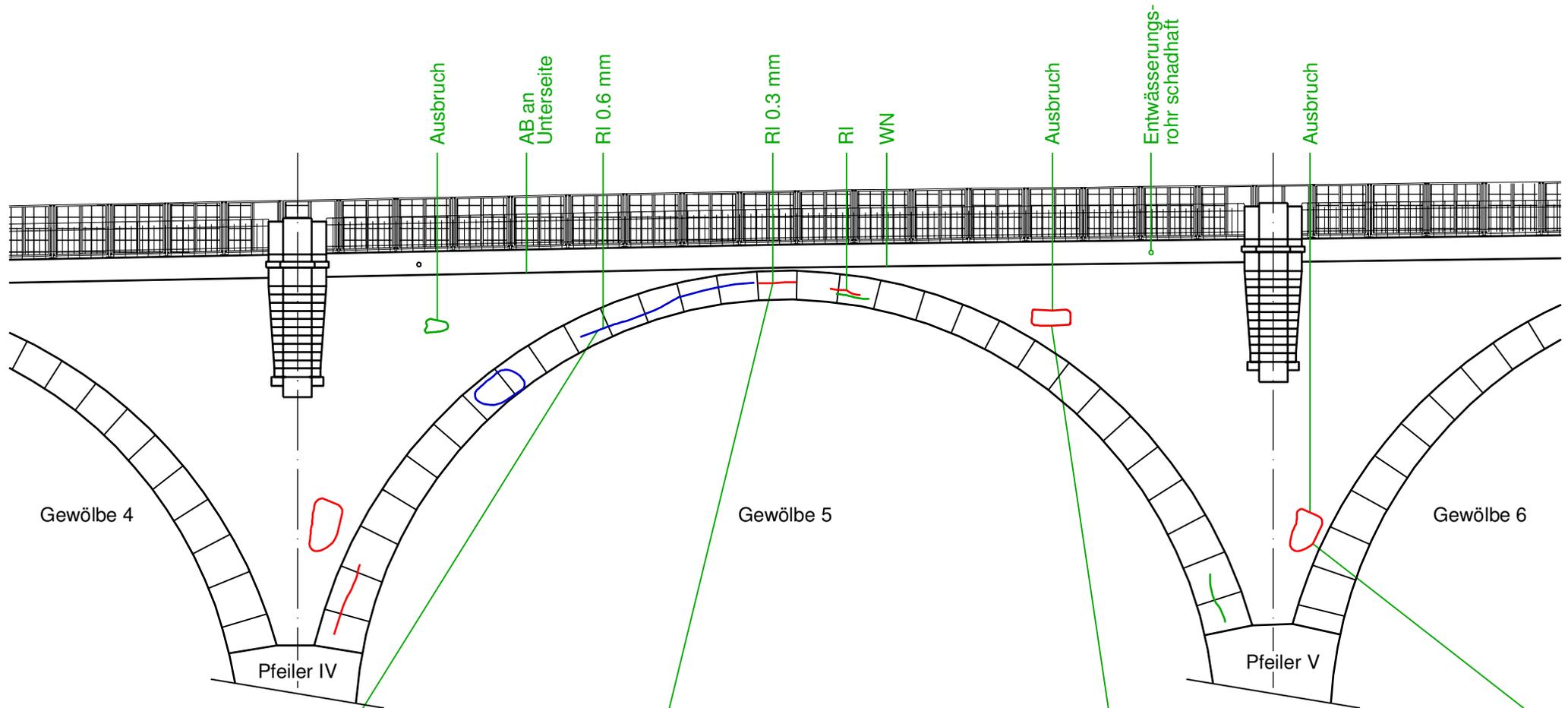
Riss 2.0 mm



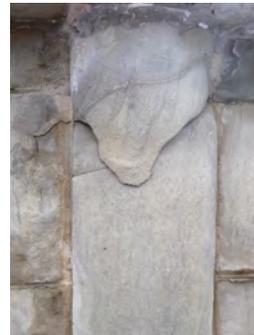
Riss 5 mm, t = 19 cm

# Gewölbe 5 - Ansicht Oberwasserseite 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Riss 0.6 mm



Riss 0.3 mm



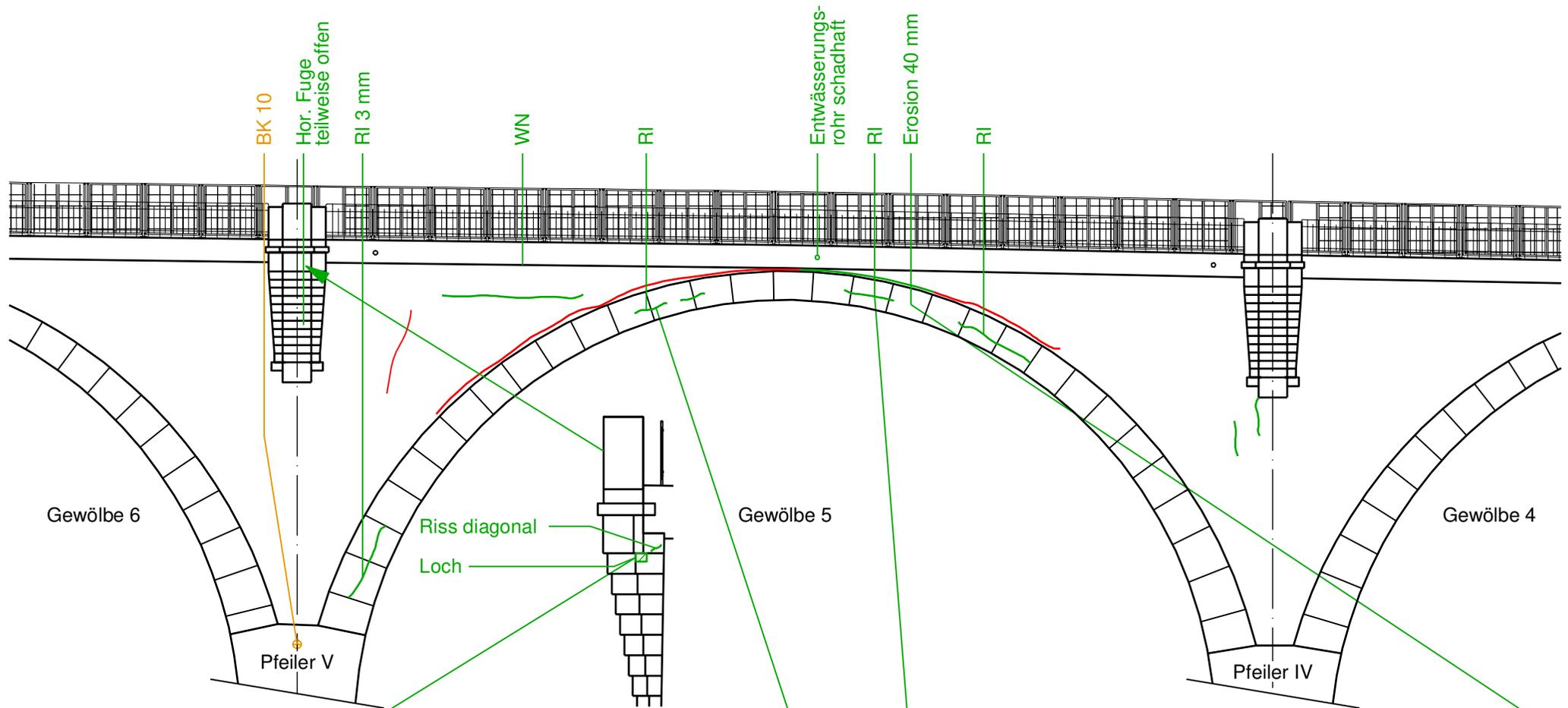
Ausbruch



Ausbruch

# Gewölbe 5 - Ansicht Unterwasserseite 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Loch



Riss

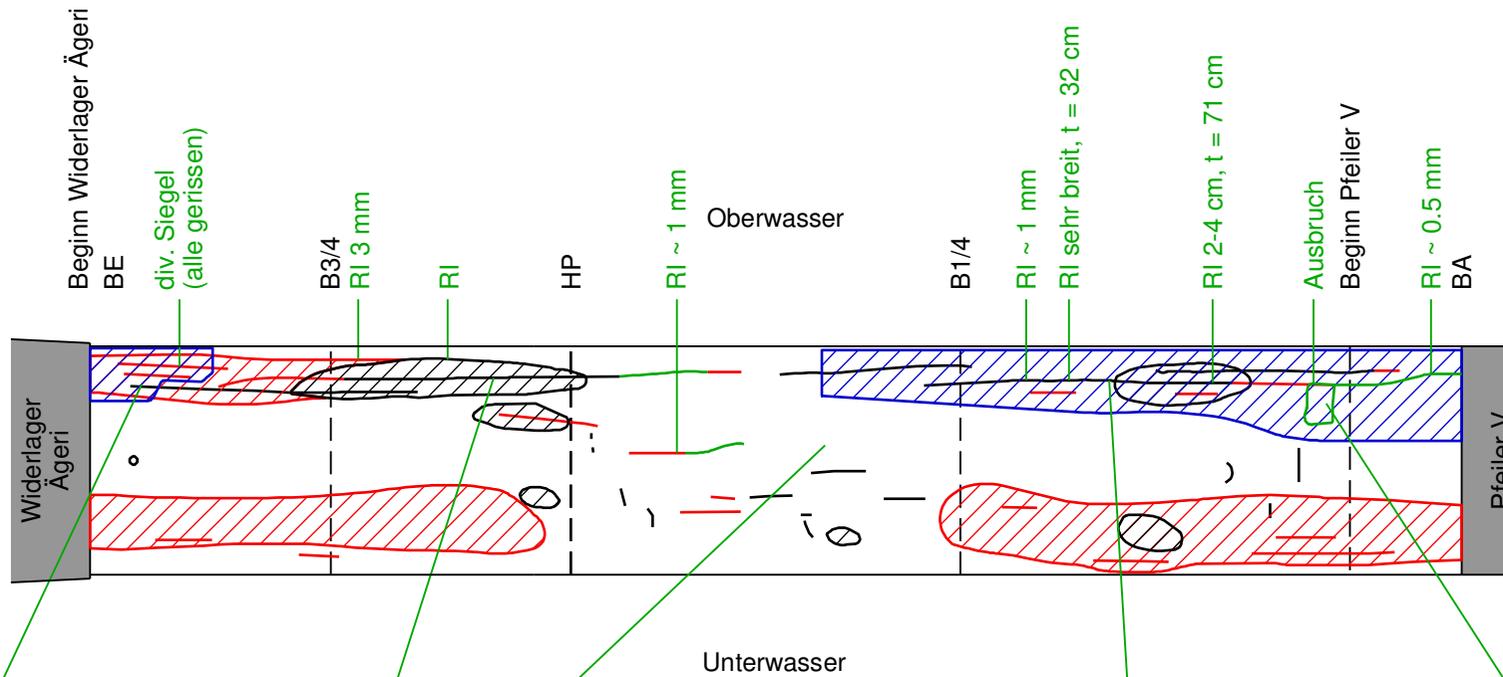


Riss



Erosion 40 mm

# Gewölbe 6 - Untersicht 1:200



gerissene Siegel



Riss



Gewölbe 6 mit Blickrichtung Pfeiler V



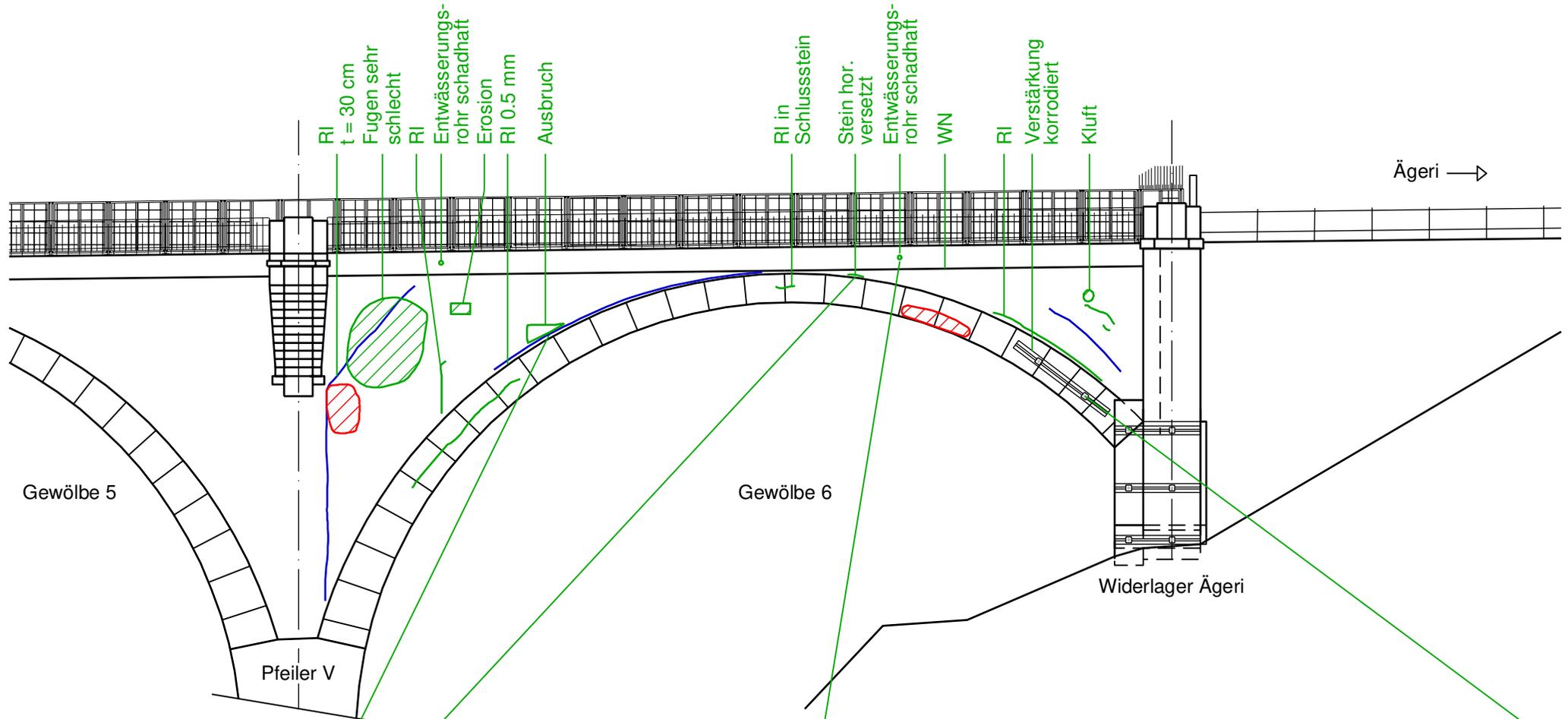
Riss sehr breit, t = 32 cm



Risse und Ausbruch

# Gewölbe 6 - Ansicht Oberwasserseite 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Abplatzung



Stein hor. versetzt



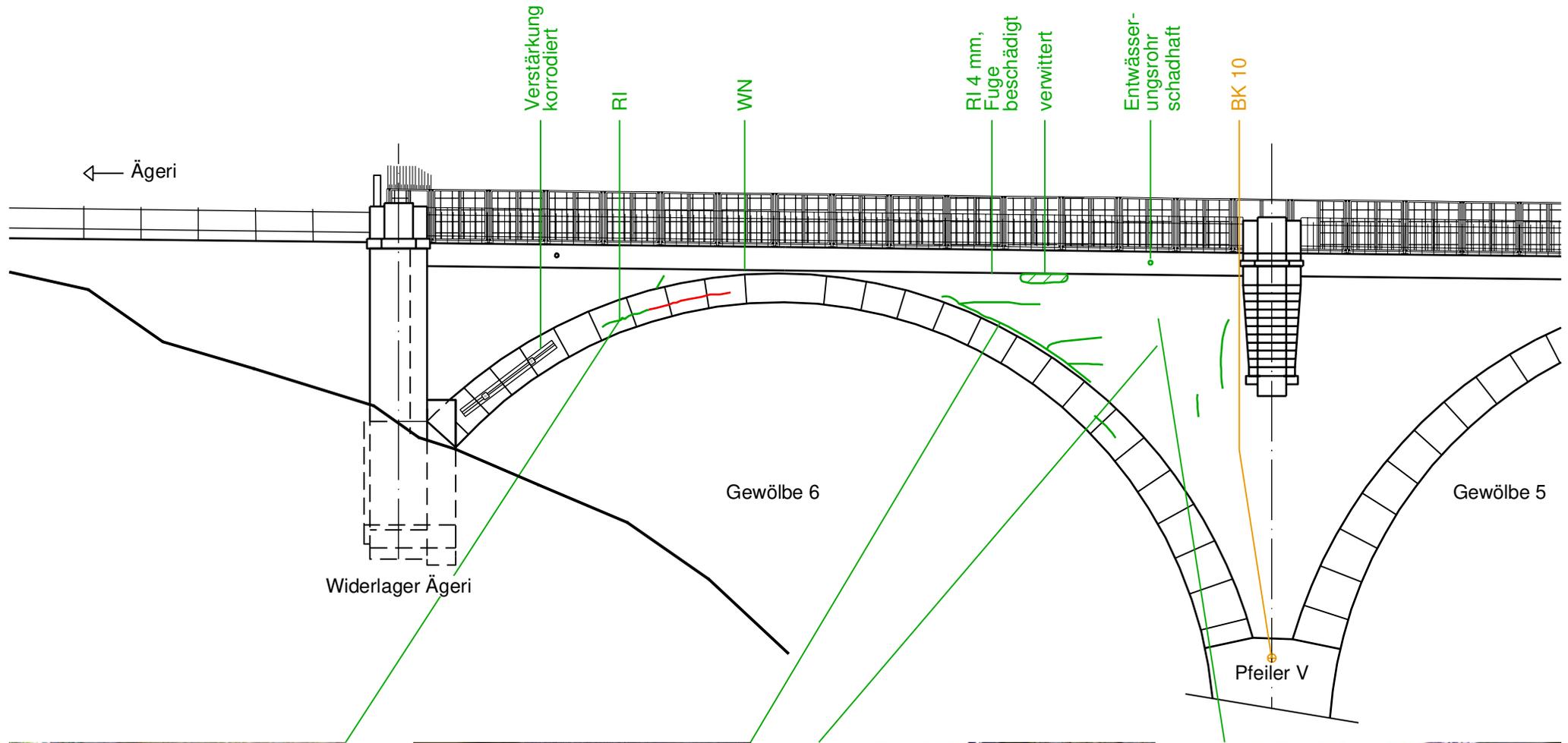
Entwässerungsrohr schadhaf



Verstärkung korrodiert

# Gewölbe 6 - Ansicht Unterwasserseite 1:200

ewp / Ams,Rop / 31.10.2014



Risse



Riss 4 mm, Fuge beschädigt



Ansicht Pfeiler V



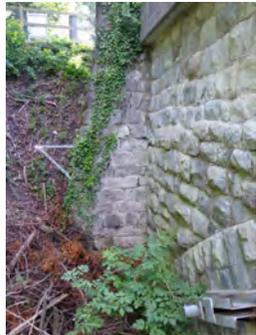
Entwässerungsrohr schadhaft, Verfärbungen

# Widerlager Ägeri - Ansicht 1:100

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



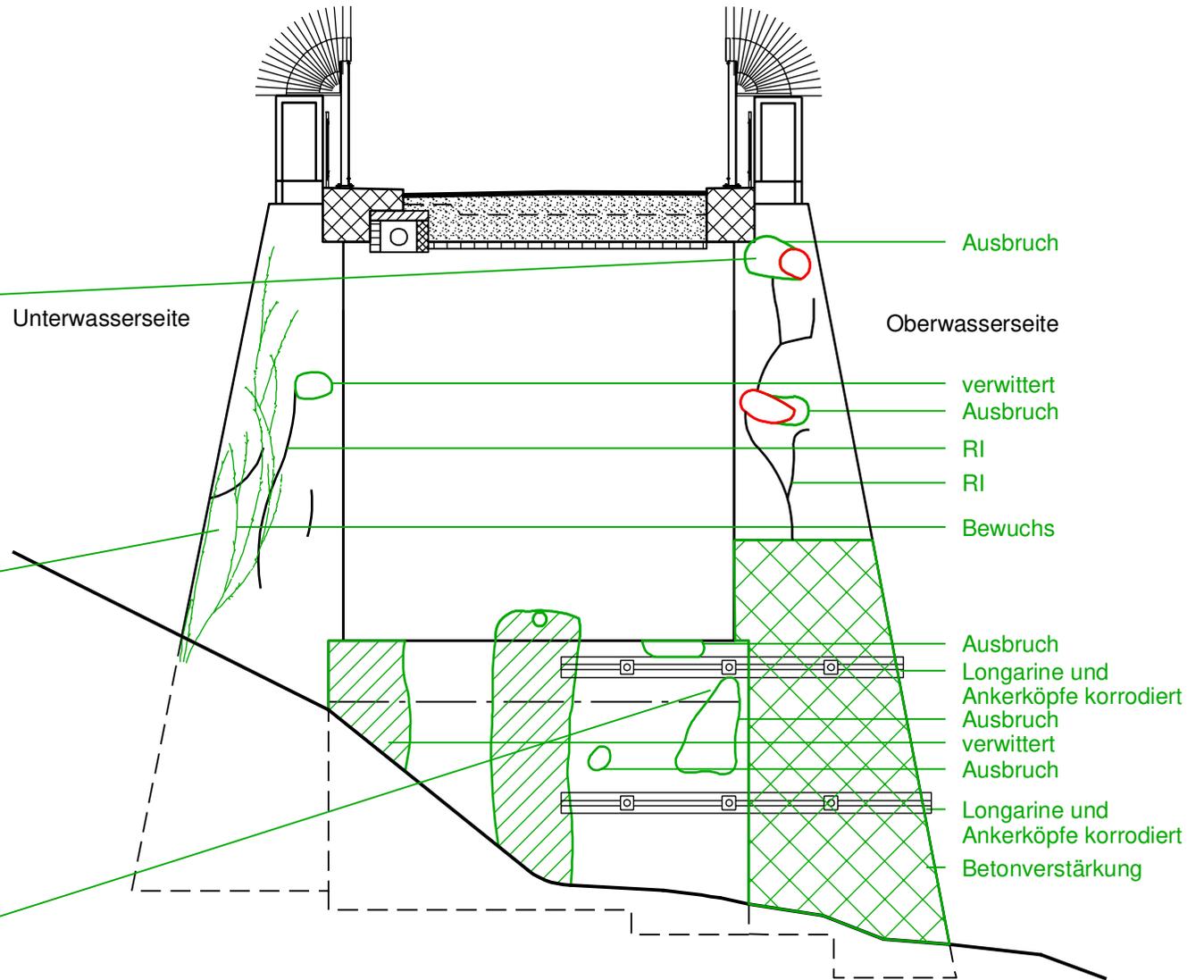
Ausbruch



Ausbruch und Bewuchs



Ausbruch und Korrosion Longarine



# Widerlager Ägeri - Ansicht Oberwasserseite 1:100

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



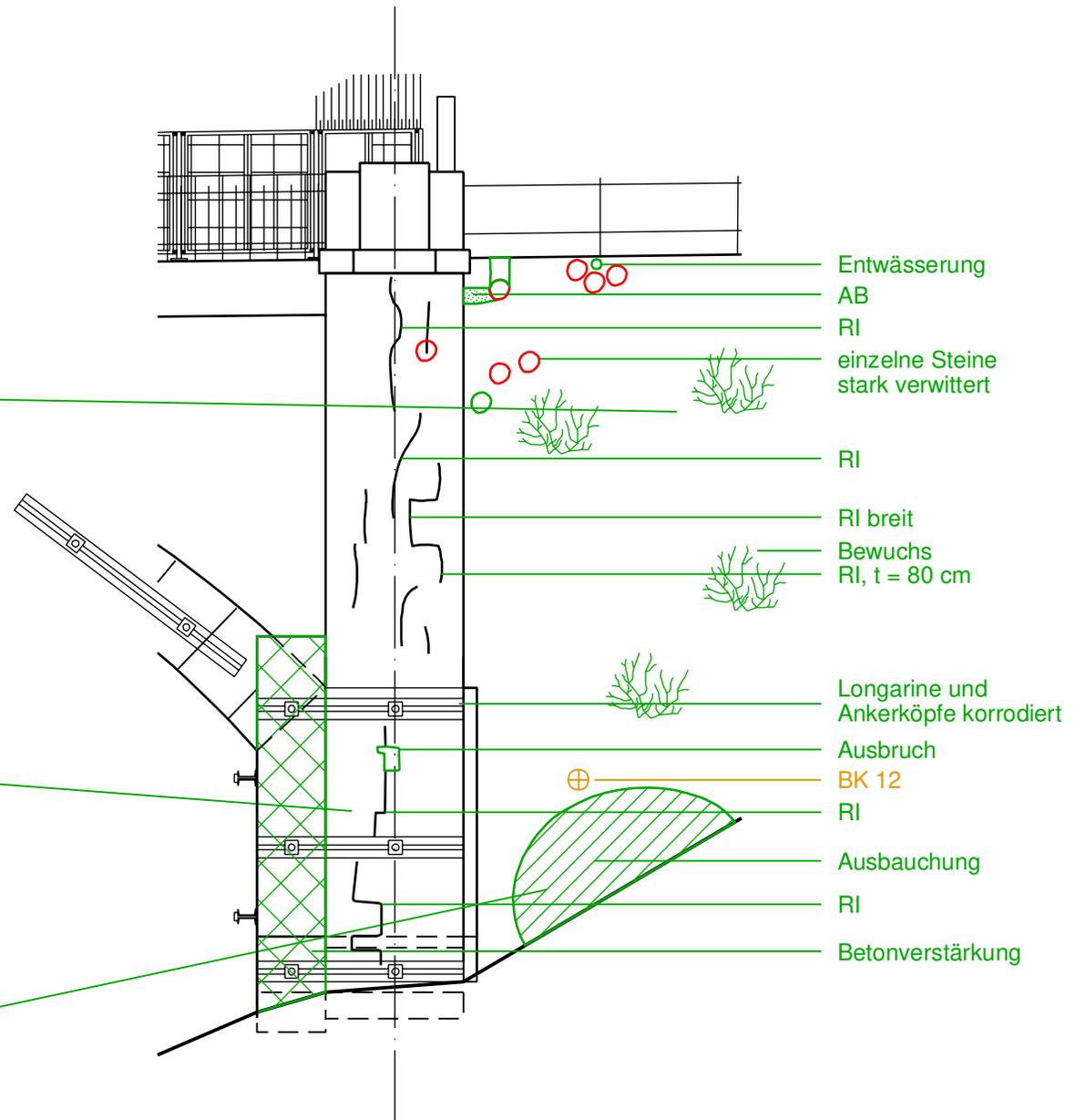
Bewuchs



Ausbruch und Risse

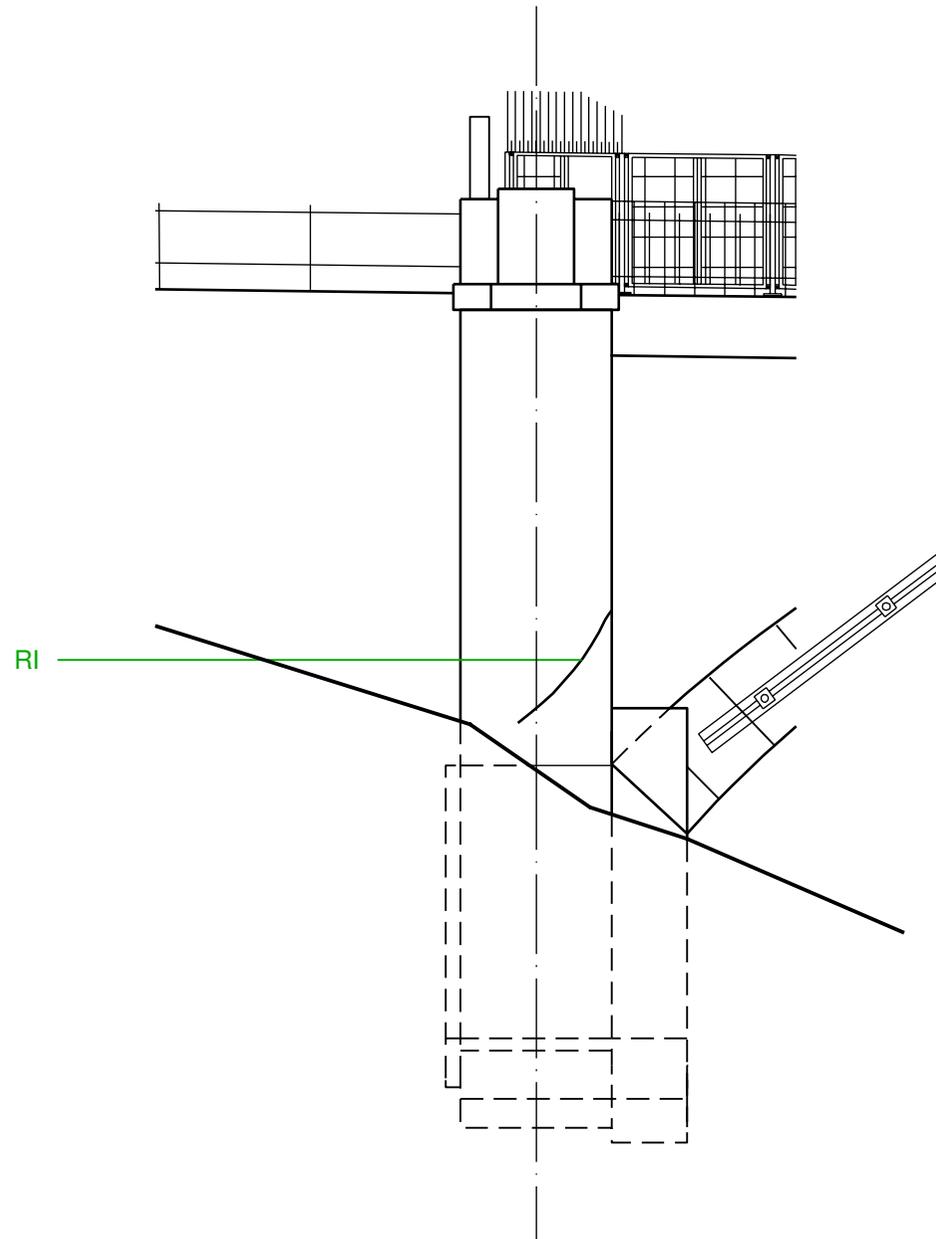


Ausbauchung



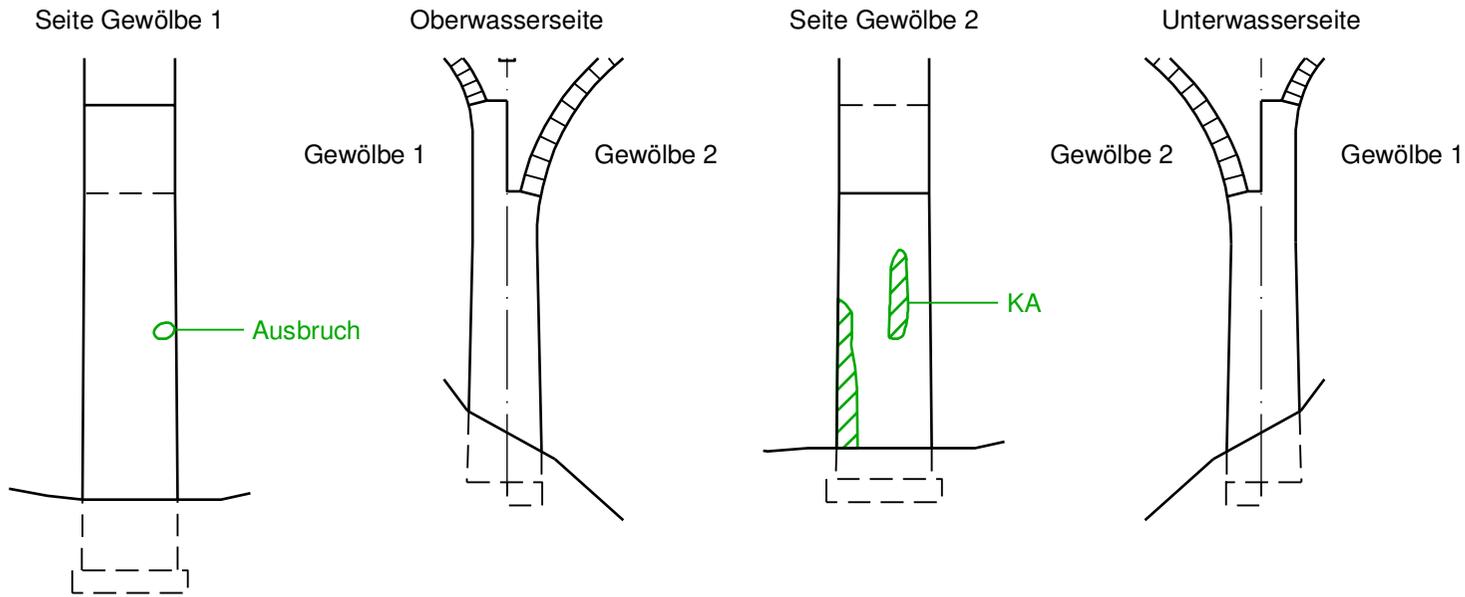
# Widerlager Ägeri - Ansicht Unterwasserseite 1:100

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



# Pfeiler I - Ansichten 1:500

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



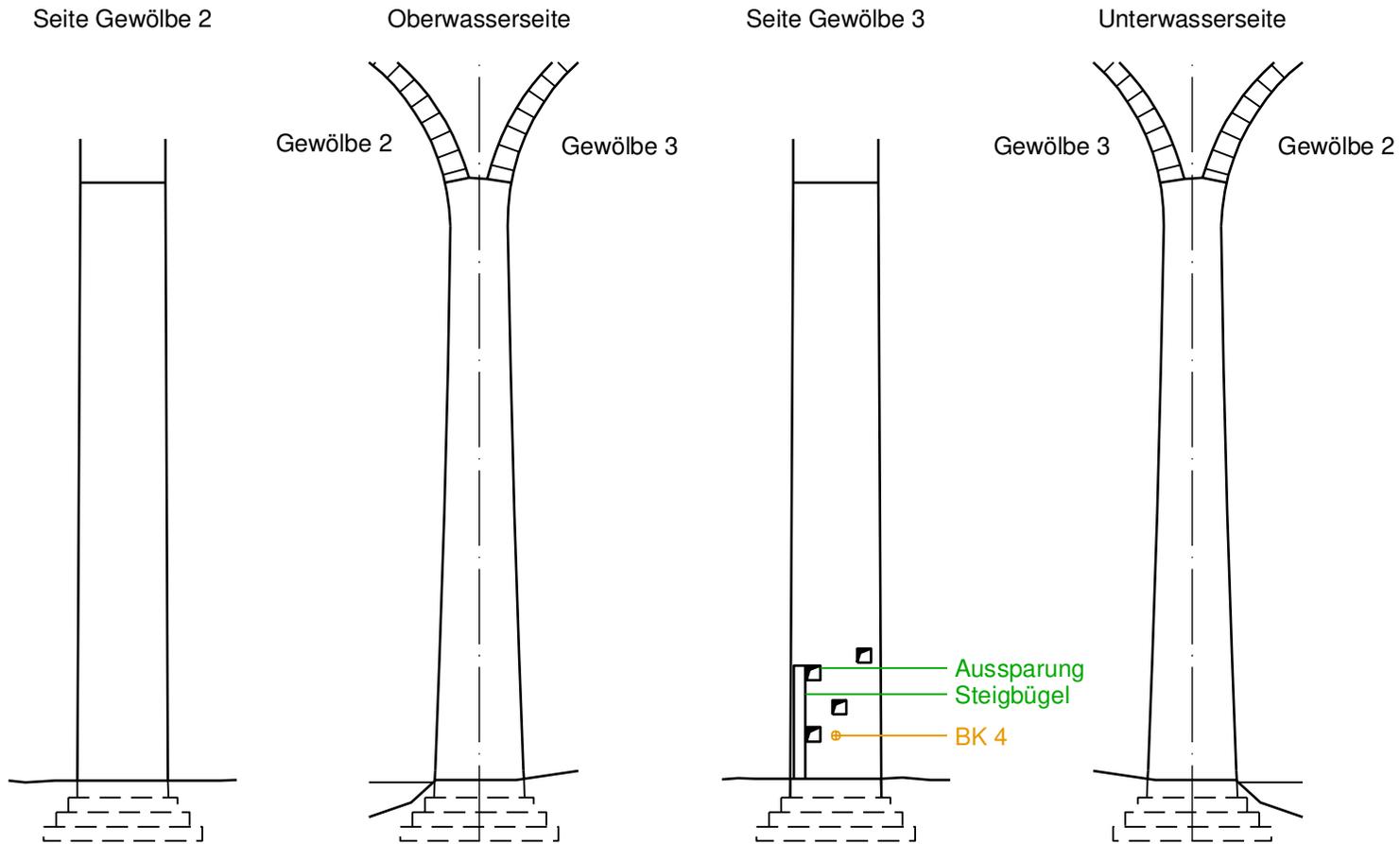
Seite Gewölbe 2



Ausbruch, Seite Gewölbe 1

# Pfeiler II - Ansichten 1:500

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Seite Gewölbe 3



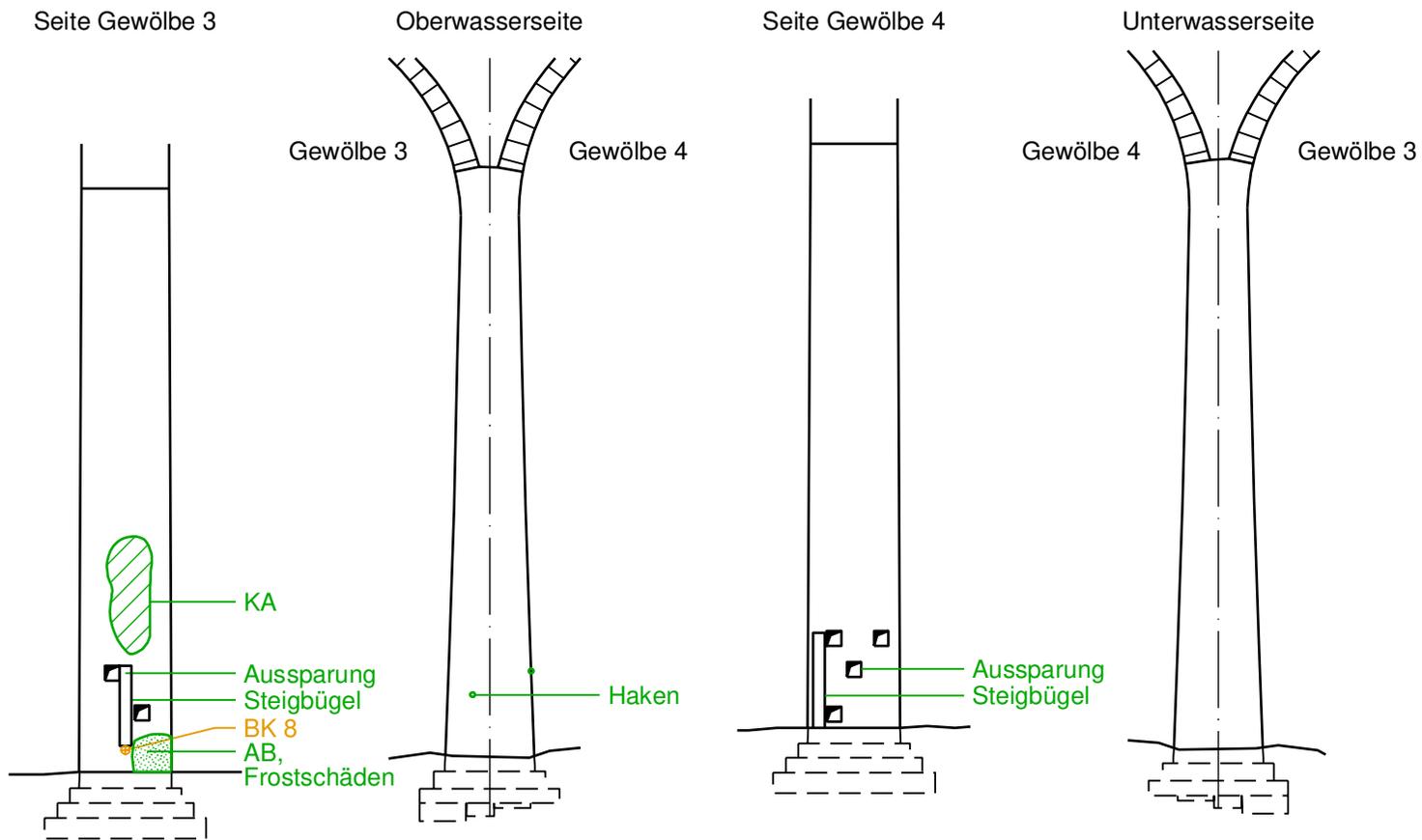
Seite Gewölbe 2



Sockel Seite Gewölbe 2

# Pfeiler III - Ansichten 1:500

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Seite Gewölbe 3



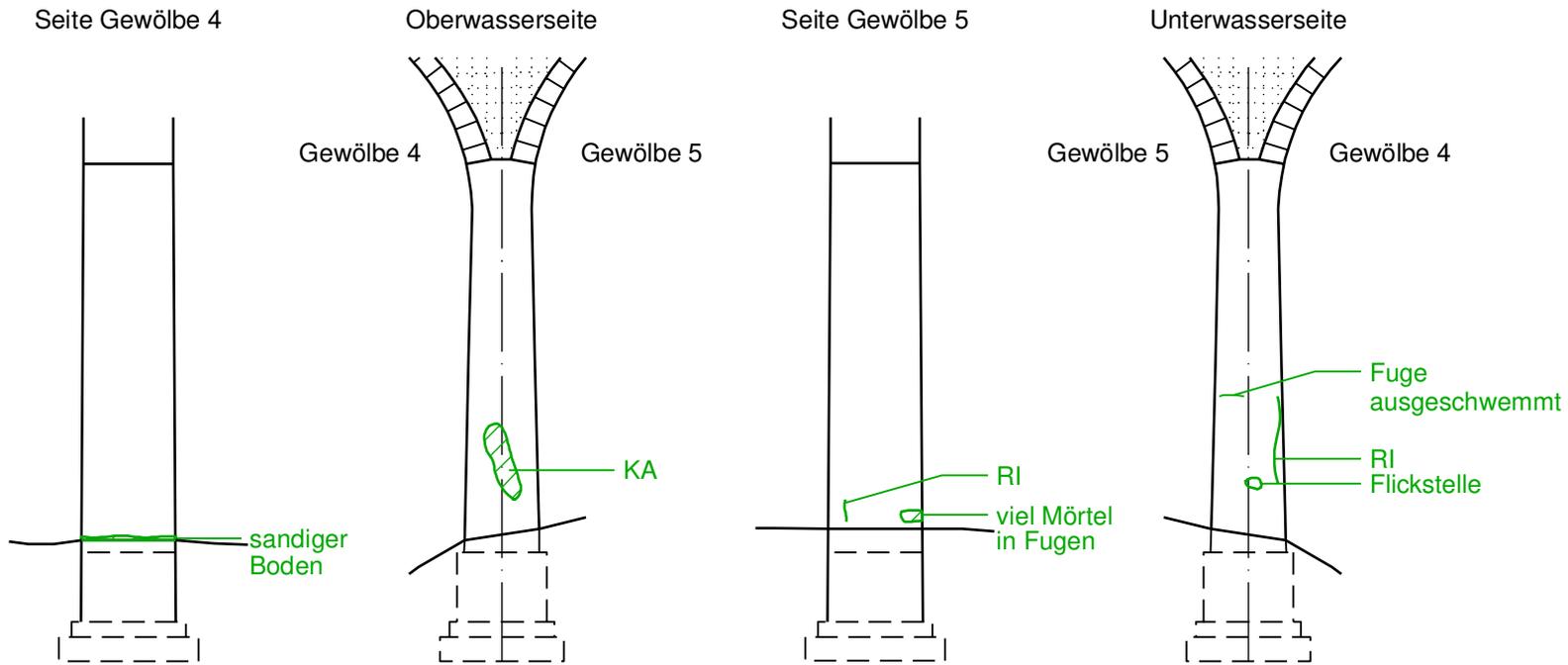
Seite Gewölbe 4



Frostschäden, Abplatzungen

# Pfeiler IV - Ansichten 1:500

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Riss Unterwasserseite



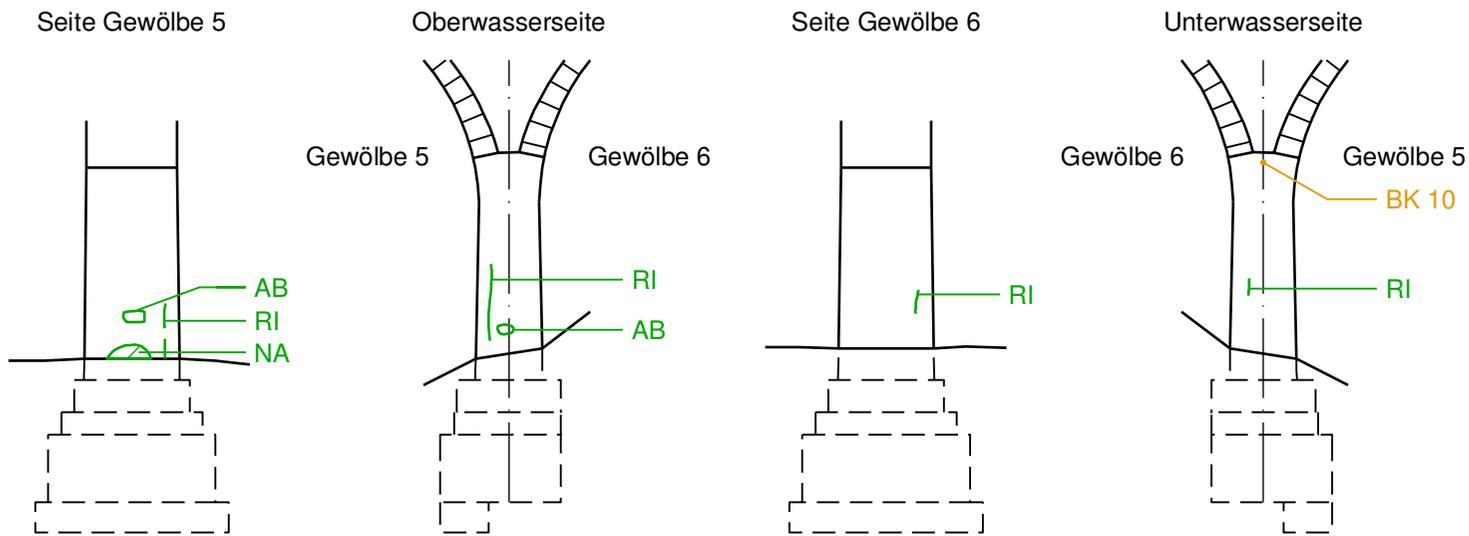
Oberwasserseite



sandiger Boden, Seite Gewölbe 4

# Pfeiler V - Ansichten 1:500

ewp / Ams,Vit / 31.10.2014



Riss Seite Gewölbe 5



Nassstelle Seite Gewölbe 5



Riss Oberwasserseite

---

## Anhang B

# Materialtechnische Untersuchungen 2014



## Bericht

Nr.:14068

**Auftraggeber:** Kanton Zug, Tiefbau | c/o ewp AG Effretikon  
Rikonerstrasse 4  
8307 Effretikon

**Auftrag:** Materialtechnische Untersuchungen

**Objekt:** Viadukt Lorzentobel, Zug

**Baustoffe:** Natursteinmauerwerk, Mörtel, Spritzbeton

**Probenmaterial:** 13 Bohrkerne

### Inhalt:

1. Auftragsbeschreibung



2. Ergebnisse und Kommentar



3. Instandsetzungsmassnahmen zur Verbreiterung



4. Dokumentation



## 1. Auftragsbeschreibung



Die alte Lorzentobelbrücke in Zug sollte während den geplanten Instandsetzungsarbeiten am neuen Viadukt temporär wieder für den Verkehr geöffnet werden. Die im Bericht dargelegten Untersuchungen dienen als Grundlage für die Tragfähigkeitsbestimmung der alten Brücke.

Der Bericht befasst sich mit der Bauweise und dem Zustand des Objektes aus materialtechnischer Sicht, und klärt ausserdem, welche Massnahmen zur Instandsetzung für eine langfristige Erhaltung des Bauwerks nötig wären. Die Aussagen des Berichtes stützen sich auf Beobachtungen vor Ort, 13 Kernbohrungen, sowie auf labortechnische Untersuchungen an den Bohrkernen. Die Bohrkernentnahme erfolgte Mitte Juli 2014.

Die ingenieurtechnischen Abklärungen erfolgen durch das Ingenieurunternehmen ewp AG. Die detaillierte Aufnahme des Brückenzustands erfolgt durch das Ingenieurunternehmen ewp AG. Die Aufnahmen wurden durch den Schreibenden begleitet. Die gemeinsam gemachten Beobachtungen werden in diesem Bericht in die Beurteilung mit einbezogen.

## 2. Ergebnisse und Kommentar



### Allgemeines

Die Lorzentobelbrücke wurde anfangs des XX Jahrhunderts gebaut. Mit 6 Rundbögen überspannt die Brücke auf 186 m den Fluss Lorze. Die Gewölbe wurden in der Untersicht aus glattgespitzten Sandsteinen gebaut, wobei für den Stirnkranz bossierte, genau bearbeitete Sandsteinquader gebraucht wurden. Die Gewölbekanten weisen einen Kantenbebau auf. Die Fugen sind schmal und zeigen einen Fugenstrich. Die Pfeiler haben eine variierende Höhe zwischen 10 und 30 m und bestehen aus bossiertem Bruchsteinmauerwerk aus nur grob gerichteten Mauersteinen. Die Fugen sind recht breit und mit einem Fugenstrich versehen. Das Mauerwerk der Stirnwände ist in gleicher Weise wie das der Pfeiler ausgebildet. Auf Fahrbahnhöhe, jeweils über den Pfeilern, wurden massive, erkerartige Ausbauten in die Stirnwände integriert. Abgesehen von Eingriffen auf Fahrbahnhöhe liegt das Bauwerk noch in seiner Originalsubstanz vor.

Das Objekt diente dem Bahn- und Strassenverkehr zwischen 1910 und 1950/60 bzw. 1980. Es wurde mehrmals untersucht und es erfolgten mehrmals, im Ausmass eher beschränkte bauliche Eingriffe:

- 1960: Aufnahme Visueller Zustand, Geodätische Messungen, 12 Bohrungen (Berichterfasser: Eichenberger Ingenieurbureau)
- 1974/75: Setzung von Rissiegeln an den Rissen beim Widerlager Ägeri, Erstellung der Betonkonsole (Betonmauer auf Mauerkrone der Stirnwände und querliegende Riegel in der Fahrbahn).
- 1977: Sanierung der Betonkonsolen und Sicherung der Sandsteinerker bei Pfeilern 1 und 2 mit durchgehenden Ankern
- 1980: Sicherung des Widerlagers Ägeri mit Ankern.
- 1987: Visueller Zustand, Druckfestigkeitsmessungen an Sandsteinproben, Mikroskopische Untersuchungen (Berichterfasser: EMPA)

Im Jahr 1985 wurde die neue Lorzentobelbrücke fertig gebaut. Eine Volksinitiative gegen die Entfernung der alten Brücke wurde im Jahr 1986 angenommen. Seit dieser Zeit dient die Brücke als Wanderweg.



## Beobachtungen vor Ort

Die Gewölbe und die Widerlager konnten mit einer Hebebühne aus der Nähe betrachtet werden. Die Pfeiler konnten nur im unteren Teil (zu Fuss) genauer betrachtet werden. Die nicht näher zugänglichen Bereiche mussten aus grösserer Distanz beurteilt werden. Risse, Gesteinsausbrüche, Erosionsflächen, und Nassbereiche wurden im Detail von M. Amsler (ewp) aufgenommen und dokumentiert. Nachfolgend werden die wichtigsten Beobachtungen zusammengefasst.

Die Sichtflächen der Pfeiler zeigen geringfügiges oberflächliches Absanden. Die Fugen sind weitestgehend intakt. Risse und Verformungen werden nicht festgestellt.

Massgebende Schäden werden an den Stirnwänden, Gewölben und Widerlagern festgestellt:

Risse trennen die Gewölbe von den Stirnwänden. Die Risse verlaufen vorwiegend zwischen Stirnkranz und Gewölbetonne an der Gewölbeuntersicht, mit einem Abstand von 0.5 - 1m von der Gewölbekante. Die maximale Rissbreite liegt tendenziell im Viertelpunkt der Gewölbe. Die meisten Risse sind um 1mm breit. An einzelnen Stellen, insbesondere bei den Gewölbe 2 + 6 werden Rissbreiten von 10-20mm festgestellt, wobei die effektive Rissbreite wegen Erosion der Rissufer nicht immer leicht zu bestimmen ist. Die Länge der Risse variiert zwischen einigen 10 cm und mehreren Metern. Am stärksten sind die Risse von Gewölbe 6. An dieser Stelle wurden schon im Jahr 1973 Betonsiegel angelegt. Der heutige Zustand der Rissiegel beim Gewölbeviertel wird in Foto 1 dargestellt und zeigt eine Verbreiterung des Risses seit 1973 von 5mm. Andere Messungen an diesem Gewölbe zeigen Rissöffnungen bis zu 20mm (Foto 2) und eine zumindest scheinbare Risstiefe von bis zu 98 cm (Foto 3). Markante Risse sind auch an der OW-Seite beim Widerlager Ägeri feststellbar (Foto 4) und beim Widerlager Zug (Foto 5). Vereinzelt treten Risse auch in den Stirnwänden auf.

Auffallend ist, dass viele Schlusssteine der Stirnkranze gerissen sind (Foto 6 zeigt ein Beispiel aus Gewölbe 1). An der OW-Seite vom Gewölbe 6 verlaufen Risse an der Grenze zwischen Stirnkranz und Stirnwand (Foto 7). Lateralverschiebungen bis zu 2 cm wurden im Gewölbe und Kämpfer beim Widerlager Ägeri beobachtet (Foto 8). Hier scheint sich das Gewölbe durch Rissbildung verbreitert zu haben, mit anderen Worten trennt sich hier der Stirnkranz vom Gewölbe.

## Gesteinsausbrüche und Erosionsflächen

Etliche Mauersteine sind ausgebrochen (Total ca. 20m<sup>2</sup>). Eine detaillierte Liste befindet sich im Bericht des bearbeitenden Ingenieurbüros (ewp). Hinzu kommen Absandungen der Steinoberflächen. Die Dicke der Absandungen kann an jenem Stellen ermittelt werden, wo der harte Verfugmörtel noch intakt ist. Es wurden Maximalwerte von 2cm gemessen.

### Wasseraustritte

Wasseraustritte werden häufig in den Gewölben beobachtet und sind am stärksten an jenen Stellen, wo Risse vorhanden sind. Diese Austritte deuten auf eine defekte Abdichtung hin. Salzablagerungen und Mooswachstum zeigen verstärkte Feuchtigkeit auf. Dies konzentriert sich in den Randbereichen der Gewölbe und damit auf die Bereiche, welche die meisten Risse aufweisen (Foto 9).

### Zustand der Abdichtung

Die Bohrkern 13, 5, und 9 wurden im Scheitel von Gewölbe 1, 4, und 5 entnommen (vgl. Figur 1). An diesen Stellen wurde in einer Bohrtiefe von etwa 1 m eine Abdichtung gefunden, welche 0.5 bis 1 cm dick ist. Die bestehende Abdichtung ist im Bohrkern im Allgemeinen noch intakt, an manchen Stellen ist sie aber leicht versprödet. Insgesamt ist die Abdichtung aber schadhaf (Anschlüsse, Risse etc.).

### **Visueller Zustand der Bohrkern**

Die Position und die Länge der 13 Bohrungen sind in Tabelle 1 aufgelistet und auf Figur 1 dargestellt. Bohrungen 4 und 12 erfolgten mit einem Durchmesser von 15 cm, alle anderen Bohrungen mit 10 cm. Etwa 70 % der Bohrungen wurden durch die Fuge gebohrt. Dies wird mit der Bezeichnung (f) in Tabelle 1 angegeben.

Bohrungen 4 und 8 wurden an der Basis der Pfeiler 2 und 3 gebohrt. Diese Bohrungen zeigen, dass beide Pfeiler aus Bruchstein-Schichtenmauerwerk mit Fugenbreite zwischen 2 cm und 5 cm bestehen. Die Mauersteine bilden eine Vormauerung im Verbund mit dem Beton. Die Steindicke beträgt in beiden Fällen etwa 20 cm. Bohrkern 8 wurde durch die Fuge gebohrt. Hier wird beobachtet, dass einzelne Steine kleine Formate von etwa 15 x 8 cm aufweisen. Im hinteren Bereich des Sandsteins wurde Beton gefunden. In beiden Fällen ist der Beton kompakt, ohne Risse, mit kleinem Hohlraumgehalt (in der Regel <2%).

Mit den Bohrungen 2, 3, und 10 hat man die Stirnseite des Viaduktes untersucht. Die Bohrungen 2 und 3 wurden beim Pfeiler 2, und Bohrung 10 beim Pfeiler 5 durchgeführt. Bohrung 3 weist zwei Sandsteinblöcke mit einer Länge von 40 und 60 cm auf. Der erste Stein (Sichtfläche) ist stark gerissen. Zwischen beiden Blöcken wurde zerfallener Beton mit Hohlraumgehalt bis zu 10% gefunden. Zwischen 110 und 130 cm Tiefe wird Beton mit einem Hohlraumgehalt von <2%, d.h. kompakter Beton beobachtet, welcher aber zum Teil zerfallen ist (Hinweis auf Frostschaden infolge Nässe). Im hinteren Bereich des Betons wird eine Mauerlücke von 20 cm beobachtet.

Bohrkern 2 wurde durch die Fuge gebohrt und zeigt eine konstante Fugenbreite von 3 cm. Die zwei Sandsteinblöcke bei der Sichtfläche sind 20 bis 30 cm dick und stark gerissen. Im hinteren Bereich der Blöcke tritt intakter Zementmörtel bis in eine Tiefe von 73 cm auf. Zwischen 73 cm und 200 cm Tiefe wird Beton, zum Teil zerfallen, beobachtet. Der Hohlraumanteil beträgt 2 bis 10 %.

Bohrung 10 wurde auch durch die Fuge gebohrt. In diesem Fall ist die Fuge an der Sichtfläche 2 cm breit: Da die Steine ungleichförmig sind, wird die Fuge ab 5 cm Tiefe bis zu 6 cm breit. Steine und Mörtel sind abgesehen von einzelnen feinen Rissen intakt. Die Steindicke beträgt etwa 25 cm. Ab 35 cm und bis 200 cm Tiefe stellt man massiven Beton mit Hohlraumgehalt von 5 % fest, welcher nur an wenigen Stellen zerfallen ist.

Bohrungen 7 und 11 wurden an der Basis der Gewölbe durchgeführt. Bohrung 7 zeigt eine recht konstante Fugenbreite von 2 bis 3 cm und weist damit auf einen sorgfältig gemauerten Schichtenverband hin. Zwei intakte Sandsteinblöcke mit einer Dicke von etwa 50 cm sind im Bohrkern gut sichtbar. Ab 50 cm und bis 170 cm Tiefe wird gut erhaltener, kompakter Beton beobachtet. Der Sandsteinblock der Sichtfläche von Bohrkern 11 ist stark gerissen. Hinter dem Sandstein, in einer Tiefe von 40 cm, tritt Beton auf, zum Teil zerfallen, und mit variierendem Hohlraumanteil.

Die Bohrkern 1 und 6 wurden im Viertelpunkt der Gewölbe entnommen. Bohrkern 1 weist bis in eine Tiefe von 65 cm auf einen Bruchstein-Schichtenmauerwerk hin, welcher aus intakte Mörtel und Sandstein besteht. Die Fugenbreite beträgt etwa 6 cm. Ab 65 cm Tiefe und bis Bohrkernende (200 cm) wird intakter, kompakter Beton festgestellt. Bohrung 6 besteht aus Sandstein mit einer Länge von 50 cm. Hinter dem Sandstein tritt Beton auf, bis in eine Maximaltiefe von 200 cm. Der Beton ist an mehreren Stellen zerfallen und hat einen stark variierenden Hohlraumanteil, zwischen 2 und 25%.

Bohrungen 5, 9, und 13 wurden im Gewölbescheitel entnommen. Bohrkern 5 zeigt ein Schichtenmauerwerk mit Steinen in der Grösse von 30 cm. Die Steine und der Mörtel weisen mehrere feine Risse auf. Ab einer Tiefe von 40 cm tritt Beton auf mit einem Hohlraumanteil zwischen 2 und 10 %. Eine Abdichtung wurde in 98 cm Tiefe durchbohrt; zwischen 100 und 110 cm Tiefe wird Lockerfüllung beobachtet. Eine ähnliche Struktur wird auch für Bohrkern 9 beobachtet, mit dem Unterschied, dass die Steine hier ein bisschen grösser (40 bis 50 cm) sind. Der Teil oberhalb der Abdichtung besteht aus zerfallenem porösem Beton, und nicht aus reinem Lockermaterial wie bei den zwei anderen Bohrungen. Bohrkern 13 wurde nicht durch eine Fuge genommen. Der Sandsteinblock ist intakt und weist eine Grösse von 50 cm auf. Im hinteren Bereich wird intakter Beton mit einem Hohlraumanteil zwischen 10 und 25 % beobachtet. Die Abdichtung wurde hier in einer Tiefe von 82 cm gebohrt; danach ist Lockermaterial vorhanden.

Bohrkern 12 wurde beim Widerlager Ägeri gebohrt. Zuerst wird ein Sandsteinblock mit Dicke von 45 cm beobachtet. Zwischen 45 und 125 cm Tiefe tritt ein mörtelreiches Bruchsteinmauerwerk aus kleinen Steinen und leicht mürbe bis zerfallenem Mörtel auf. Der Bohrkern ist in diesem Bereich zerfallen. Im hinteren Bereich des Bruchsteinmauerwerks wird Mergel (zum Teil zerfallen) beobachtet. Zwischen 200 und 260 cm Tiefe besteht die Bohrung aus lehmiger Erde.



## Laboruntersuchungen

Die Einzelresultate der Laboruntersuchungen sind in Kapitel 4 aufgelistet. Am Probenmaterial wurden die Porenkennwerte, die Druckfestigkeiten und das E-Modul bestimmt. Zur näheren Bestimmung der Baustoffe und deren Zustand wurden Dünnschliffe untersucht.

Sandsteine weisen eine Kapillarporosität zwischen 3.2 und 8.3 Vol.% auf. Man beobachtet, dass die Porosität und der Hohlraumgehalt zunehmen, je grobkörniger der Sandstein ist. Die beobachteten Werte sind normal für diese Gesteinsart (granitischer Sandstein, z.B. Lothenbacher Sst.).

Beton zeigt Kapillarporositäten zwischen 6.1 und 12.0 Vol. % auf. Diese hohen Schwankungen weisen deutlich auf Baustellenmischungen mit stark wechselnder Qualität hin, d.h. inhomogene Mischungen und z.T. erhöhte Wasserbeigabe. Dasselbe gilt für den Mörtel, welcher Kapillarporositäten zw. 16.6 und 25.2 Vol. % aufweist.

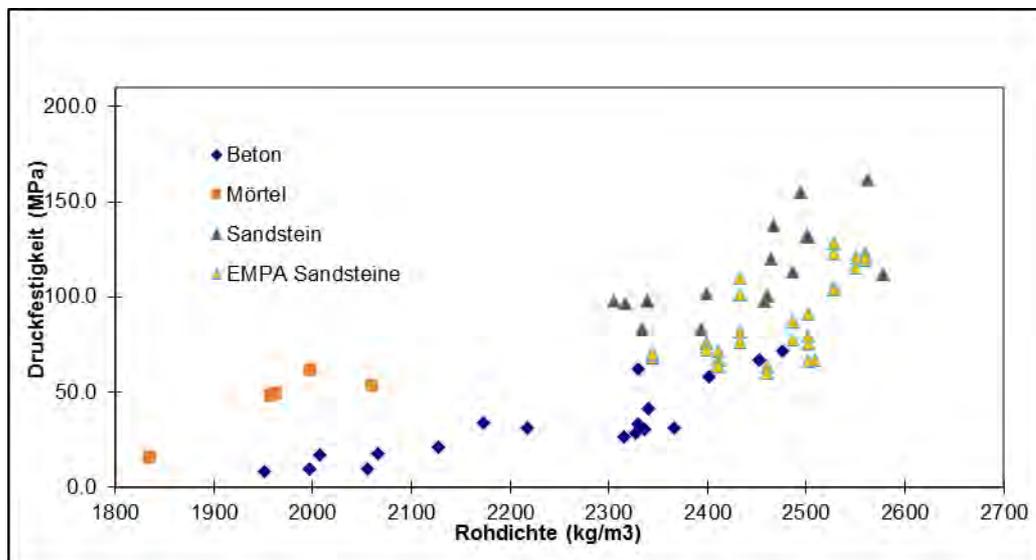
Die Messung der Druckfestigkeit erbrachte für die Sandsteine insgesamt hohe Werte. Dies weist den verwendeten Sandstein als Hartsandstein aus, wie er z.B. im Steinbruch Lothenbach an Zugersee abgebaut wurde (Der Steinbruch ist seit längerer Zeit nicht mehr in Betrieb). Im Allgemeinen weisen Proben mit niedriger Druckfestigkeit Risse auf. Auf dem nachfolgenden Diagramm wurden auch die EMPA-Messungen von Gewölbesandsteinen eingetragen (EMPA Bericht, 1987). Die Messungen zeigen ähnliche Ergebnisse wie die neuen Messungen. Obwohl der EMPA Mittelwert (88.2 N/mm<sup>2</sup>) etwas niedriger als unserer ist (113.9 N/mm<sup>2</sup>), überlappen sich die Standardabweichungen so, dass der Unterschied zw. den zwei Gruppen nicht gross ist.

Interessant ist der Trend zwischen Druckfestigkeiten und Trockenrohichte beim Beton und Mörtel (siehe Diagramm auf die nächste Seite). Es besteht eine fast lineare Abhängigkeit. Mit steigenden Hohlraumgehalt fällt die Druckfestigkeit ab. Eine Unterscheidung nach in Bauteilen zeigt ausserdem, dass der Pfeilerbeton höhere Werte (40.9 N/mm<sup>2</sup>) als Gewölbebeton (28.9 N/mm<sup>2</sup>) oder Stirnwandbeton (26.5 N/mm<sup>2</sup>) aufweist. Im Allgemeinen liegen die Mörteldruckfestigkeiten zwischen 42.0 und 61.5 N/mm<sup>2</sup>. Eine Probe hat einen Wert von 15.2 N/mm<sup>2</sup> gezeigt. Es handelt sich um eine Probe, welche im hinteren Bereich der Sandsteinsblöcke (d.h. nicht zwischen den Fugen) genommen wurde. Wir interpretieren das als Stopfmörtel.

Der statische Elastizitätsmodul der verschiedenen Baustoffe wurde gemessen. Als Oberspannung wurde 1/3 der gemessenen Druckfestigkeit genommen. In diesem Fall weist Beton im Mittel die höchsten Werte auf (Mittelwert 29.7 kN/mm<sup>2</sup>). Der Mittelwert von Sandstein liegt bei 14.4 kN/mm<sup>2</sup>. Da die Druckfestigkeit der verschiedenen Baustoffe stark variiert, wurde die Messung des Elastizitätsmoduls mit einer konstanten Oberspannung von 15 N/mm<sup>2</sup> wiederholt. Auch in diesem Fall ist der Mittelwert von Beton 25.5 kN/mm<sup>2</sup> höher als der von Sandstein (5.8 kN/mm<sup>2</sup>).



Der Elastizitätsmodul von drei Mauermörtelproben wurde wegen zu kleiner Probendimension mit dem dynamischen Verfahren bestimmt. Die Werte liegen bei 23.8 kN/mm<sup>2</sup>.



Acht mikroskopische Gefügeuntersuchungen wurden an verschiedenen Proben aus den Bohrkernen durchgeführt. Ausgewählt wurden die typischen Materialien (Mörtel, Beton und Sandstein). Die Beobachtungen sind im Einzelnen unter Kap. 4 rapportiert und anhand einzelnen Photos dokumentiert. Zusammenfassend sind folgende Resultate hervorzuheben:

- Der Mauer Mörtel besteht aus einer ausgewogenen bis leicht mageren Mischung aus Portlandzement, Sand und Feinkies, und weist eine mittlere Kapillarporosität auf. Luftporen sind reichlich vorhanden. Mikrorisse erscheinen nur als Schwindrisse. D.h. wir haben einen beständigen, vom Konzept her hartem Mauer Mörtel vor uns.
- Der Beton besteht aus einer ausgewogenen bis sehr mageren Mischung aus Portlandzement, Sand, und Kies. Stark inhomogene Porosität und Verdichtung spiegeln unregelmässige Mischung und Wasserbeigabe wider.
- Die Sandsteine bestehen aus silikatischen Körnern sowie einem etwas wechselnden Karbonatanteil (10-20%). Die Mikrorisse in den Körnern stammen aus Gesteinsbildungsprozessen, d.h. sind nicht verwitterungs-bedingt. Die Auflockerung des Gefüges wird nur selten beobachtet, d.h. die Mauersteine sind abgesehen von Oberflächenabwitterung vorwiegend intakt.



## Mauerverbände und Konstruktion

### Pfeiler

Die Beobachtungen an unseren Bohrkernen an den Pfeilern 2 und 3 zeigen einen dünnen (30 bis 40 cm dick) Bruchsteinschichtenmauerwerkmantel und einen dicht betonierten Kern, Mantel und Kern sind im Verbund erstellt worden. Die Fugen des Mauerwerks sind geschlossen und gut vermörtelt.

Mehrere andere Bohrkern wurden schon 1960 an der Basis der Pfeiler 1 bis 5 entnommen (Eichenberger, 1960). Ähnliche Zusammensetzungen wurden schon damals festgestellt, nichtsdestotrotz zeigt die Basis von Pfeiler 1 eine hochporöse Betonfüllung ohne Verbund auf. An dieser Stelle konnte aber leider keine Probe entnommen werden. Die Vertikalbohrung von 1960 durch Pfeiler 5 zeigt, dass der ganzen Pfeiler mit hartem, zum Teil porösem Beton verfüllt ist.

### Gewölbe

Alle Gewölbeuntersichtsbohrungen zeigen ein Schichtenmauerwerk, welches eine durchschnittliche Dicke von nur 50 cm hat. Etliche Fugen sind offen, einige Steine sind deutlich verwittert. Dahinter folgt Beton, und nicht, wie der Stirnkranz scheinbar zeigt, Naturstein. Die Qualität des Betons hinter den Gewölbesteinen variiert stark. Intakter Beton wurde an den Bohrkernen 1, 5, 7, 9 und 13 festgestellt. Deutliche Zerfallerscheinungen zeigt der Beton der Bohrkern 6 und 11. Diese Zerfallerscheinungen können mit erhöhter Feuchtigkeit in den fraglichen Bereichen in Zusammenhang gebracht werden. Im Scheitel beträgt die Mauerwerksdicke etwa 1 m (inkl. Beton). Darüber folgt eine Abdichtung. Hinter bzw. über der Abdichtung erscheint eine Lockerfüllung oder zerfallener, magerer Beton. Es besteht folglich, aufgrund der Sondierungen keine Klarheit darüber, wo überall im Bauwerk noch Beton als Füllmaterial verwendet wurde (siehe auf Absatz Stirnwände).

Die Bohrkern aus den tieferen Teilen der Gewölbe (Gewölbebasis und Gewölbeviertel) zeigen, dass die Bauteildicke inkl. Naturstein und Beton mindestens 2 m beträgt.

### Stirnwände

Die Stirnwände bestehen aus eine Bruchsteinschichtenmauerwerk mit einer Dicke von etwa 40 cm. Im obersten Teil der Stirnwand treffen die Bohrungen hinter dem Naturstein auf (Bohrkerne 2 und 3) zum Teil zerfallenen Beton. In diesem Beton können grosse Sandsteinblöcke oder grosse Hohlräume auftreten (vgl. BK 3). Der untere Teil der Stirnwand sieht kompakter aus (vgl. Bohrkern 10).



Unsere Beobachtungen gleichen denen von Eichenberger (1960). Zum Beispiel, der Hohlraum von Bohrkern I, welcher in 1960 im Pfeiler 5 gefunden wurde, ist auch in Pfeiler 2 (Bohrkern 3) etwa in derselben Tiefe vorhanden. Kompakter Beton wurde ab einer Tiefe von 11.80 in Bohrkern I gefunden. Unsere Beobachtungen an Bohrkern 10 (etwa 15 m ab OKT) bestätigen diese Beobachtung. Die Verfüllung besteht aufgrund unserer Bohrkern 2 und 3 aus magerem Beton. Eichenberger (1960) berichtet, dass die Verfüllung nur aus Kies und Bollensteine besteht. Dieser Unterschied kann mit der Aufbetonierung (1975) der Fahrbahnplatte in Zusammenhang stehen.

### Widerlager

Bohrkern 12 zeigt 70 cm Bruchsteinmauerwerk hinter 50 cm Bruchsteinschichtenmauerwerk. Dahinter folgt lockere Schüttung.

### Einstufung der Mauerwerksfestigkeit ( $f_{yk}$ ) gemäss SIA 266/2

Die Einstufung der Normdruckfestigkeit des Naturstein-Mauerwerks gemäss Figur 5 der genannten Norm ist als orientierende Schätzung zu betrachten. Gewissheit kann nur durch experimentelle Bestimmung erlangt werden. Die Schätzung berücksichtigt den aktuellen Zustand des Mauerwerks. Im vorliegenden Fall sind aufgrund des allgemein guten Zustandes des Mauerwerks (Mörtel und Stein) keine zerfallsbedingten Abminderungen für die Pfeiler erforderlich. An den Rändern der Gewölbe treten stellenweise Risse in engen Abständen auf. Dadurch wird die Mauerwerksdruckfestigkeit lokal deutlich reduziert. Einzelne Trennrisse zwischen Bauteilen hingegen führen nicht zu einer Reduktion der spezifischen Mauerwerksdruckfestigkeit sondern zu Aufteilungen in statisch eigenständige Bauteile.

Verbandsart	Bauteile	$f_{yk}$ heute (N/mm <sup>2</sup> )
Bruchstein-schichtenmauerwerk	Pfeiler (Vormauerung)	15
Schichtenmauerwerk	Gewölbe	25

Als tragende Mauerdicke darf im Fall der Pfeiler mit 25-30cm und im Fall der Gewölbe mit 50cm gerechnet werden. Die Einstufung des Tragwiderstandes des Füllbetons erfolgt durch das bearbeitende Ingenieurbüro. Basis dafür sind die gemessenen Druckfestigkeiten. Es darf von einem recht guten Verbund zw. Natursteinmauerwerk und Betonfüllung ausgegangen werden.



## Zusammenfassende Beurteilung des Bauwerkszustandes und Handlungsbedarf

Zusammenfassend, nach Erwägung aller Beobachtungen und Messungen kann gesagt werden, dass das Bauwerk zwar deutliche, lokale Schäden aufweist, aber zumindest aus materialtechnischer Sicht sich noch in einem durchaus sanierbaren Zustand befindet. Dies wird wie folgt begründet:

- Die Baustoffe sind noch weitestgehend intakt. Die Verwitterung ist vorwiegend oberflächlich. Tragwerksrelevante Schäden an den Baustoffen treten nur ganz lokal auf.
- Die Risse zw. Gewölben und Stirnwand sind ein Phänomen, dass bei Mauerwerkbrücken häufig zu beobachten ist und in der Regel auf thermisch und hygriisch ausgelöste Spannungen zurückgeht. Diese Risse stellen dann ein grösseres Problem dar, wenn die Stirnwände immer weiter auseinandergehen. Dies scheint aber, gestützt auf die geodätischen Messungen sowie auf die neuen Beobachtungen nicht der Fall zu sein. Auch bezüglich dieser Risse gibt es einige Stellen mit verstärkten Schäden am Mauerwerk (namentlich Gewölbe 6). An diesen Stellen scheinen sich die thermisch-hygriisch induzierten Bewegungen zu konzentrieren. Ausserhalb dieser Bereiche ist aber das Ausmass der Rissbildungen durchschnittlich für ein Bauwerk des vorliegenden Baudatums.

Die im Einzelnen dokumentierten Schäden haben aber ein Ausmass angenommen, dass eine Instandsetzung zumindest der Abdichtung, in naher Zukunft erforderlich macht. Will man das Bauwerk behalten, dann ist das die dringendste Massnahme.

Will man die Abdichtung erneuern, dann muss ein neuer Abdichtungsträger erstellt werden. Dabei stellt sich eine Frage bezüglich der Betonkonsolen: Die Betonkonsolen auf den Stirnwänden verhalten sich materialtechnisch gesehen anders als das Mauerwerk (höhere Wärmedehnung und höheres Quellen). Die EMPA berichtet bereits 1987 von diesbezüglichen Problemen und bringt die Risse in den Schlusssteinen damit in Zusammenhang. Hier stellt sich die Frage, ob zusätzliche angeordnete Dilatationsfugen das Problem beheben können, oder ob der Überbau vollständig neu konzipiert werden muss. Will man das Problem örtlich konzentrierter thermisch-hygriischer Bewegungen beheben, dann erscheinen regelmässig angeordnete Bewegungsfugen als unumgänglich.

Will man das Bauwerk temporär für höhere Verkehrslasten benutzen, dann erscheint es aus der Erfahrung der Schreibenden als ratsam, Sicherungsarbeiten im Bereich der Risse vorzunehmen. Die Verbindung zw. Gewölben und Stirnwänden kann mittels Nägeln dauerhaft wieder hergestellt werden. Solche Sicherungsarbeiten sind nur dann dauerhaft, wenn die Abdichtung gleichzeitig erneuert wird.

Eine Mauerwerksinstandsetzung (Steinersatz und Fugenreparaturen) sollte im Bereich der Widerlager und an Gewölbe 6 zeitnah erfolgen. Hier liegen örtlich erhebliche Schäden vor. An den Pfeilern sind vorab äusserlich keine Instandsetzungsarbeiten erforderlich. Bei Pfeiler 1 ist eine Verstärkung des Kerns mittels Zementinjektionen und Vernagelung zu erwägen. An den restlichen Mauerwerksflächen (Gewölbe und Stirnmauern) sollte eine Instandsetzung spätestens in den nächsten 10-20 Jahren erfolgen.

### 3. Instandsetzungsmassnahmen



Art und Dringlichkeit der Massnahmen wurden vorgängig genannt. Bezüglich der einzelnen Massnahmen sind die nachfolgenden Hinweise zu beachten:

#### Ersatz der Abdichtung und Entwässerung

Bei Mauerwerksbrücken ist es grundsätzlich von Vorteil, vor Einbau einer neuen Abdichtung, eine durchgehenden neuen Abdichtungsträger zu erstellen, in der Regel einen Betontrog, welcher innenliegend und damit unsichtbar oder aber mit Auskragung als auch äusserlich sichtbares neues Bauteil ausgebildet ist. Entwässerungen sollten mit Vorteil nicht durch den Brückenkörper an die Untersicht der Bögen geführt werden (wie dies oft zu Beginn war) sondern das Wasser seitlich auf Fahrbahnhöhe über Speier oder mittels einer Sammelleitung abführen. Schächte, Einläufe und Anschlüsse sollen erneuerbar sein, ohne dass ins alte Mauerwerk eingegriffen werden muss.

#### Sicherungsarbeiten im Bereich der Risse

Die Sicherung dient der Erhaltung des Bauteilverbundes zw. Stirnwänden und Gewölben. Dazu können Nadelanker einer Länge von 1.5 – 2m verwendet werden (mit Vorteil chloridbeständiger, rostfreier Stahl), Durchmesser 16-20mm, in Bohrlöcher 20-30mm eingeklebt, ohne Kopfplatte, Nadelabstand seitlich in Stirnkranz ca. alle 1.5m. Bei breiteren Risszonen ist die Nadellänge anzupassen.

#### Injektion Betonkern

Als Injektionsmittel kann Zementbojake verwendet werden. Die Verwendung eine LA-Zementes (Low Alkali) wird empfohlen. Die Injektionen dürfen nur in kleinen Schritten von unten nach oben ausgeführt werden (Verhinderung von zu hohem hydrostatischem Druck). In Bereichen mit Rissen oder anderen Anzeichen von Schwächungen wird empfohlen, Vormauerungen und Kern mittels Nadelanker zu verbinden. Dazu können fortlaufend die Bohrlöcher der Injektionsarbeiten verwendet werden.

#### Steinersatz

Der Steinersatz kann traditionell nach Steinhauertechnik erfolgen oder mittels Einbringen von Spritzmörtelplomben. Als Ersatzstein soll *Granitischer Sandstein* verwendet werden (z.B. von Freienbach oder Schmerikon), wobei druckfeste Varietäten zu wählen sind (Druckfestigkeit > 80N/mm<sup>2</sup>). Als Mauermörtel soll ein Zementmörtel mit einer Druckfestigkeit von 20-25N/mm<sup>2</sup> verwendet werden. Wird Spritzmörtel für den Steinersatz verwendet, dann soll eine Enddruckfestigkeit von ca. 80 N/mm<sup>2</sup> angestrebt werden. Die Verwendung eine LA-Zementes (Low Alkali) wird empfohlen, für Mauer – und Spritzmörtel.



### Fugeninstandsetzung

Die Instandsetzung schadhafter Fugen ist nur dann sinnvoll, wenn die Abdichtung erneuert wird. Als Regel für das Ausmass der Fugeninstandsetzung kann Folgendes gelten:

- An Untersichten sowie an regenabgewandten Seiten wird nur loser oder fehlender Fugenmörtel ersetzt.
- An der Wetterseite wird fehlender, loser und einseitig abgerissener Fugenmörtel ersetzt.

Der Fugenmörtel soll die nachfolgenden Spezifikationen erfüllen:

- Druckfestigkeit 28 Tage: 15-20N/mm<sup>2</sup>, frostbeständig, Farbe grau
- Basis LA-Zementes (Low Alkali)
- Körnung 0/2 - 0/4mm

Materialtechnik am Bau AG

Dr. Philipp Rück

Dr. Fabio Donadini

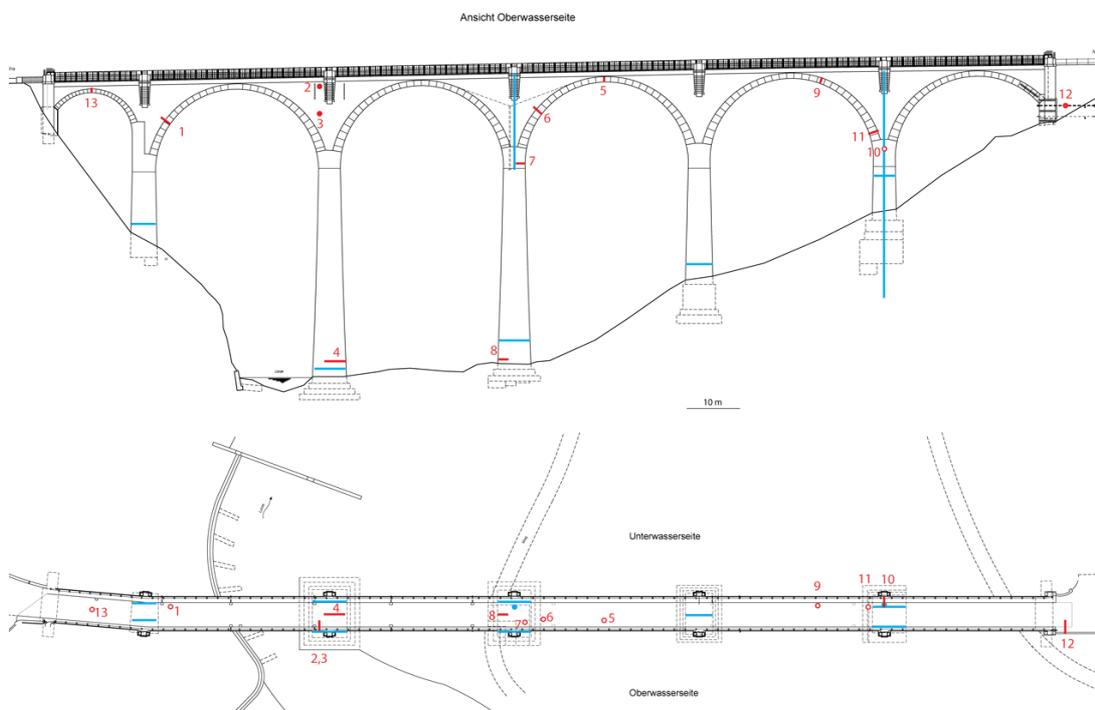
## 4. Dokumentation



### Bohrkernliste

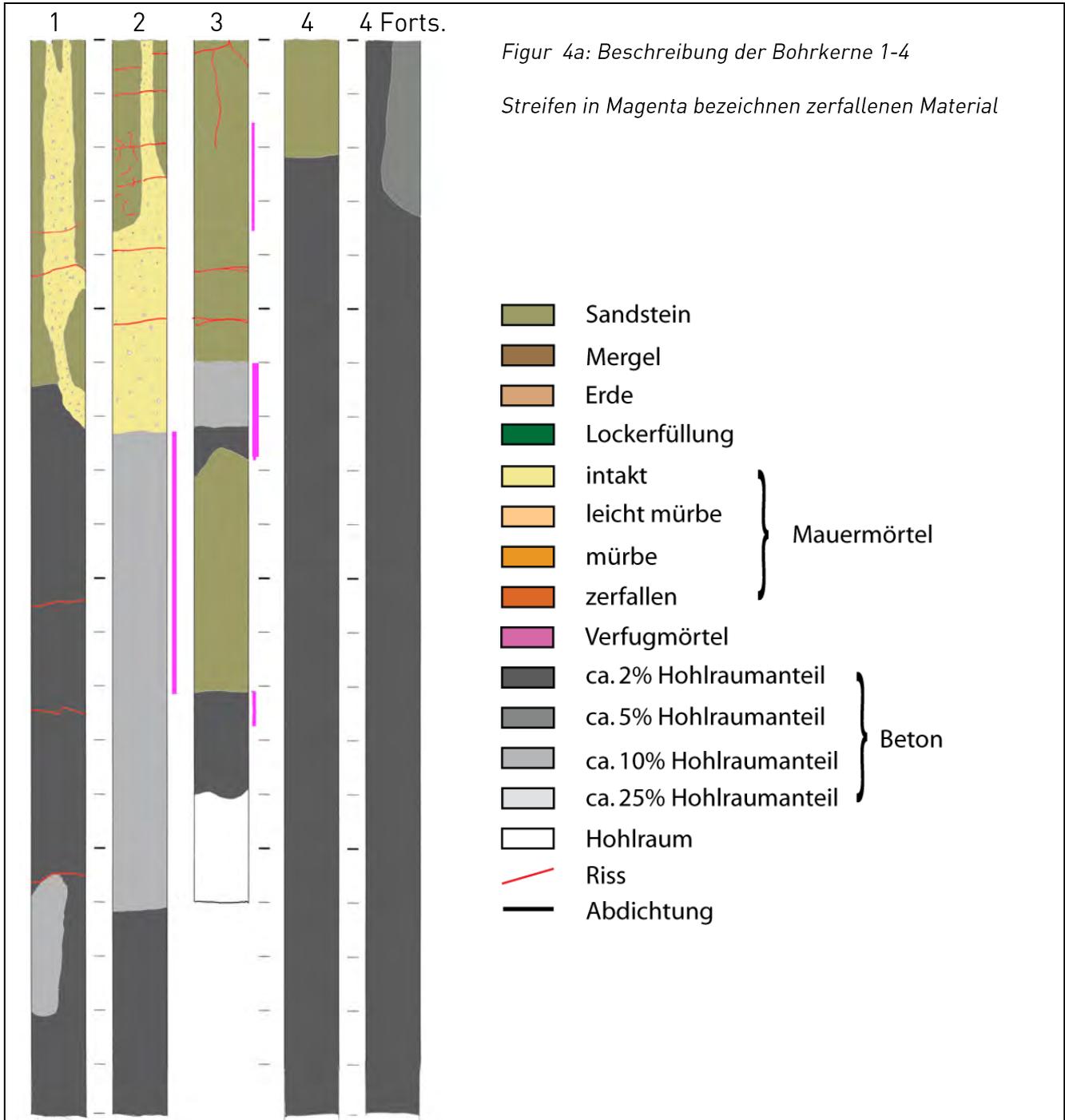
Nr.	Ø (cm)	Länge (cm)	Bauteil	Material
1 (f)	10	200	Gewölbe 2, 45°, UW	Sandstein, Beton, Mörtel
2 (f)	10	200	Oberteil der Stirnmauer über Pfeiler 2, OW	Sandstein, Beton, Mörtel
3 (f)	10	160	Basis der Stirnmauer über Pfeiler 2, OW	Sandstein, Beton
4	15	400	Pfeiler 2, Fuss, Mitte	Sandstein, Beton
5	10	120	Gewölbe 4, Scheitel, OW	Sandstein, Beton, Mörtel, Abdichtung, Lockerfüllung
6 (f)	10	200	Gewölbe 4, 45°, OW	Sandstein, Beton, Mörtel
7 (f)	10	170	Gewölbe 4, Kämpfer, OW	Sandstein, Beton, Mörtel
8 (f)	10	200	Pfeiler 3, Fuss, Mitte	Sandstein, Beton, Mörtel
9 (f)	10	110	Gewölbe 5, Scheitel, UW	Sandstein, Beton, Mörtel, Abdichtung
10 (f)	10	200	Basis der Stirnmauer über Pfeiler 5, UW	Sandstein, Beton, Mörtel
11	10	200	Gewölbe 5, Kämpfer, UW	Sandstein, Beton
12	15	400	Widerlager Ägeri, OW	Sandstein, Beton, Mörtel
13	10	115	Gewölbe 1, Scheitel, Mitte	Sandstein, Beton, Mörtel, Abdichtung, Lockerfüllung

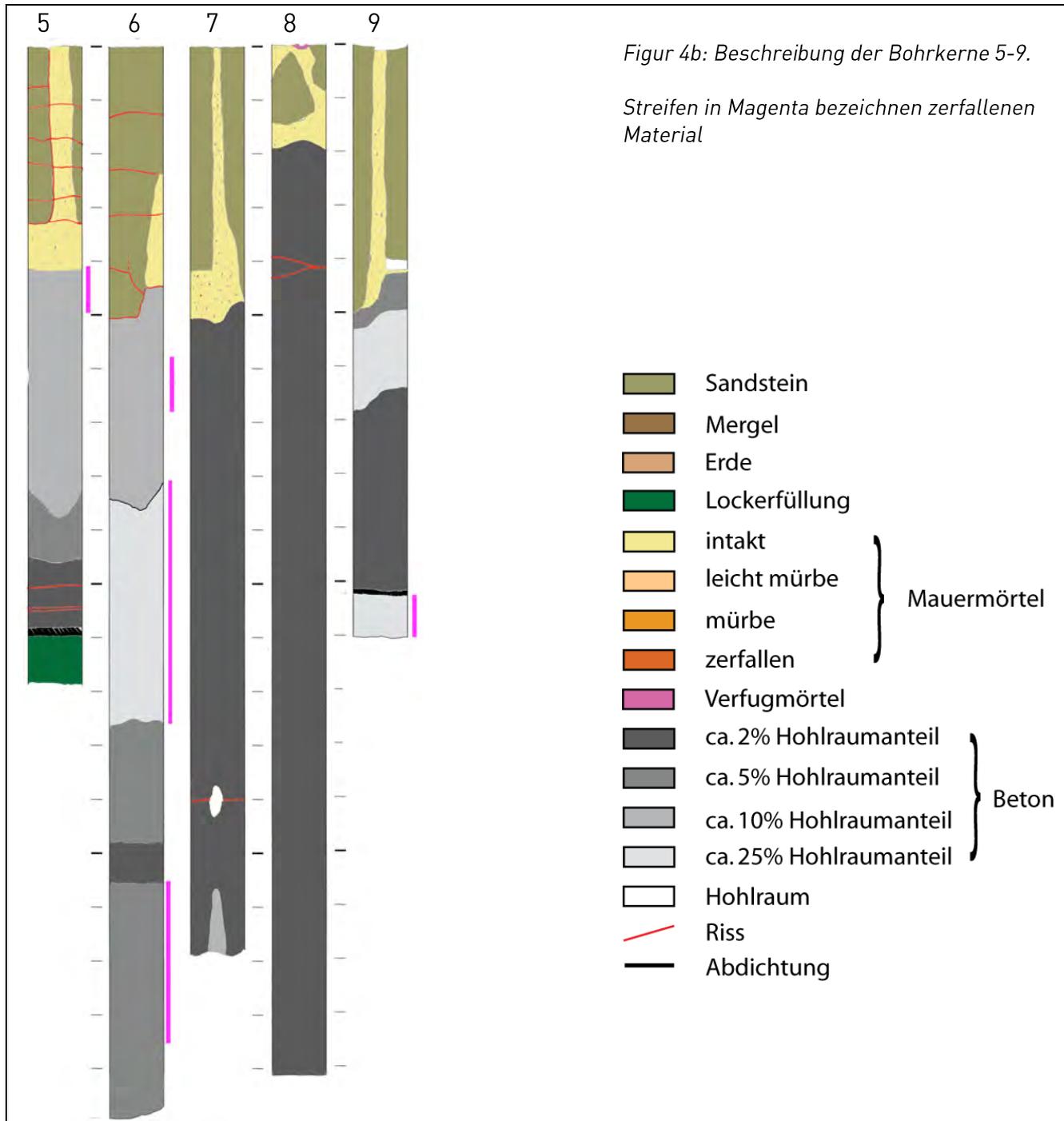
Tabelle 1: Liste der Bohrkerne (Siehe auch Figur X). UW bezeichnet einer Bohrung an der Unterwasserseite, OW an der Oberwasserseite. Bohrungen durch die Fuge werden mit (f) gekennzeichnet.

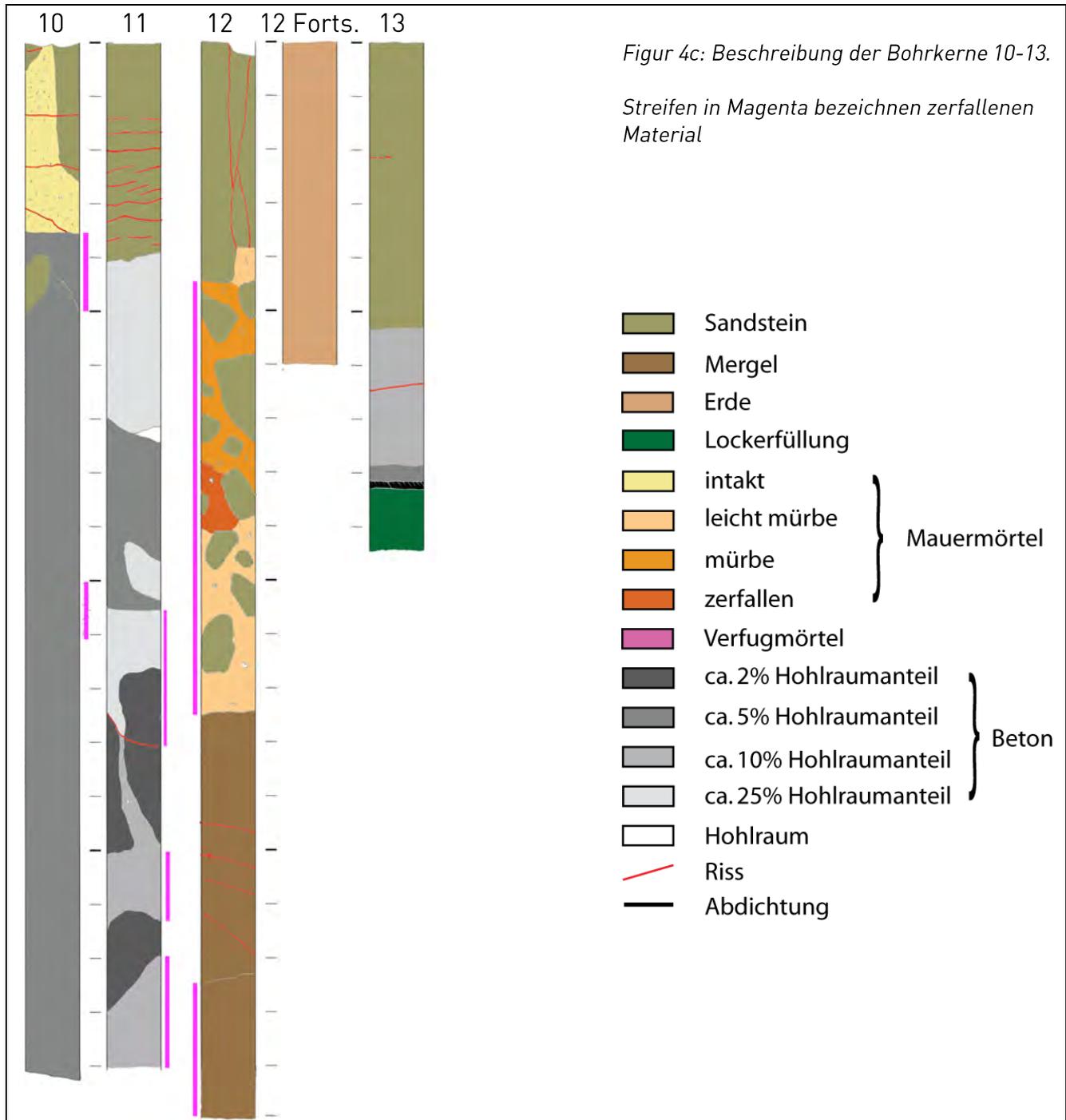


Figur 1: Lage der Bohrungen. Gefüllte (offene) Kreise repräsentieren die Bohrungen auf der westlichen (östlichen) Laibung.

Bohrkernaufzeichnung







## Photographische Dokumentation



Foto 1

Gerissene Zementsiegel vom 16. April 1974 im Gewölbe 6. In diesem Gewölbe sind die Risse auch am breitesten.



Foto 2

Typische Risse im Gewölbe 6



Foto 3

Eindringtiefe des Meters bei einem Riss von Gewölbe 6

## Photographische Dokumentation



Foto 4

Risse beim Widerlager Ägeri



Foto 5

Risse beim Widerlager Zug. Man erkennt auch zwei verwitterten Steinen im oberen Teil.

Verwitterte Steine.

## Photographische Dokumentation



Foto 6

Gerissene Schlussstein im Gewölbe 1



Foto 7

Risse zwischen Stirnkranz und Leibung beim  
OW-Seite von Gewölbe 6.



Foto 8

Lateralverschiebung der Stirnkranz bis zu 2 cm.  
Gewölbe 6, gegen WL Ägeri

## Photographische Dokumentation



Foto 9

Nassstellen im Gewölbe 2. Mooswachstum und Salzablagerungen deuten an erhöhten Feuchtigkeit hin.

## P301 Poren-Sättigungskennwerte

Prüfkondition: A5/AV



Materialtyp		Sandstein					
Probennummer		1.2	3.1	4.1	6.3	10.2	11.1
Kapillarporen A5	Vol. %	8.35	3.14	7.28	3.26	4.44	8.33
Gesamtporosität AV	Vol. %	10.69	3.24	7.69	3.44	4.67	8.80
Hohlraumgehalt LG	Vol. %	2.34	0.10	0.41	0.18	0.23	0.48
Trockenrohddichte Rd	kg/m <sup>3</sup>	2379	2581	2467	2575	2561	2431
Sättigungswert S		0.78	0.97	0.95	0.95	0.95	0.95

Materialtyp		Beton						
Probennummer		2.2	6.1	7.1	8.1	9.2	10.3	11.2
Kapillarporen A5	Vol. %	6.67	11.17	12.03	6.29	8.66	12.02	6.13
Gesamtporosität AV	Vol. %	6.90	12.19	13.76	7.46	8.77	13.46	6.45
Hohlraumgehalt LG	Vol. %	0.23	1.02	1.74	1.17	0.11	1.44	0.32
Trockenrohddichte Rd	kg/m <sup>3</sup>	2499	2352	2284	2447	2420	2295	2507
Sättigungswert S		0.97	0.92	0.87	0.84	0.99	0.89	0.95

Materialtyp		Mörtel				
Probennummer		1.1	2.1	6.2	9.1	10.1
Kapillarporen A5	Vol. %	17.03	17.88	19.21	25.18	16.63
Gesamtporosität AV	Vol. %	18.42	21.05	20.36	27.67	18.15
Hohlraumgehalt LG	Vol. %	1.38	3.16	1.15	2.49	1.52
Trockenrohddichte Rd	kg/m <sup>3</sup>	2143	2097	2087	1877	2150
Sättigungswert S		0.92	0.85	0.94	0.91	0.92

**K201 Druckfestigkeit Bohrkernproben**  
 Prüfung Naturstein gemäss EN 1926 / Prüfung Beton gemäss EN 12504-1



Materialtyp		Sandstein								
Probe Nr.		3.1	3.2	11.2	11.3	13.2	13.3	12.1	12.2	
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	137.4	161.8	132.2	98.1	131.3	100.7	112.1	120.1	
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2467	2562	2501	2457	2502	2461	2578	2465	
Entnahmetiefe	cm	90	110	5	20	5	40	10	10	

Probe Nr.		3.3	3.4	6.2	7.3	7.4	9.3	9.4	10.3	
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	96.6	82.9	155.2	97.9	97.9	83.1	101.8	113.6	
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2316	2334	2495	2305	2339	2394	2399	2486	
Entnahmetiefe	cm	15	50	5	5	10	5	50	5	

Mittelwert Druckfestigkeit Sandstein: 113.9 ± 23.8 N/mm<sup>2</sup>

Materialtyp		Beton Pfeiler								
Probe Nr.		4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	8.1	8.2		
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	30.7	30.2	26.1	33.2	28.1	66.8	71.3		
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2366	2337	2316	2330	2327	2452	2476		
Entnahmetiefe	cm	60	150	250	310	370	50	130		

Materialtyp		Beton Gewölbe								
Probe Nr.		1.1	5.1	6.1	7.1	7.2	9.1	11.1		
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	31.0	9.8	8.3	40.9	33.9	57.8	20.6		
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2217	2055	1951	2340	2173	2401	2127		
Entnahmetiefe	cm	80	70	60	50	150	80	140		

Materialtyp		Beton Stirnwände								
Probe Nr.		10.1	10.2	2.1	2.3					
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	17.2	17.5	62.3	9.2					
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	2008	2067	2330	1997					
Entnahmetiefe	cm	60	120	170	150					

Mittelwert Druckfestigkeit Beton Pfeiler: 40.9 ± 19.4 N/mm<sup>2</sup>  
 Mittelwert Druckfestigkeit Beton Gewölbe: 28.9 ± 17.4 N/mm<sup>2</sup>  
 Mittelwert Druckfestigkeit Beton Stirnwände: 26.5 ± 24.1 N/mm<sup>2</sup>

Materialtyp		Stopfmörtel	Mauermörtel						
			2.2	2.4	5.2	5.3	9.2		
Probe Nr.		2.2	2.4	5.2	5.3	9.2			
<b>Druckfestigkeit</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	15.2	53.6	42.0	49.2	61.5			
Trockenrohdichte	kg/m <sup>3</sup>	1835	2061	1726	1962	1998			
Entnahmetiefe	cm	40	30	20	25	20			

Mittelwert Druckfestigkeit Mauermörtel:  $51.6 \pm 8.2 \text{ N/mm}^2$

**K207 E-Modul, statisch und dynamisch**  
 Prüfung gemäss EN 14580



Materialtyp		Sandstein (Oberspannung: 1/3 der gemessenen Druckfestigkeit)			Mittelwert
Probe Nr.		13.1	4.1	12.1	
<b>E-Modul</b>	<b>kN/mm<sup>2</sup></b>	<b>11.5</b>	<b>11.4</b>	<b>20.4</b>	<b>14.4 ± 5.1</b>
Entnahmetiefe	cm	20	3	40	

Materialtyp		Sandstein (Oberspannung: 15 N/mm <sup>2</sup> )			Mittelwert
Probe Nr.		13.1	4.1	12.1	
<b>E-Modul</b>	<b>kN/mm<sup>2</sup></b>	<b>5.8</b>	<b>5.7</b>	-	<b>5.8</b>
Entnahmetiefe	cm	20	3	40	

Materialtyp		Beton (Oberspannung: 1/3 der gemessenen Druckfestigkeit)			Mittelwert
Probe Nr.		8.1	5.1	1.1	
<b>E-Modul</b>	<b>kN/mm<sup>2</sup></b>	<b>41.0</b>	<b>23.3</b>	<b>24.8</b>	<b>29.7 ± 9.8</b>
Entnahmetiefe	cm	80	90	110	

Materialtyp		Beton (Oberspannung: 15 N/mm <sup>2</sup> )			Mittelwert
Probe Nr.		8.1	5.1	1.1	
<b>E-Modul</b>	<b>kN/mm<sup>2</sup></b>	-	<b>25.5</b>	<b>25.5</b>	<b>25.5</b>
Entnahmetiefe	cm	80	90	110	

Materialtyp		Mörtel*			Mittelwert
Probe Nr.		10.2	10.3	2.1	
<b>E-Modul</b>	<b>kN/mm<sup>2</sup></b>	<b>17.2</b>	<b>28.7</b>	<b>25.4</b>	<b>23.8 ± 5.9</b>
Entnahmetiefe	cm	5	25	20	

\* Dynamischer E-Modul

M102 Mikroskopische Beobachtungen



Bohrkern Nr. / Probe Nr.	Material und Beobachtungstiefe	Beobachtungen
1 / 1	Mauermörtel 15 cm	<p>Bindemittel: Portlandzement.                      Zuschlag: karbonatisch/silikatisch, kantig-kubisch bis gerundet, 0.2- 20 mm (Foto M1).                      Mischung: ausgewogen bis etwas mager.                      Gefüge: recht kompakt, einzelne grössere Verdichtungsstörungen                      Kapillarporosität: mittel (Foto M2).                      Makroporen: eher viele Luftporen mit stark wechselndem Durchmesser 0.2-6 mm).                      Konzept: grobkörniger, etwas magerer PC-Mauermörtel, etwas inhomogen (Handmischung)                      Gefügeschäden: Mikrorisse vereinzelt (Foto M2).</p>
2 / 1	Mauerstein, Mauermörtel 5 cm	<p><u>Mauerstein</u>                      Gesteinsart: Sandstein, granitischer Sandstein, Typ Lothenbacher                      Zusammensetzung: Quarz / Feldspat, Karbonatanteil bis ca. 20%.                      Kornform / Korngrösse: Eckig, i.A. 0.4 mm, selten bis 0.8 mm.                      Gefüge: kompakt.                      Kapillarporosität: inter- und intragranulär, zur Teil erhöht infolge Gefügebrauherung zwischen einzelnen Körner (Foto M3).                      Makroporen: etliche kleine Zwickelporen                      Gefügeschäden: Gefügebrauherung infolge Aufweitung der Kornkontakte (Foto M4).</p> <p><u>Mauermörtel:</u>                      Bindemittel: Portlandzement.                      Zuschlag: karbonatisch/silikatisch, kantig-kubisch bis gerundet, 0.2- 11 mm.                      Mischung: ausgewogen bis etwas mager.                      Gefüge: kompakt.                      Kapillarporosität: mittel.                      Makroporen: Luftporen mit durchschnittlichem Durchmesser von 0.5-2 mm.                      Konzept: Standardzementmauermörtel wie in Probe 1.1                      Gefügeschäden: keine.</p>



Bohrkern Nr. / Probe Nr.	Material und Beobach- tungstiefe	Beobachtungen
5 / 1	Mauerstein, Mauermörtel 5 cm	<p><u>Mauerstein</u>                      Gesteinsart: Sandstein, granitischer Sandstein, Typ Lothenbacher                      Zusammensetzung: Quarz / Feldspar, Karbonatanteil bis 10-15% (Foto M5).                      Kornform / Korngrösse: Eckig, bis 2 mm.                      Gefüge: kompakt, Körner sind gerissen.                      Kapillarporosität: zur Teil erhöht zwischen einzelnen Körner (Foto M6).                      Makroporen: keine.                      Gefügeschäden: Körner oft gerissen (aus Gesteinsbildung, kein Gefüge-                      schaden, Foto M7); keine sekundäre Gefügebrauflöckerung</p> <p><u>Zementmörtel:</u>                      Bindemittel: Portlandzement (Foto M8).                      Zuschlag: karbonatisch/silikatisch, kantig-kubisch bis gerundet, 0.2- 20 mm                      Mischung: ausgewogen bis etwas mager.                      Gefüge: recht kompakt                      Kapillarporosität: mittel (Foto M9).                      Makroporen: eher viele Luftporen mit stark wechselndem Durchmesser 0.2-3                      mm, Foto M8).                      Konzept: grobkörniger, etwas magerer PC-Mauermörtel, etwas inhomogen                      (Handmischung)                      Gefügeschäden: keine</p>
6 / 1	Mauerstein, Mauermörtel 20 cm	<p><u>Mauerstein:</u> Zusammensetzung wie Probe 2.1, keine Gefügebrauflöckerung                      (Foto M10)</p> <p><u>Mauermörtel:</u> Zusammensetzung wie Probe 5.1</p> <p>Besonderes:                      Gesteinsverformung mit Rissbildung in Richtung Zugspannung (etwa 1.5 mm                      breit) wegen lokaler Überlastung der Baustoffe (während der Bauarbeiten).</p>



Bohrkern Nr. / Probe Nr.	Material und Beobach- tungstiefe	Beobachtungen
7 / 1	Beton 65 cm	Bindemittel: Portlandzement (Foto M11). Zuschlag: karbonatisch/silikatisch, kantig-kubisch bis gerundet, 0.2- 18 mm Mischung: ausgewogen bis etwas mager, inhomogen. Gefüge: kompakt. Kapillarporosität: mittel, lokal hoch, inhomogen. Makroporen: etliche Luftporen (Durchmesser 0.4 mm, selten bis 1.6 mm). Konzept: eher bescheidene Betonqualität, etwas mager, eher hoher WZ-Wert. Gefügeschäden: Mikrorisse vereinzelt (Schwindrisse).
8 / 1	Beton 120 cm	Bindemittel: Portlandzement. Zuschlag: karbonatisch/silikatisch, kantig-kubisch bis gerundet, 0.2- 20 mm. Mischung: ausgewogen bis etwas mager, inhomogen. Gefüge: kompakt. Kapillarporosität: mittel, lokal hoch, inhomogen (Foto M12). Makroporen: etliche Luftporen (Durchmesser 0.4 mm, selten bis 1.6 mm). Konzept: eher bescheidene Betonqualität, etwas mager, eher hoher WZ-Wert. Gefügeschäden: Mikrorisse vereinzelt (Schwindrisse).



Bohrkern Nr. / Probe Nr.	Material und Beobach- tungstiefe	Beobachtungen
9 / 1	Mauerstein, Mauermörtel 35 cm	<p><u>Mauerstein</u> Zusammensetzung wie Probe 2 / 1 (Foto M14)</p> <p><u>Zementmörtel:</u> Zusammensetzung wie Probe 5 / 1 Gefügeschäden: vereinzelt Mikrorisse (Foto M13), Kontakt mit Sandstein auch gerissen (Foto M14).</p>
10 / 1	Beton 130 cm	<p><u>Beton:</u> Bindemittel: Portlandzement. Zuschlag: karbonatisch/silikatisch, kantig-kubisch bis gerundet, 0.2- 20 mm. Mischung: sehr mager. Gefüge: nicht kompakt, Sickerbetongefüge. Kapillarporosität: niedrig bis hoch, inhomogen (Foto M15). Makroporen: Verdichtungsstörungen mit Durchmesser bis 18 mm. Konzept: Füllbeton, Auffüllung hinter der Stirnwand. Gefügeschäden: vereinzelt Mikrorisse d.h. Schindrisse (Foto M15).</p>

M106 Photographische Dokumentation Mikroskopie

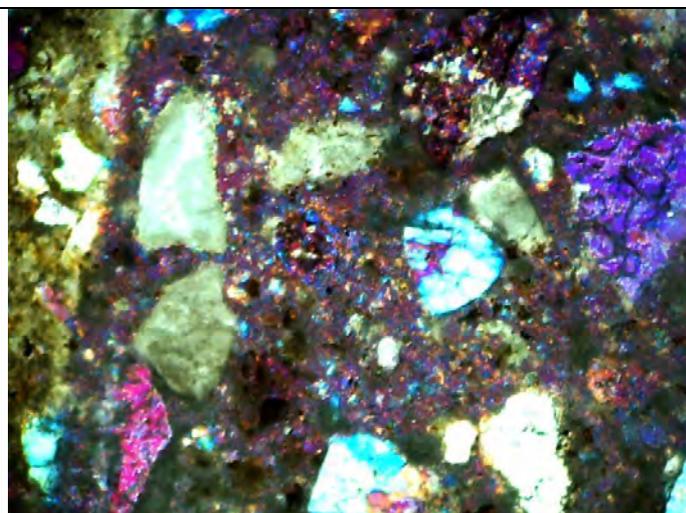


Foto M1  
Bohrkern 1 / Probe 1  
Portlandzementrelikt

Bildbreite: 1 mm  
Polarisation

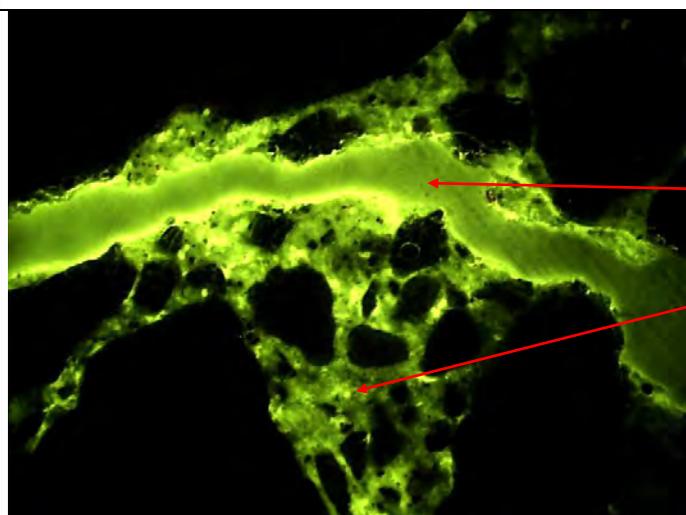


Foto M2  
Bohrkern 1 / Probe 1  
Mikroriss im Mauermörtel mit etwa 0.2 mm Breite.  
Die Dunkelgelbe Farbe des Mörtels weist auf eine niedrige bis mittlere Kapillarporosität.

Bildbreite: 2 mm  
UV-Fluoreszenzaufnahme

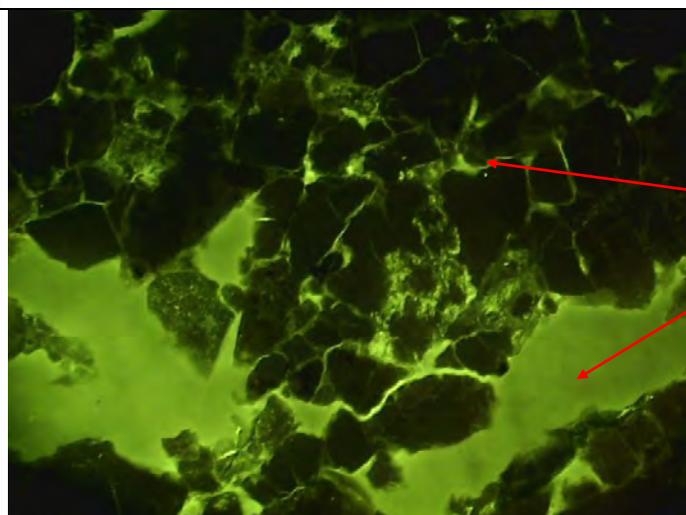
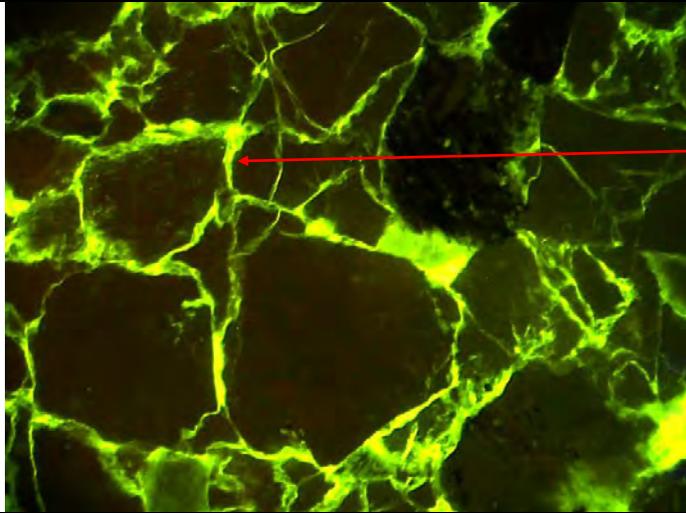
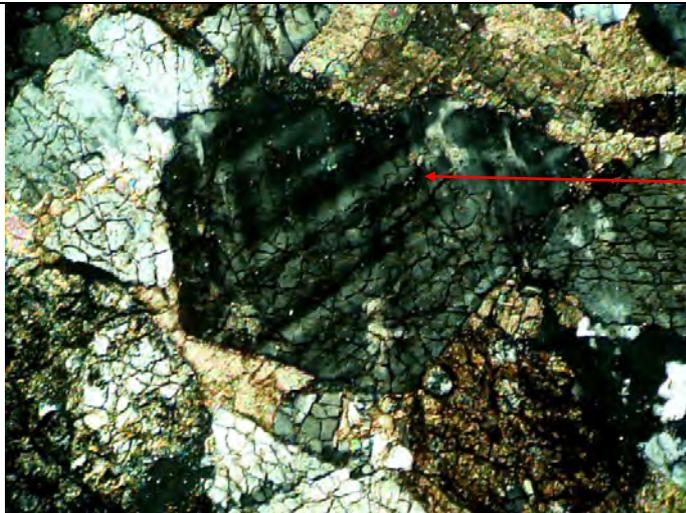
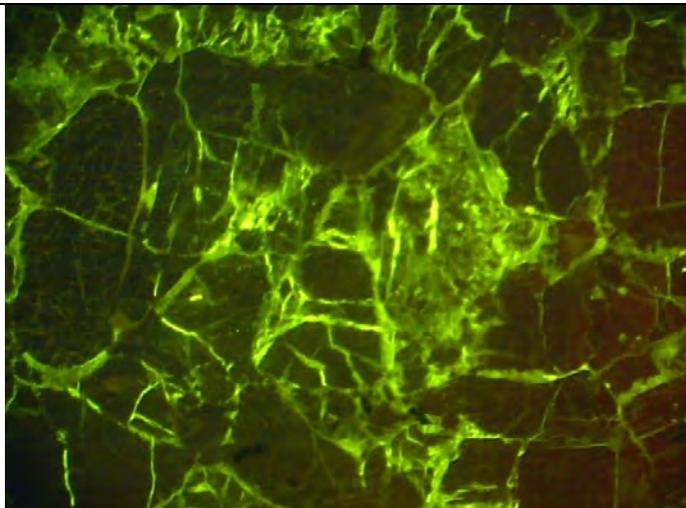


Foto M3  
Bohrkern 2 / Probe 1  
Erhöhte Kapillarporosität zwischen den Körner des Sandsteins  
Sackporen bis 3 mm lang im Sandstein vorhanden

Bildbreite: 2 mm  
UV-Fluoreszenzaufnahme



	<p>Foto M4</p> <p>Bohrkern 2 / Probe 1</p> <p>Gefügauflockerung des Sandsteins</p> <p>Bildbreite: 1 mm Polarisation</p>
	<p>Foto M5</p> <p>Bohrkern 5 / Probe 1</p> <p>Kalzitkristall</p> <p>Alle Körner zeigen Mikrorisse aus Gesteinsbildung auf.</p> <p>Bildbreite: 1 mm Polarisation</p>
	<p>Foto M6</p> <p>Bohrkern 5 / Probe 1</p> <p>Kapillarporen des Sandsteins erscheinen unter UV Licht in Dunkelgelb. Am Kontakt mit der Fuge ist der Stein wegen der Bearbeitung eher aufgelockert.</p> <p>Bildbreite: 2 mm UV-Fluoreszenzaufnahme</p>

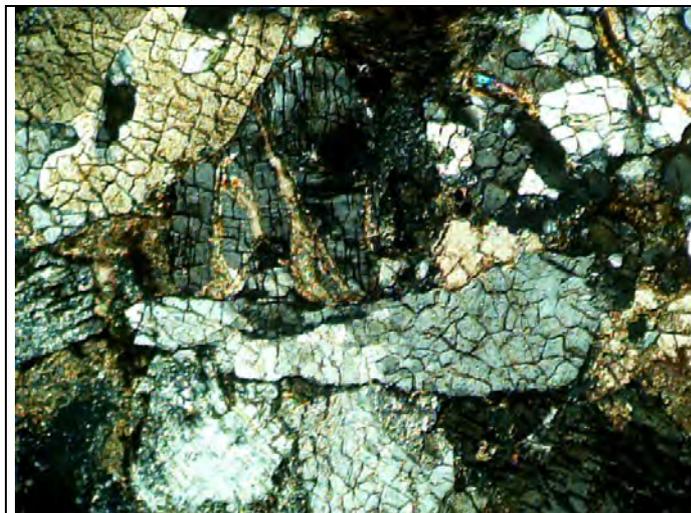


Foto M7

Bohrkern 5 / Probe 1

Gerissene Körner aus Gesteinsbildung im Sandstein

Bildbreite: 1 mm  
Polarisation

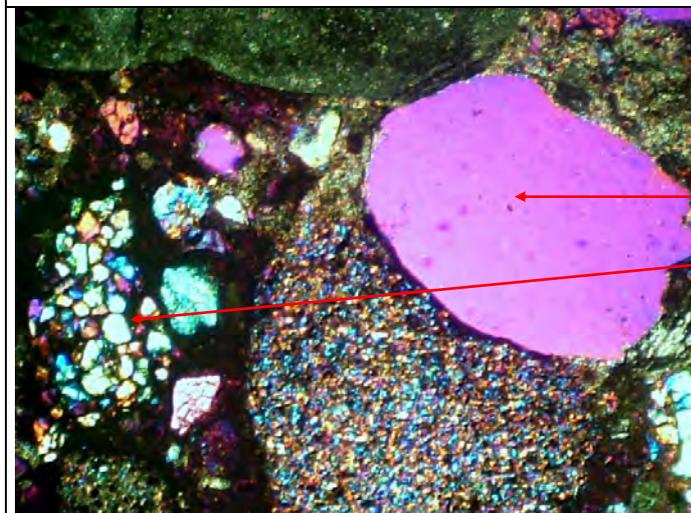


Foto M8

Bohrkern 5 / Probe 1

Luftpore

Portlandzement

Bildbreite: 2 mm  
Polarisation

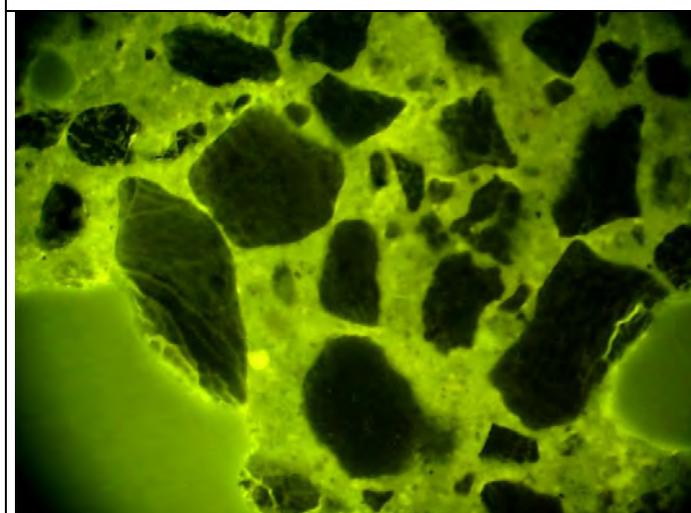


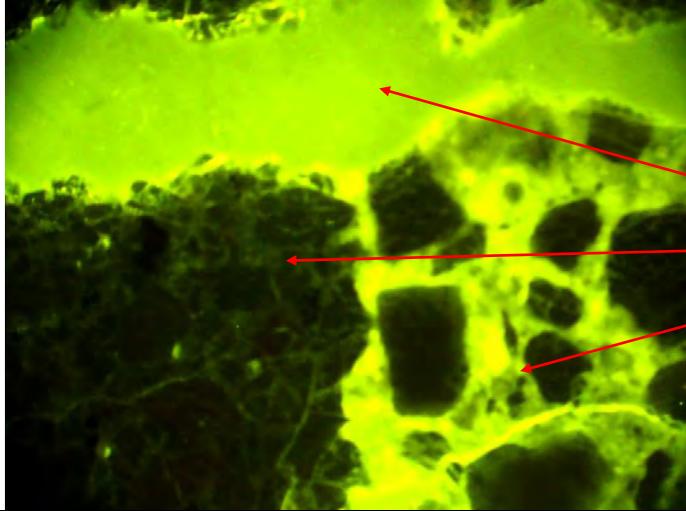
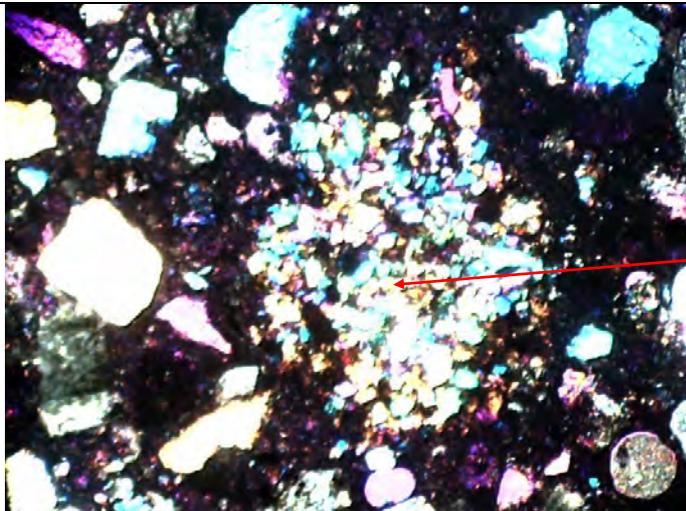
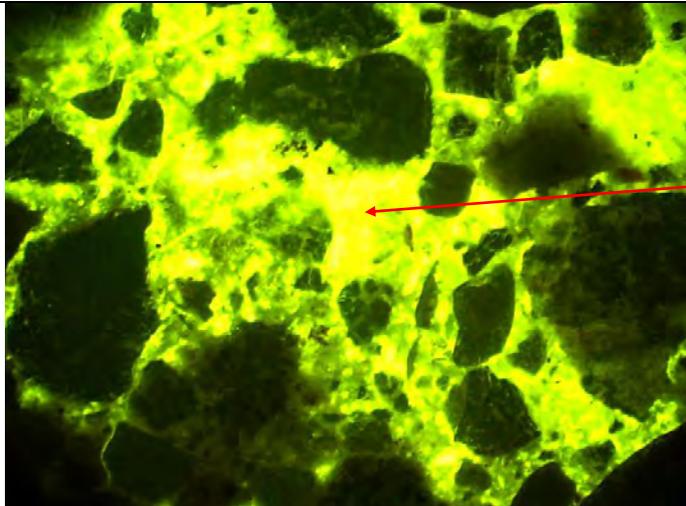
Foto M9

Bohrkern 5 / Probe 1

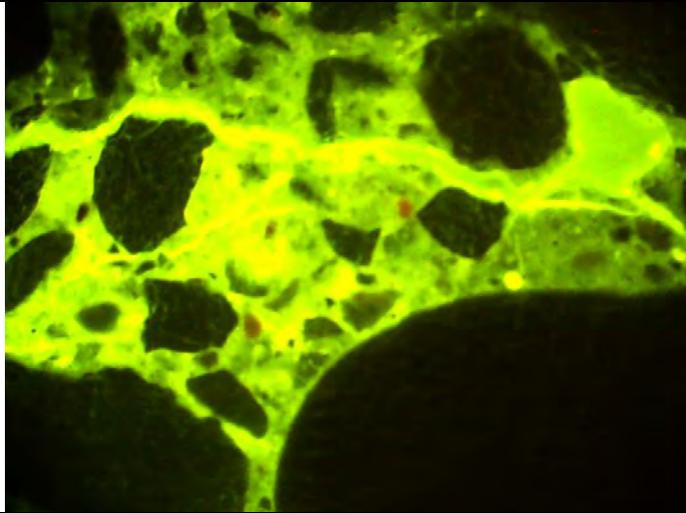
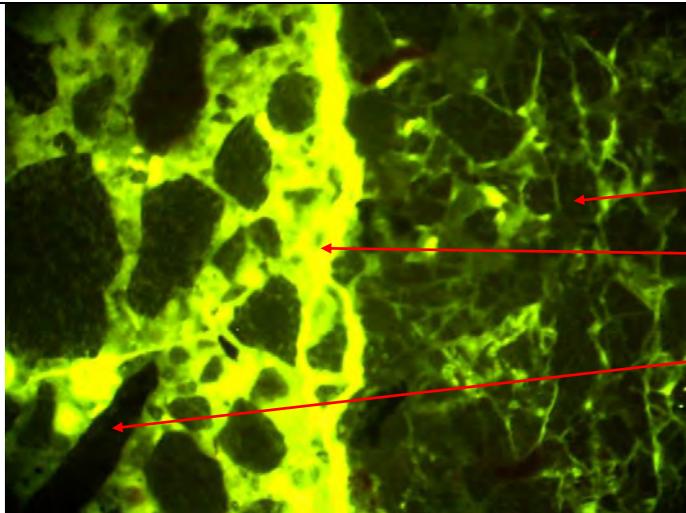
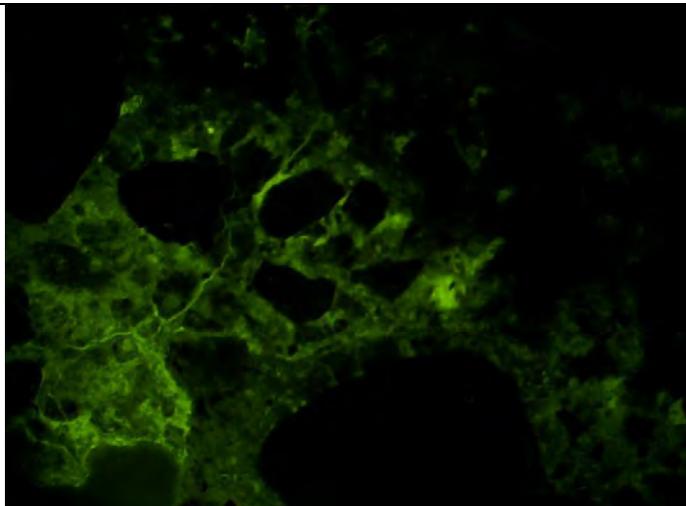
Porosität des Mörtels

Bildbreite: 2 mm  
UV-Fluoreszenzaufnahme



	<p>Foto M10 Bohrkern 6 / Probe 1</p> <p>Riss, etwas 0.3 mm breit</p> <p>Sandstein weist auf niedrige Kapillarporosität hin</p> <p>Mörtel mit mittlere Kapillarporosität.</p> <p>Bildbreite: 2 mm UV-Fluoreszenzaufnahme</p>
	<p>Foto M11 Bohrkern 7 / Probe 1</p> <p>Portlandzement</p> <p>Bildbreite: 2 mm Polarisation</p>
	<p>Foto M12 Bohrkern 8 / Probe 1</p> <p>Porosität des Betons nimmt im mittleren Bereich des Fotos zu</p> <p>Bildbreite: 2 mm UV-Fluoreszenzaufnahme</p>



	<p>Foto M13</p> <p>Bohrkern 9 / Probe 1</p> <p>Gerissene Körner im Sandstein</p> <p>Bildbreite: 2 mm UV-Fluoreszenzaufnahme</p>
	<p>Foto M14</p> <p>Bohrkern 9 / Probe 1</p> <p>Sandstein</p> <p>Mikroriss beim Kontakt zwischen Mörtel und Sandstein</p> <p>Mörtel</p> <p>Bildbreite: 2 mm UV-Fluoreszenzaufnahme</p>
	<p>Foto M15</p> <p>Bohrkern 10 / Probe 1</p> <p>Porosität des Betons erscheint niedrig zu sein. Vereinzelt Mikrorisse sind auch erkennbar</p> <p>Bildbreite: 2 mm UV-Fluoreszenzaufnahme</p>

---

## Anhang C

# Dokumentation Bohrlöcher



Abbildung 1: Bohrloch Bohrkern 1



Abbildung 2: Bohrloch Bohrkern 2



Abbildung 3: Bohrloch Bohrkern 3



Abbildung 4: Bohrloch Bohrkern 4



Abbildung 5: Bohrloch Bohrkern 5



Abbildung 6: Bohrloch Bohrkern 6



Abbildung 7: Bohrloch Bohrkern 7



Abbildung 8: Bohrloch Bohrkern 8



Abbildung 9: Bohrloch Bohrkern 9



Abbildung 10: Bohrloch Bohrkern 10



Abbildung 11: Bohrloch Bohrkern 11



Abbildung 12: Bohrloch Bohrkern 12



Abbildung 13: Bohrloch Bohrkern 13

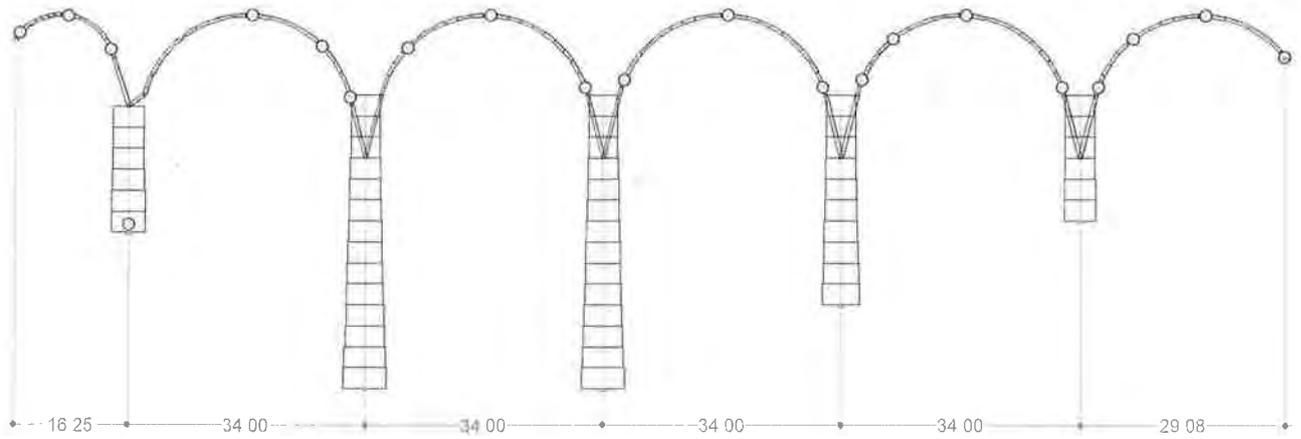
---

## Anhang D

# Statische Berechnungen

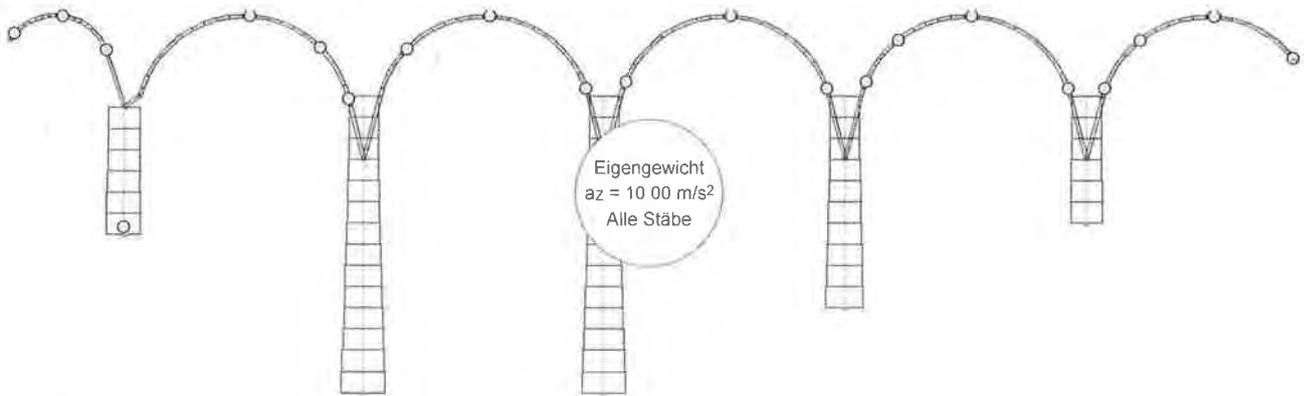
Struktur

Mstb. 1:1081.9



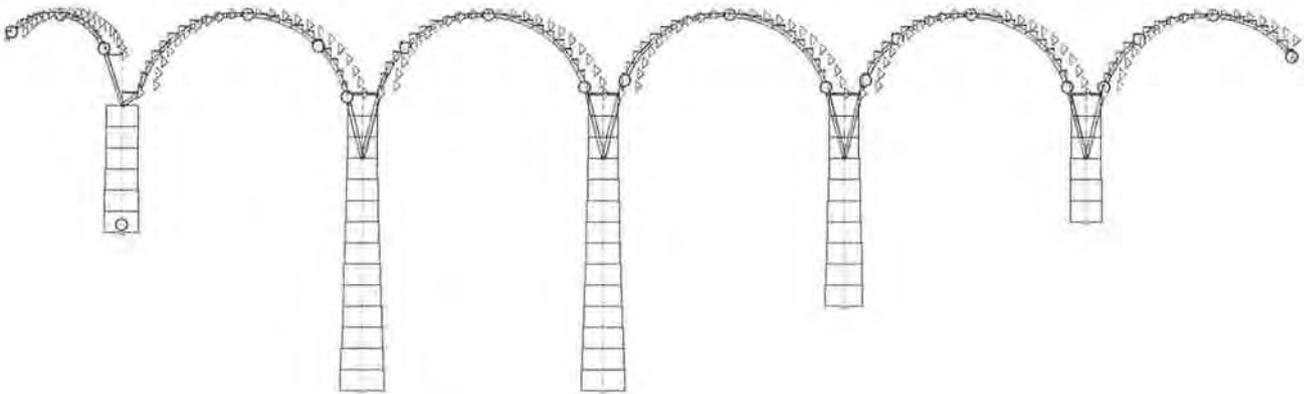
Belastung EG: Eigengewicht

Mstb. 1:1071.3



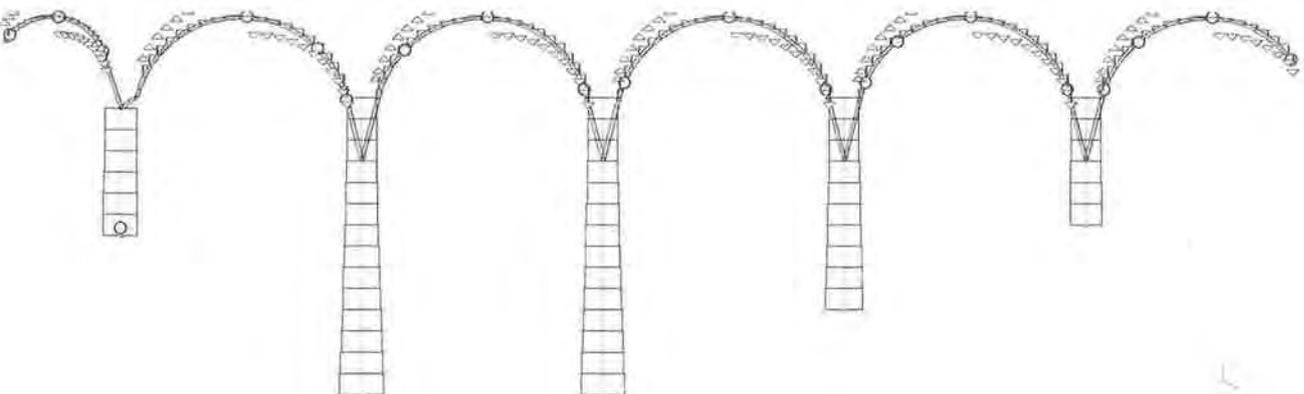
Belastung B2: Auflasten vertikal

Mstb. 1:1071.3



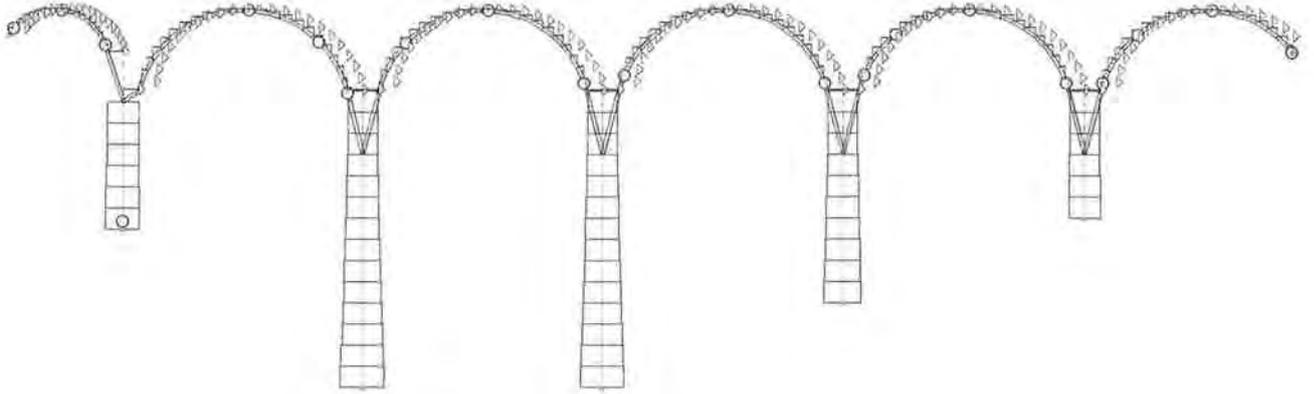
Belastung B3: Auflasten horizontal

Mstb. 1:1071.3



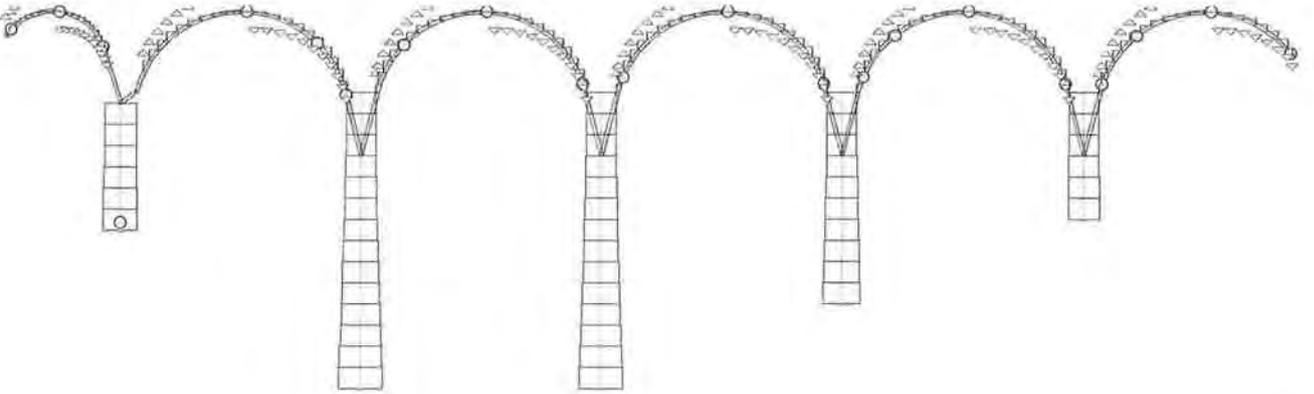
Belastung B6: LM1verteilt\_vert

Mstb. 1:1071.3



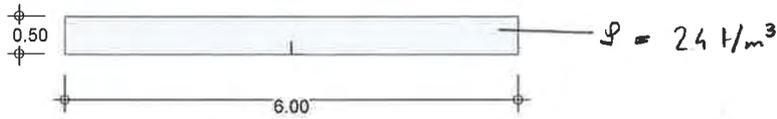
Belastung B7: LM1vert\_hor

Mstb. 1:1071.3



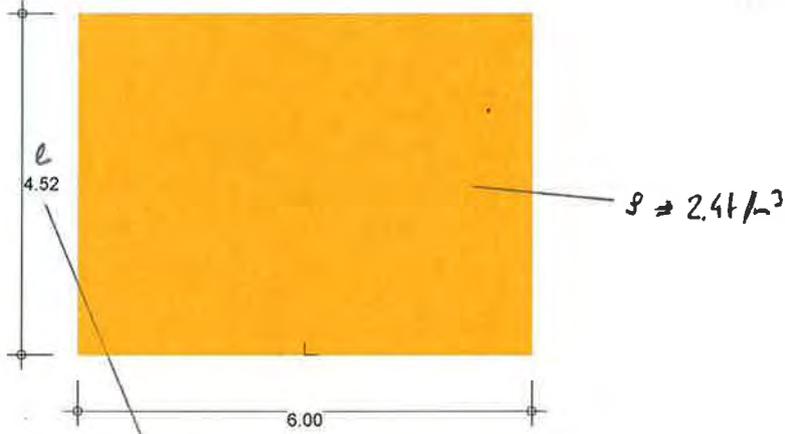
S-R: C(C25/30) — Gewölbequerschnitt

Mstb. 1:100.0



S-R77: X2(-) — Beispiel Pfeilerquerschnitt

Mstb. 1:100.0



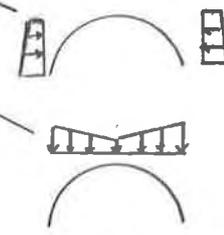
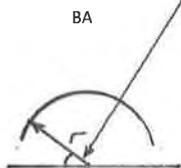
Bem

- Pfeilerbreite konstant
- Pfeilerlänge  $e$  variabel

im Bereich Pfeiler von oben nach unten zunehmend!

Standartbogen r 15.25 m horizontal  
u.min 0.6 m Phi 36 e0 0.412  
Gamma 22 kN/m<sup>3</sup>  
Breite 6 m

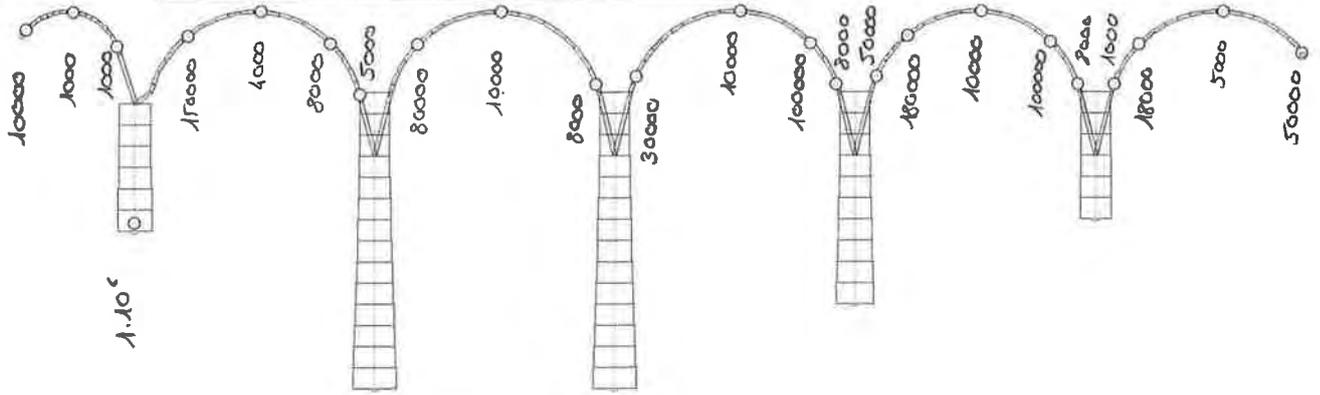
	Winkel [Grad]	[rad]	(Pi/2-rad) [rad]	Höhe [m]	Last [kN]	Hinterfüllung Last*Breite [kN]	Aufbau [kN]	Belag [kN]	Summe [kN/m']	horizontal [kN/m']
BA	14.8	0.258	1.312	11.95	263	1578	98.7	3.2	1680	692
	19.1	0.333	1.237	10.86	239	1434	98.7	3.2	1535	633
	26.1	0.456	1.115	9.14	201	1207	98.7	3.2	1309	539
	33.1	0.578	0.993	7.52	165	993	98.7	3.2	1095	451
	40.1	0.700	0.871	6.03	133	796	98.7	3.2	897	370
	47.1	0.822	0.749	4.68	103	618	98.7	3.2	719	297
	54.1	0.944	0.627	3.50	77	462	98.7	3.2	563	232
	61.1	1.066	0.504	2.50	55	330	98.7	3.2	432	178
	68.1	1.189	0.382	1.70	37	224	98.7	3.2	326	135
	75.1	1.311	0.260	1.11	24	147	98.7	3.2	249	103
	82.1	1.433	0.138	0.74	16	98	98.7	3.2	200	83
	89.1	1.555	0.016	0.60	13	79	98.7	3.2	181	75
	96.1	1.677	0.106	0.69	15	91	98.7	3.2	192	79
	103.1	1.799	0.229	1.00	22	132	98.7	3.2	233	96
	110.1	1.922	0.351	1.53	34	202	98.7	3.2	304	125
	117.1	2.044	0.473	2.27	50	300	98.7	3.2	402	166
	124.1	2.166	0.595	3.22	71	425	98.7	3.2	527	217
	131.1	2.288	0.717	4.36	96	575	98.7	3.2	677	279
	138.1	2.410	0.840	5.67	125	748	98.7	3.2	850	350
	145.1	2.532	0.962	7.12	157	940	98.7	3.2	1042	430
	152.1	2.655	1.084	8.71	192	1150	98.7	3.2	1252	516
	159.1	2.777	1.206	10.41	229	1374	98.7	3.2	1476	608
BE	165.2	2.883	1.312	11.95	263	1578	98.7	3.2	1680	692
<hr/>										
Randbogen	33.7	0.588	0.983	7.39	163	975	98.7	3.2	1077	444
	40.7	0.710	0.860	5.91	130	780	98.7	3.2	881	363
	47.7	0.833	0.738	4.57	101	603	98.7	3.2	705	291
	54.7	0.955	0.616	3.40	75	449	98.7	3.2	551	227
	61.7	1.077	0.494	2.42	53	320	98.7	3.2	422	174
	68.7	1.199	0.372	1.64	36	217	98.7	3.2	319	131
	75.7	1.321	0.250	1.07	24	142	98.7	3.2	243	100
	82.7	1.443	0.127	0.72	16	96	98.7	3.2	197	81
	89.7	1.566	0.005	0.60	13	79	98.7	3.2	181	75
	96.7	1.688	0.117	0.70	15	93	98.7	3.2	195	80
	103.7	1.810	0.239	1.03	23	136	98.7	3.2	238	98
	110.7	1.932	0.361	1.58	35	209	98.7	3.2	311	128
	117.7	2.054	0.483	2.35	52	310	98.7	3.2	412	170
	124.7	2.176	0.606	3.31	73	437	98.7	3.2	539	222
	131.7	2.299	0.728	4.46	98	589	98.7	3.2	691	285
	138.7	2.421	0.850	5.78	127	764	98.7	3.2	866	357
	145.7	2.543	0.972	7.26	160	958	98.7	3.2	1060	437
	152.7	2.665	1.094	8.86	195	1169	98.7	3.2	1271	524
	159.7	2.787	1.216	10.56	232	1394	98.7	3.2	1496	617
	167.3	2.920	1.349	12.50	275	1650	98.7	3.2	1752	722
	167.3	2.920	1.349	14.17	312	1870	98.7	3.2	1972	813

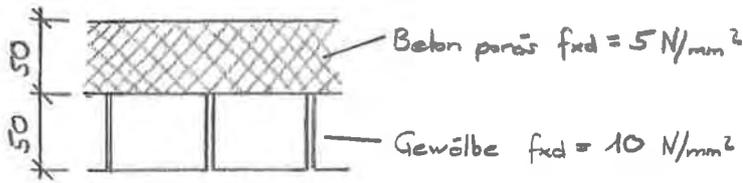


Struktur

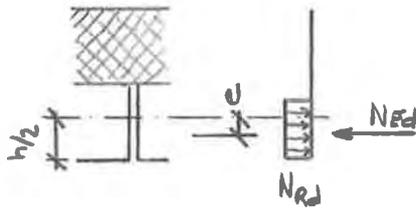
Definition der spezifischen Gelenkkomponenten  $R_y$

Mstab. 1:1072.2





Druckresultierende im Stein



$$N_{Rd} = \left(\frac{h}{2} - e\right) \cdot 2 \cdot b \cdot f_{kd}$$

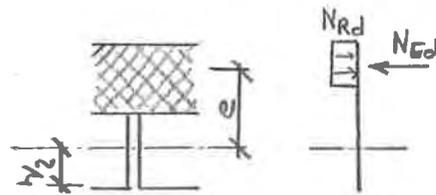
mit  $b = 6000 \text{ mm}$  (Bauwerksbreite)

$h = 500 \text{ mm}$  (Steinhöhe)

$f_{kd} = 10 \text{ N/mm}^2$

$$N_{Rd} = \left(\frac{500}{2} - e\right) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 10$$

Druckresultierende im Beton



$$N_{Rd} = \left(1000 - \frac{h}{2} - e\right) \cdot 2 \cdot b \cdot f_{kd}$$

mit  $b = 6000 \text{ mm}$  (Bauwerksbreite)

$h = 500 \text{ mm}$  (Steinhöhe)

$f_{kd} = 5 \text{ N/mm}^2$

$$N_{Rd} = (750 - e) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5$$

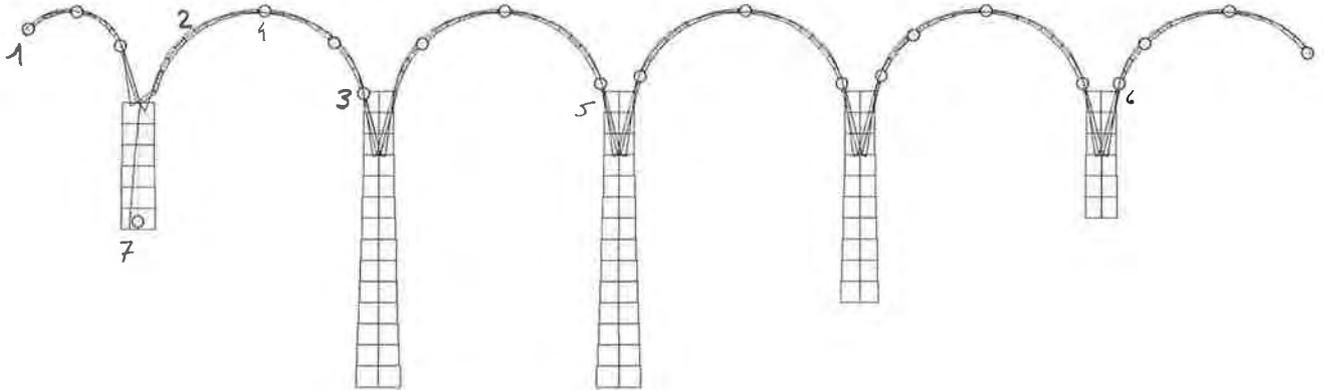
Resultatkombination

Resultatkombination ständig-sup

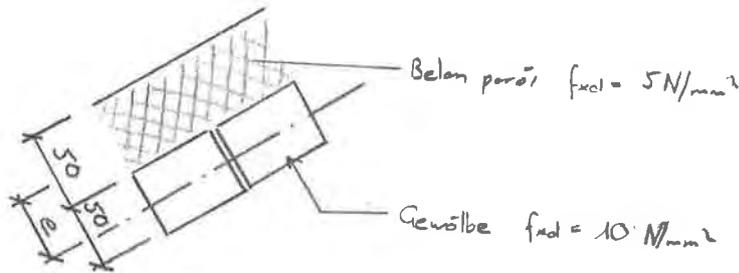
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.350	Eigengewicht
B2	1.350	Auflasten vertikal
B3	1.350	Auflasten horizontal

Normalkraftlinie [m] für: ständig-sup

Mstab. 1:1070.8



1)  $N_{Ed} = 5475 \text{ kN}$   
 $e = 31 \text{ cm}$



$N_{Rd} = (1000 - e - 250) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = 440 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{264000 \text{ kN}}}$

2)  $N_{Ed} = 7620 \text{ kN}$   
 $e = 58 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot 170 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{114000 \text{ kN}}}$

5)  $N_{Ed} = 11604 \text{ kN}$   
 $e = 12 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot 130 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{156000 \text{ kN}}}$

3)  $N_{Ed} = 14421 \text{ kN}$   
 $e = 10 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot 150 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{180000 \text{ kN}}}$

6)  $N_{Ed} = 14558 \text{ kN}$   
 $e = 19 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot (6+7) \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{156000 \text{ kN}}}$

4)  $N_{Ed} = 8031 \text{ kN}$   
 $e = 18 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot 70 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{84000 \text{ kN}}}$

7)  $N_{Ed} = 46661 \text{ kN}$   
 $e = 1.19$

$N_{Rd} = (2 - 1.19) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{48600 \text{ kN}}}$

Alle Nachweise können erfüllt werden

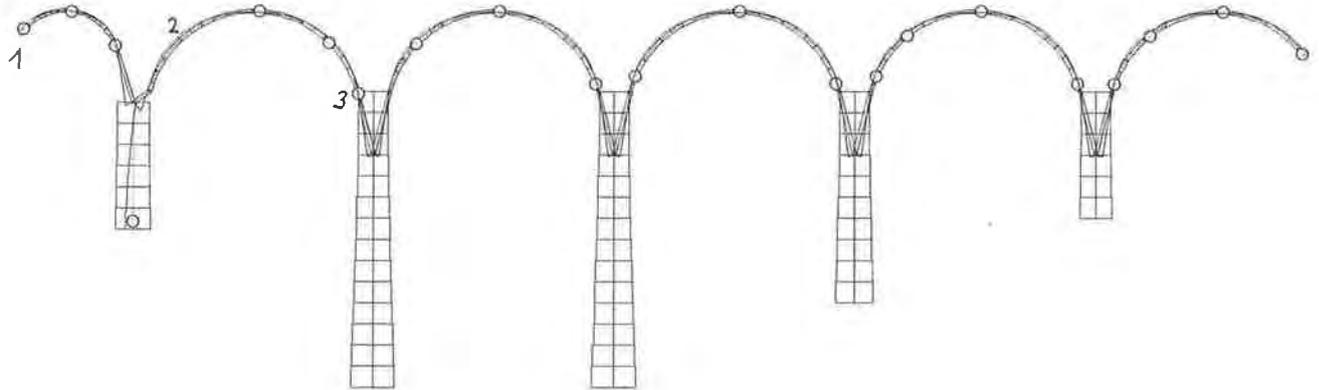
**Resultatkombination**

**Resultatkombination ständig-inf**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.700	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal

Normalkraftlinie [m] für: ständig-inf

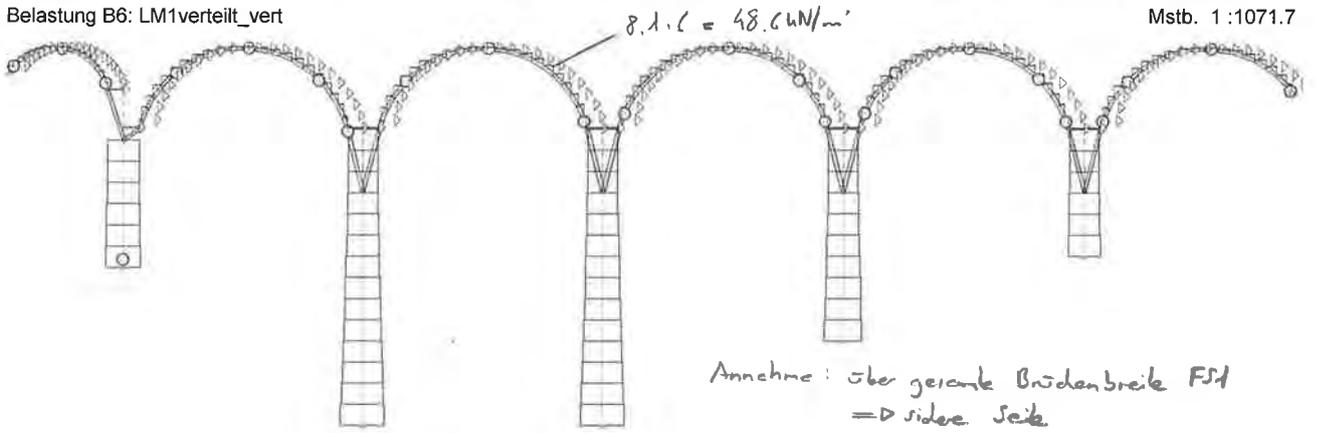
Mstab. 1:1070.9



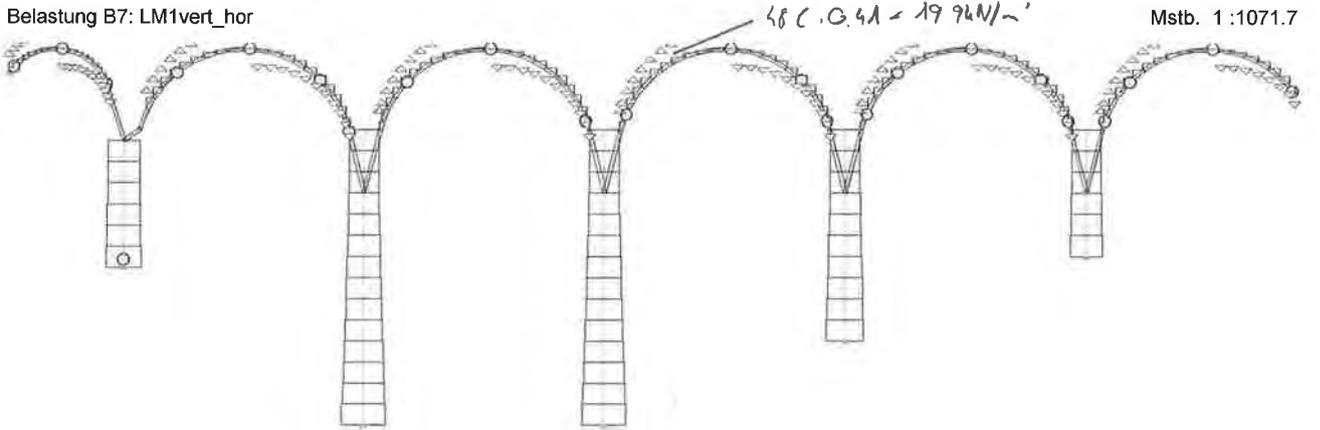
Lauffall nicht mangelnd!

Im Verentschieden entspricht diese Berechnung dem Lauffall ständig-sup mit Faktor  $\frac{0,7}{13r}$

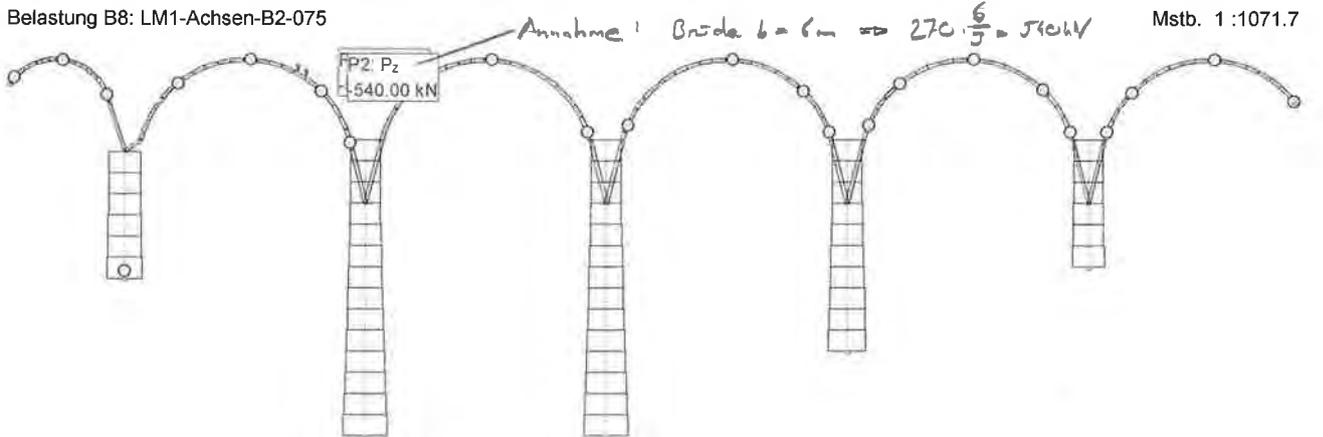
Belastung B6: LM1verteilt\_vert



Belastung B7: LM1vert\_hor



Belastung B8: LM1-Achsen-B2-075



Resultatkombination

Resultatkombination LM1-B2-075-sup

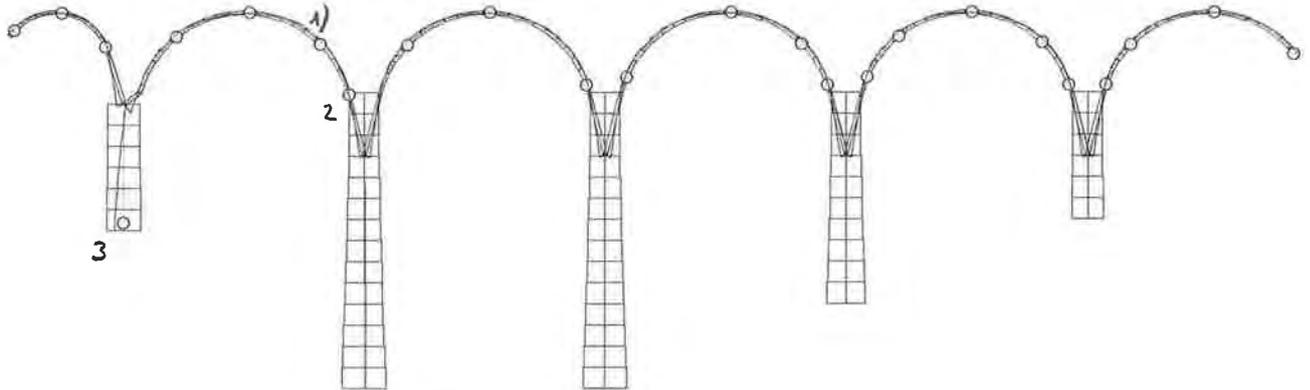
Id Belastung	Faktor	Beschreibung	
EG	1.350	Eigengewicht	0.8
B2	1.350	Auflasten vertikal	0.8
B3	1.350	Auflasten horizontal	0.7
B6	1.350	LM1verteilt_vert	1.35
B7	1.350	LM1vert_hor	1.35
B8	1.350	LM1-Achsen-B2-075	1.35

} auf Erddruck wirkend →  $\gamma_{sup} = 1.35$

nicht mangelnd

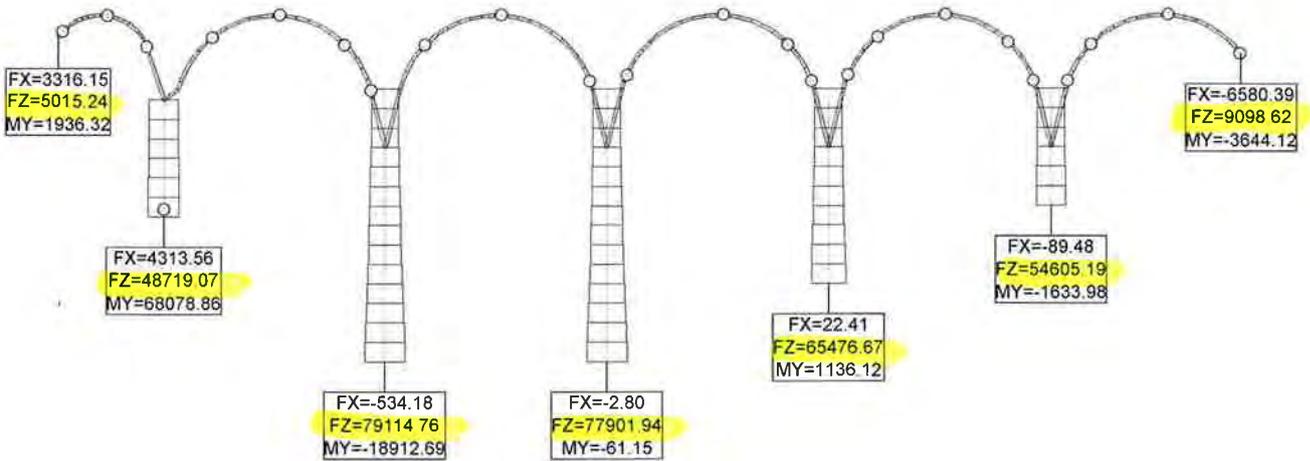
Normalkraftlinie [m] für: LM1-B2-075-sup

Mstab. 1:1070.7



Reaktionen [kN]/[kNm] für: LM1-B2-075-sup, Summe FX: 445.28, Summe FZ: 339931.48

Mstab. 1:1165.0



1)  $N_{Ed} = 10197 \text{ kN}$

$e = 55 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot 200 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{12000 \text{ kN}}}$

3)  $N_{Ed} = 48719 \text{ kN}$

$e = 14 \text{ cm}$

$N_{Rd} = (2.5 - 14) \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{66000 \text{ kN}}}$

2)  $N_{Ed} = 16779 \text{ kN}$

$e = 10 \text{ cm}$

$N_{Rd} = 2 \cdot 150 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{180000 \text{ kN}}}$

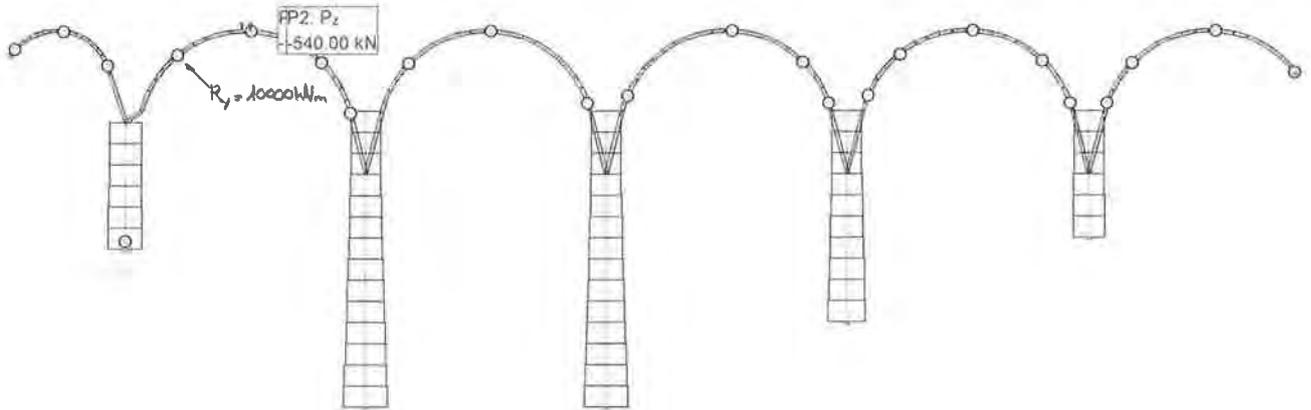
**Resultatkombination**

**Resultatkombination LM1-B2-050-sup**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.350	Eigengewicht
B2	1.350	Auflasten vertikal
B3	1.350	Auflasten horizontal
B6	1.350	LM1verteilt_vert
B7	1.350	LM1vert_hor
B4	1.350	LM1-Achsen-B2-050

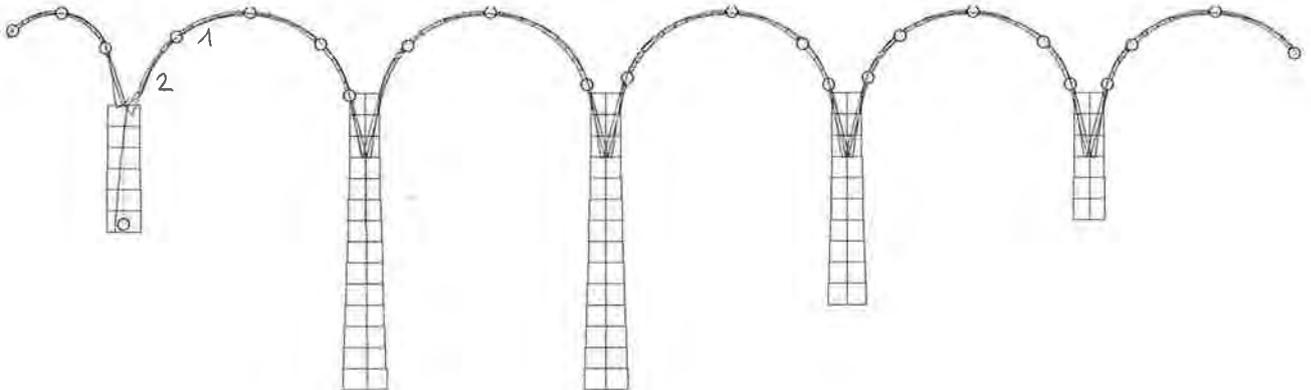
Belastung B4: LM1-Achsen-B2-050

Mstb. 1 : 1071.3



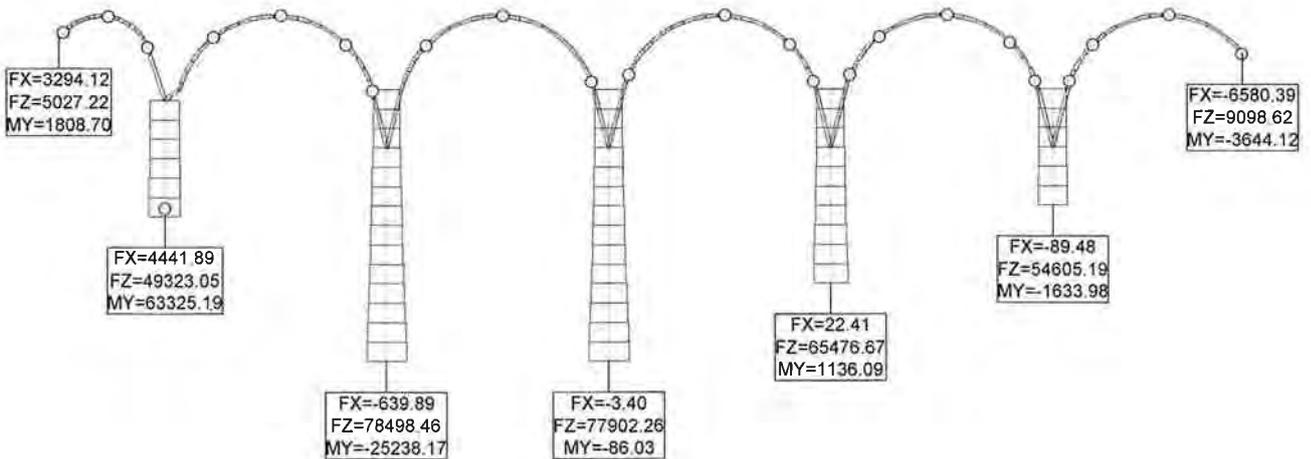
Normalkraftlinie [m] für: LM1-B2-050-sup

Mstb. 1 : 1070.6



Reaktionen [kN]/[kNm] für: LM1-B2-050-sup, Summe FX: 445.28, Summe FZ: 339931.48

Mstb. 1 : 1165.0



$$1) \quad \underline{N_{Ed} = 9857 \text{ kN}}$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 2 \cdot 90 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{10800 \text{ kN}}}$$

$$2) \quad \underline{N_{Ed} = 11268 \text{ kN}}$$

$$e = 13 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 2 \cdot 120 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{14400 \text{ kN}}}$$

- gleiches Modell mit Last bei Bogen / 4 nicht mangelhaft!

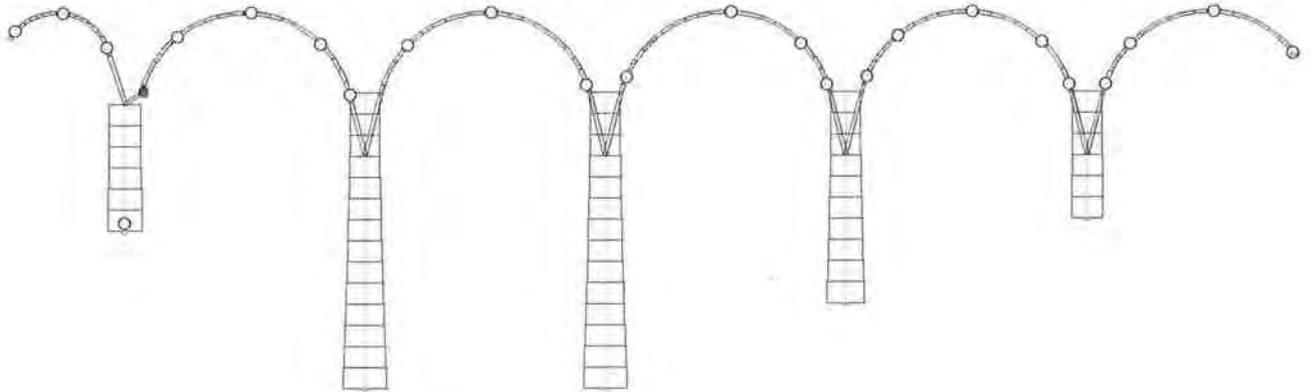
**Resultatkombination**

**Resultatkombination LM1-B2-075-inf-teil**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B8	1.350	LM1-Achsen-B2-075
B11	1.350	LM1verteilt-hor-B2-075
B9	1.350	LM1verteilt vert-B2-075

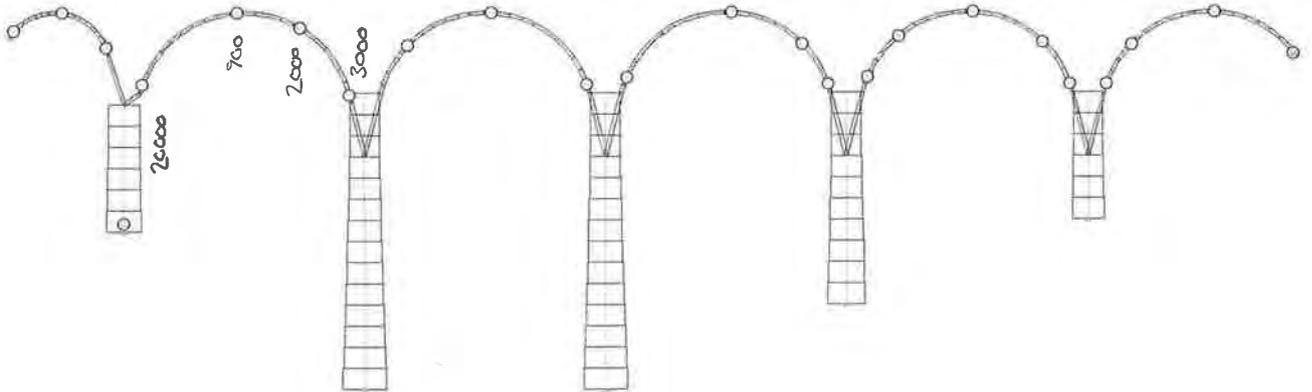
Struktur

Mstb. 1:1072.2



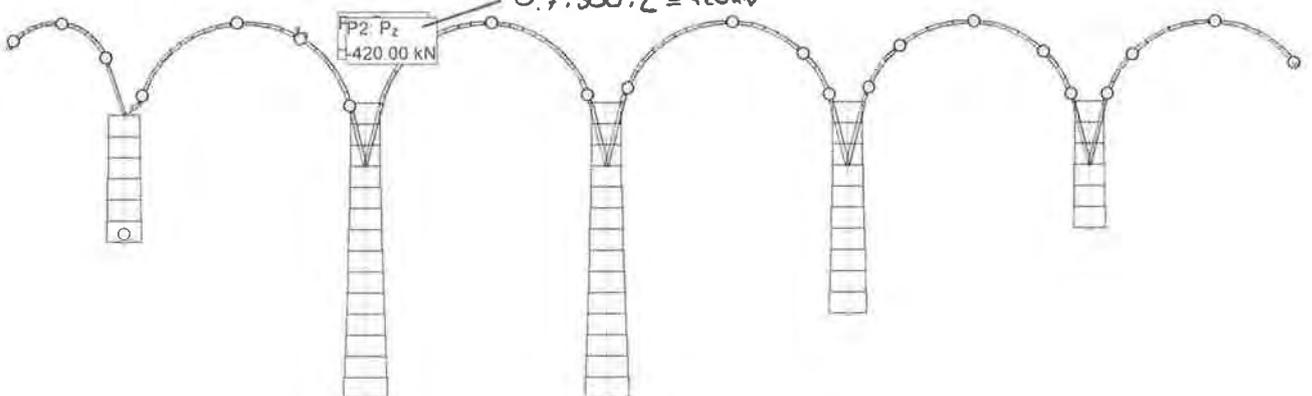
Struktur

Mstb. 1:1071.7



Belastung B8: LM1-Achsen-B2-075

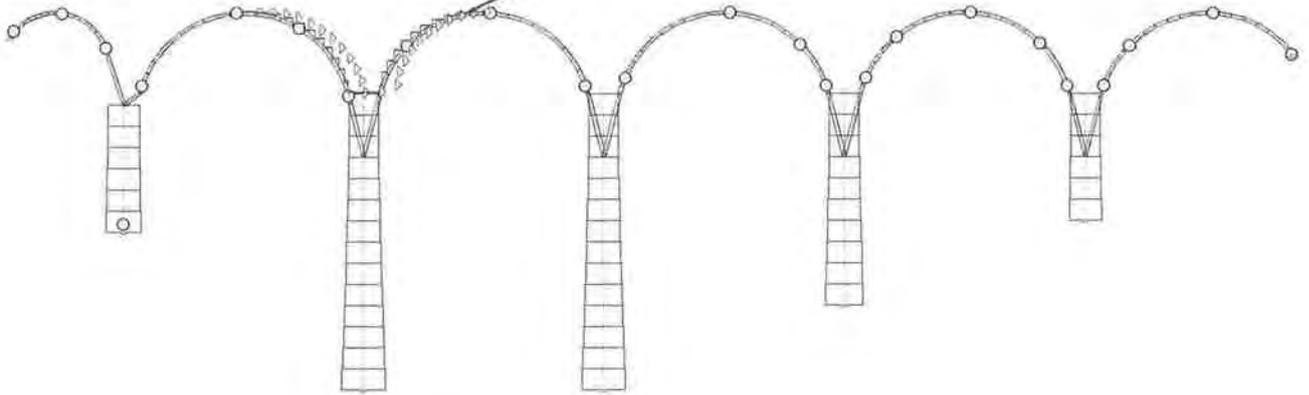
Mstb. 1:1071.7



Belastung B9: LM1verteilt\_vert-B2-075

$$9 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.5 \cdot 6 \text{ m} = 27 \text{ kN/m}$$

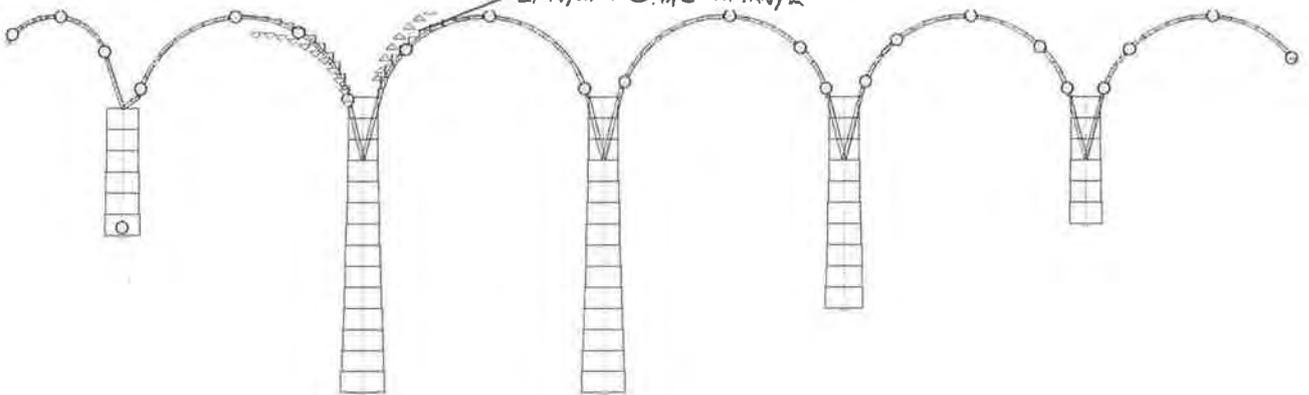
Mstb. 1:1071.7



Belastung B11: LM1verteilt\_hor-B2-075

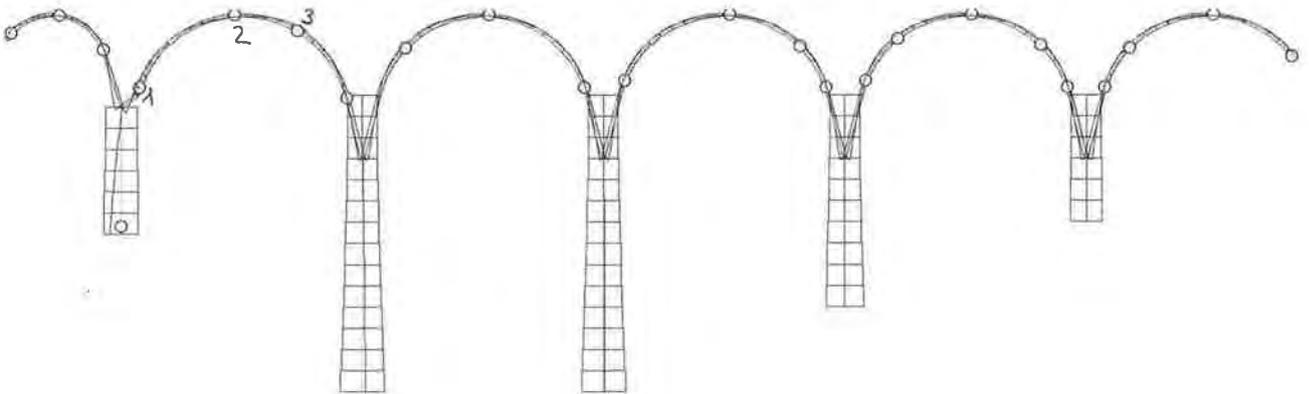
$$27 \text{ kN/m} \cdot 0.41 = 11.1 \text{ kN/m}$$

Mstb. 1:1071.7



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B2-075-inf-teil

Mstb. 1:1070.9



$$1) N_{Ed} = 8527 \text{ kN}$$

$$e = 58 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 170 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{10200 \text{ kN}}$$

$$3) N_{Ed} = 5392 \text{ kN}$$

$$e = 65 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 180 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{5400 \text{ kN}}$$

$$2) N_{Ed} = 5294 \text{ kN}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 100 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{6000 \text{ kN}}$$

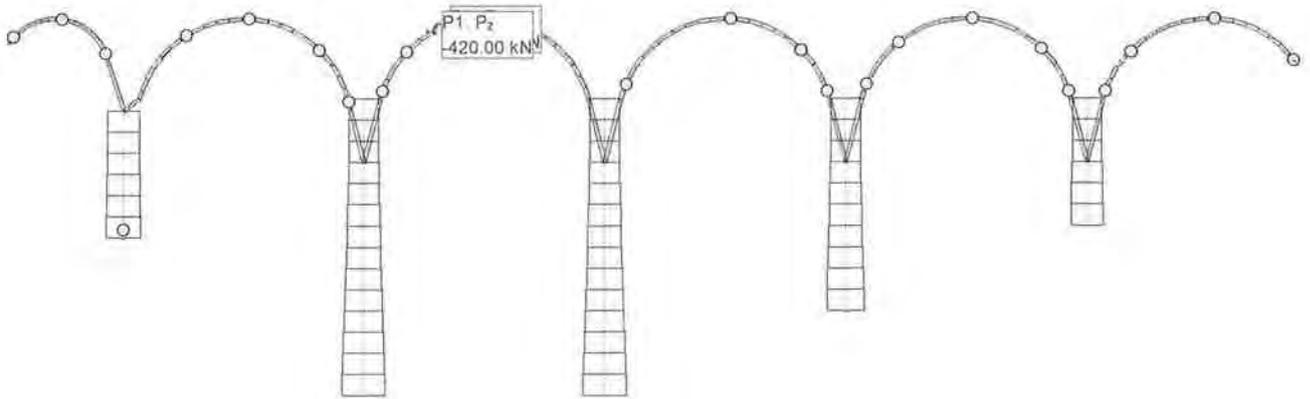
**Resultatkombination**

**Resultatkombination LM1-B3-025-inf-teil**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B11	1.350	LM1verteilt-hor-B2-075
B9	1.350	LM1verteilt_vert-B2-075
B12	1.350	LM1-Achsen-B3-025

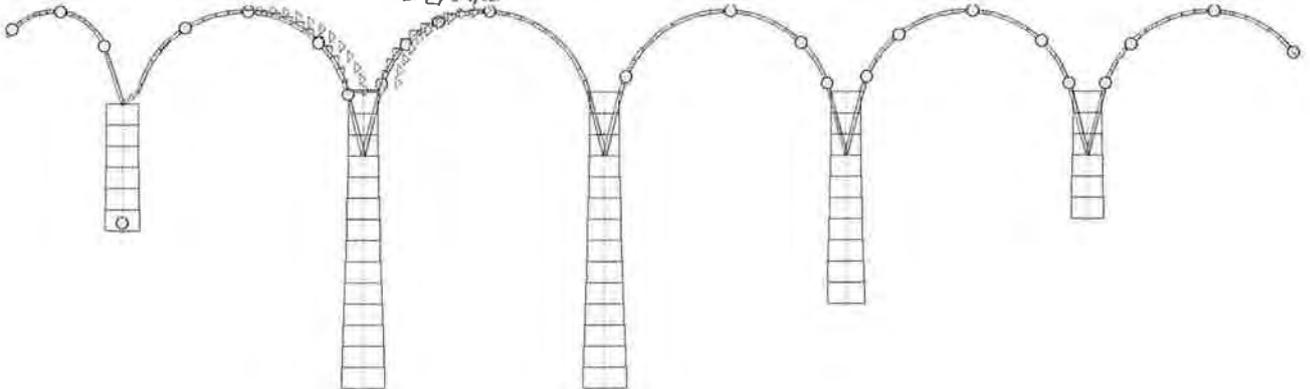
Belastung B12: LM1-Achsen-B3-025

Mstb. 1 :1070.0



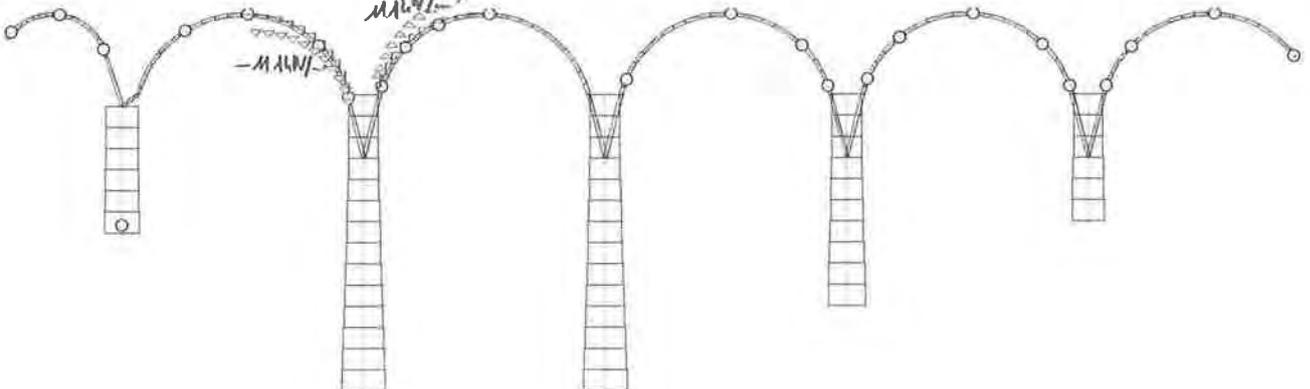
Belastung B9: LM1verteilt\_vert-B2-075

Mstb. 1 :1070.0



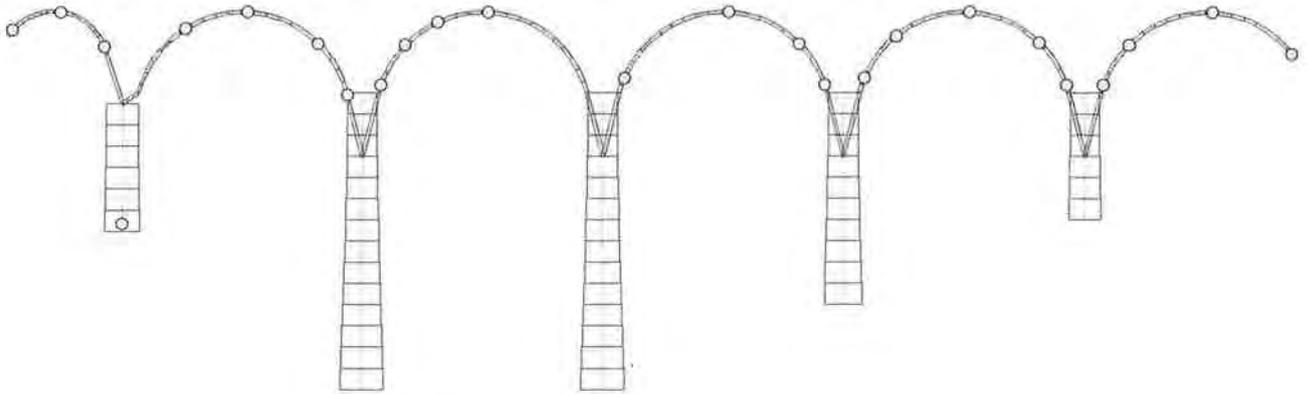
Belastung B11: LM1verteilt-hor-B2-075

Mstb. 1 :1070.0



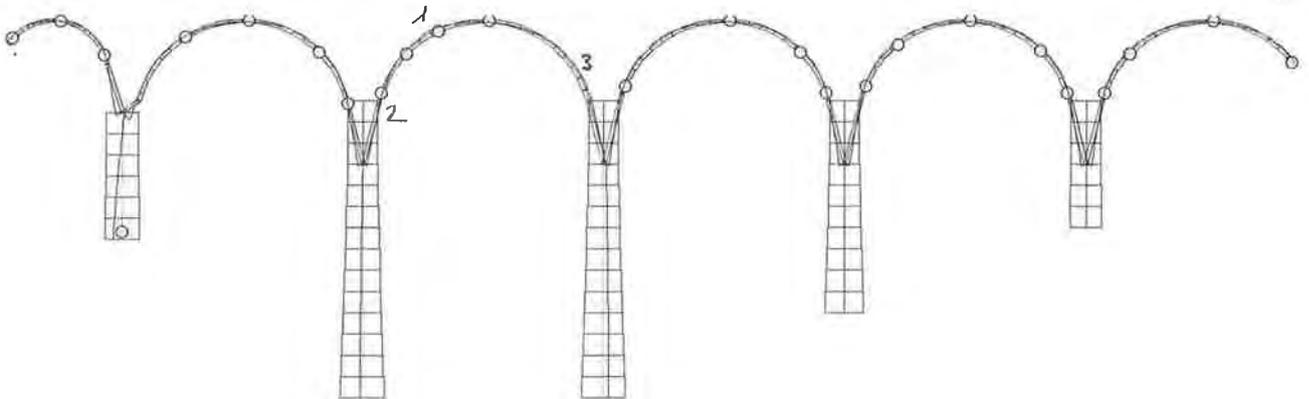
Struktur

Mstb. 1:1070.0



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B3-025-inf-teil

Mstb. 1:1070.6



$$1) \underline{N_{Ed} = 5701 \text{ kN}}$$

$$e = 58 \text{ cm}$$

$$N_{Red} = 170 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{10200 \text{ kN}}}$$

$$2) \underline{N_{Ed} = 10117 \text{ kN}}$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

$$N_{Red} = 90 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{10800 \text{ kN}}}$$

$$3) \underline{N_{Ed} = 7412 \text{ kN}}$$

$$e = 51 \text{ cm}$$

$$N_{Red} = 240 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{14400 \text{ kN}}}$$

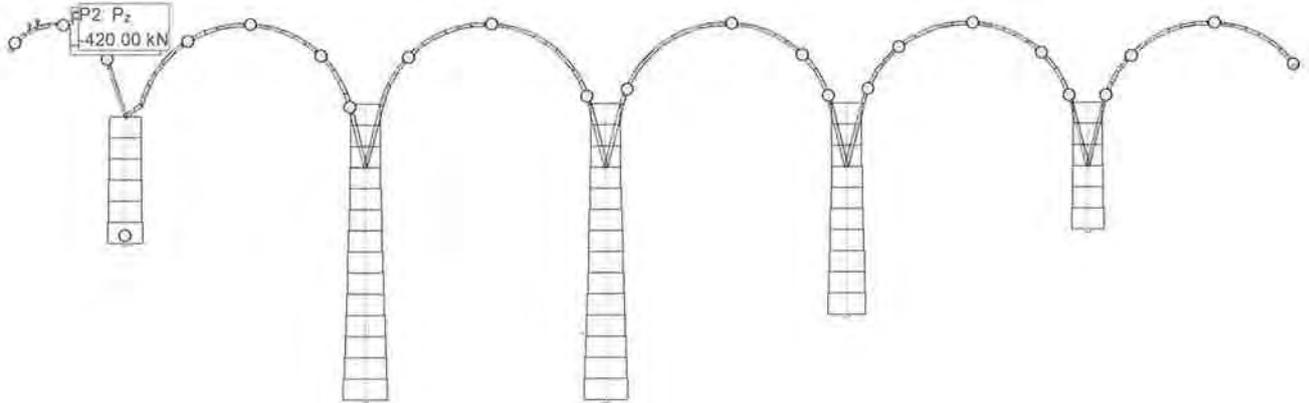
**Resultatkombination**

**Resultatkombination LM1-B1-025-inf**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B13	1.350	LM1-Achsen-B1-025
B14	1.350	LM1vert_hor_B1_025
B15	1.350	LM1verteilt_vert_B1_025

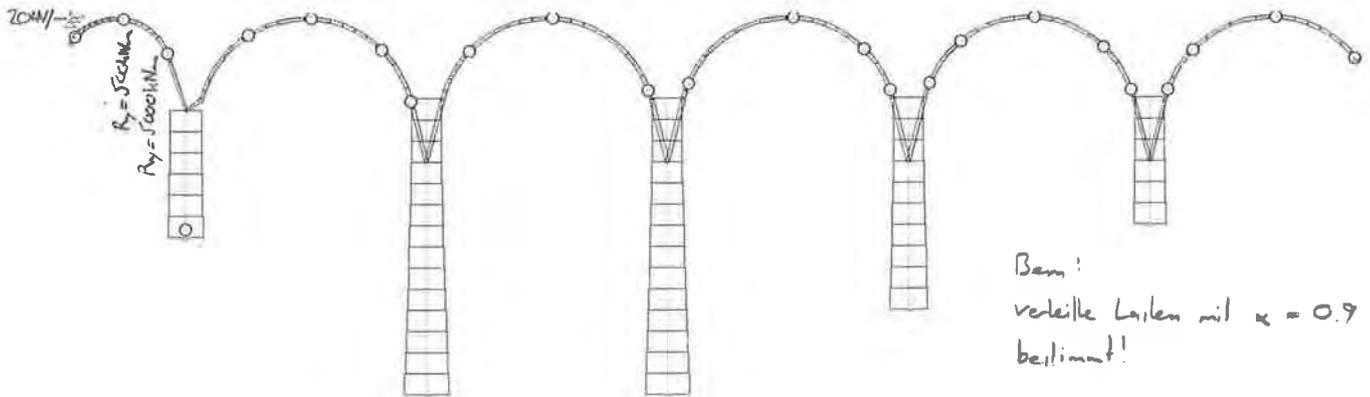
Belastung B13: LM1-Achsen-B1-025

Mstb. 1:1071.7



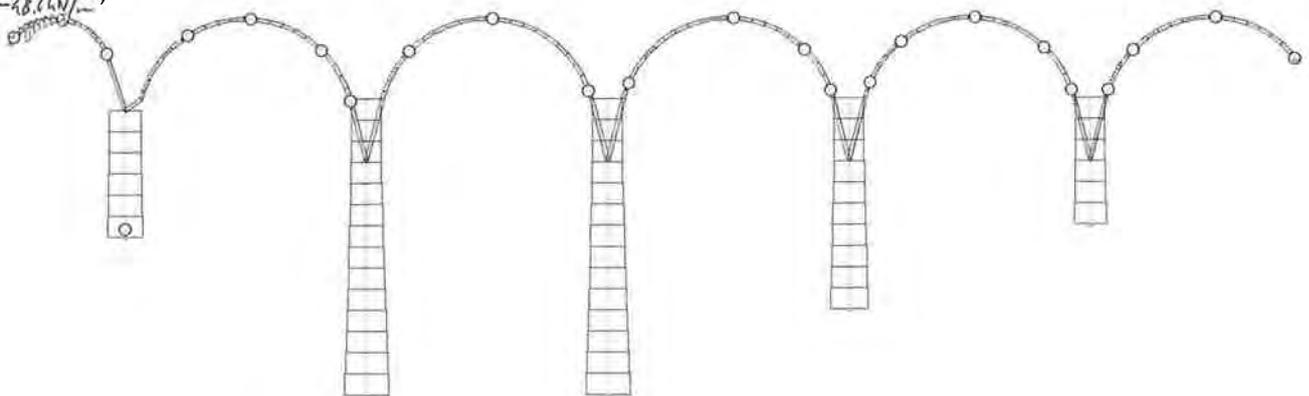
Belastung B14: LM1vert\_hor\_B1\_025

Mstb. 1:1071.7



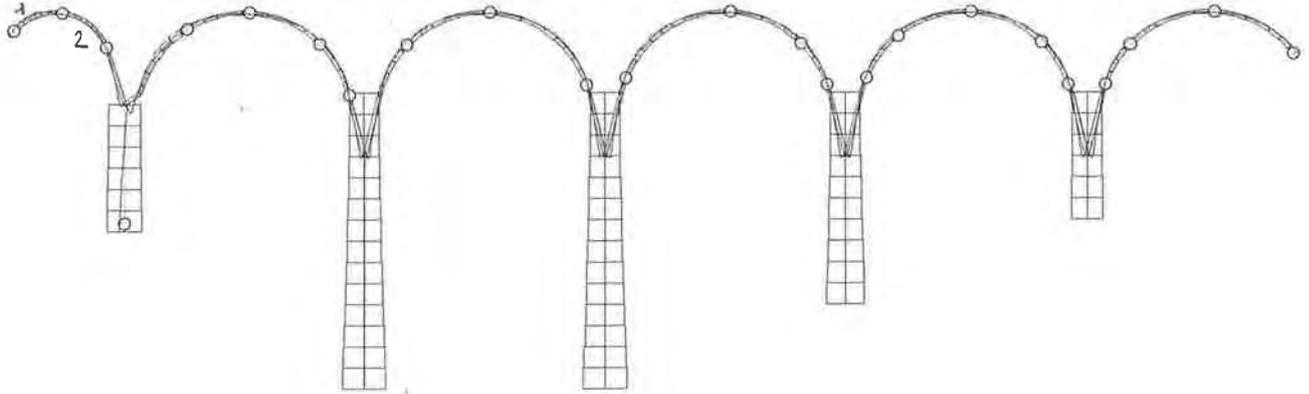
Belastung B15: LM1verteilt\_vert\_B1\_025

Mstb. 1:1071.7



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B1-025-inf

Mstab. 1:1070.3



1)  $N_{Ed} = 3154 \text{ kN}$

$e = 54 \text{ cm}$

$N_{kEd} = 12600 \text{ kN}$

2)  $N_{Ed} = 3125 \text{ kN}$

$e = 20 \text{ cm}$

$N_{kEd} = 100 \cdot 6000 \cdot 10^{-3} = 6000 \text{ kN}$

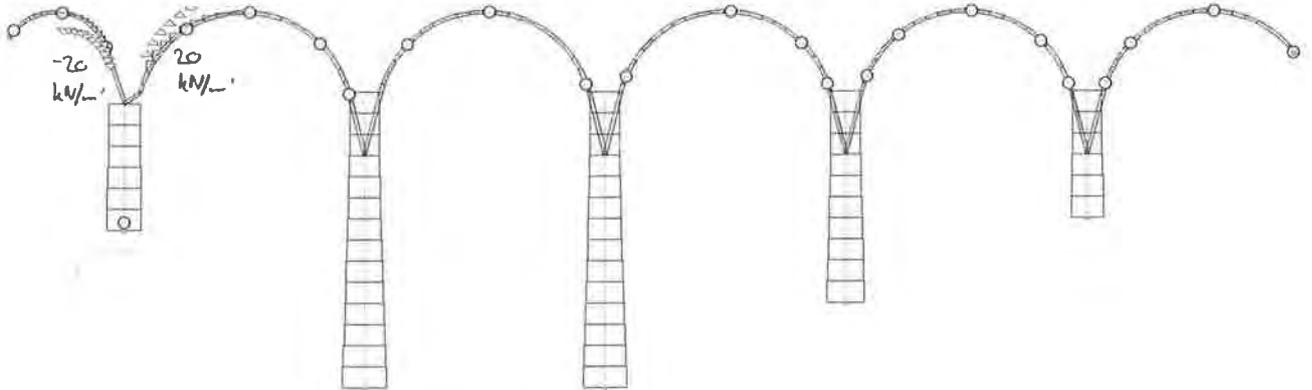
**Resultatkombination**

**Resultatkombination LM1-B1-075-inf**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B16	1.350	LM1vert_hor_B1_075
B17	1.350	LM1verteilt_vert_B1_075
B18	1.350	LM1-Achsen-B1-075

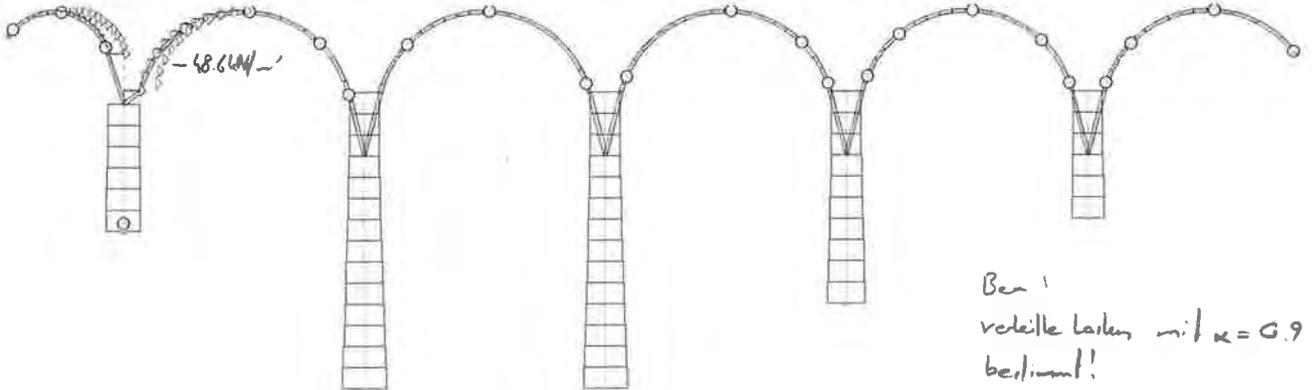
Belastung B16: LM1vert\_hor\_B1\_075

Mstb. 1:1071.4



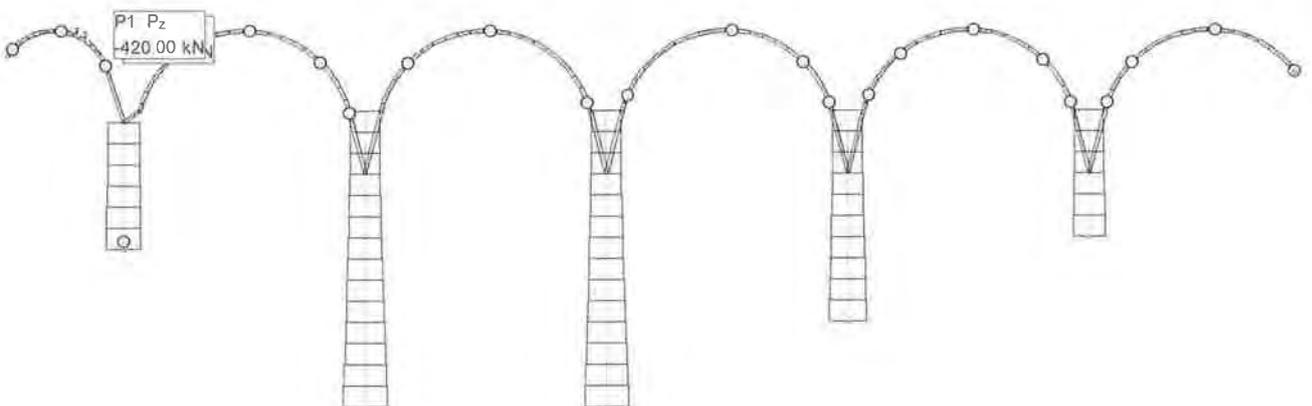
Belastung B17: LM1verteilt\_vert\_B1\_075

Mstb. 1:1071.4



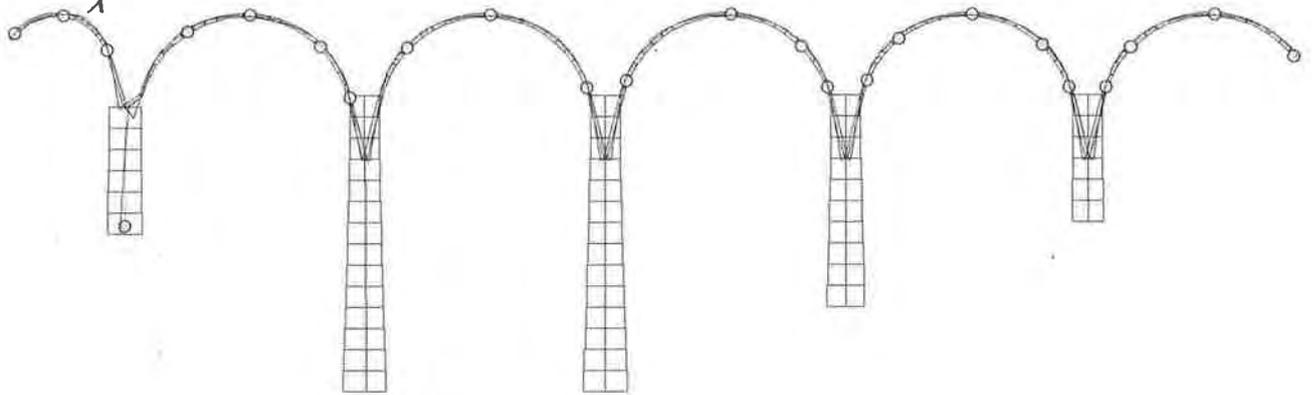
Belastung B18: LM1-Achsen-B1-075

Mstb. 1:1071.4



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B1-075-inf

Mstb. 1:1070.3



$$1) \underline{N_{Ed} = 2926 \text{ kN}}$$

$$e = 60 \text{ cm}$$

$$N_{k,d} = 300 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{9000 \text{ kN}}}$$

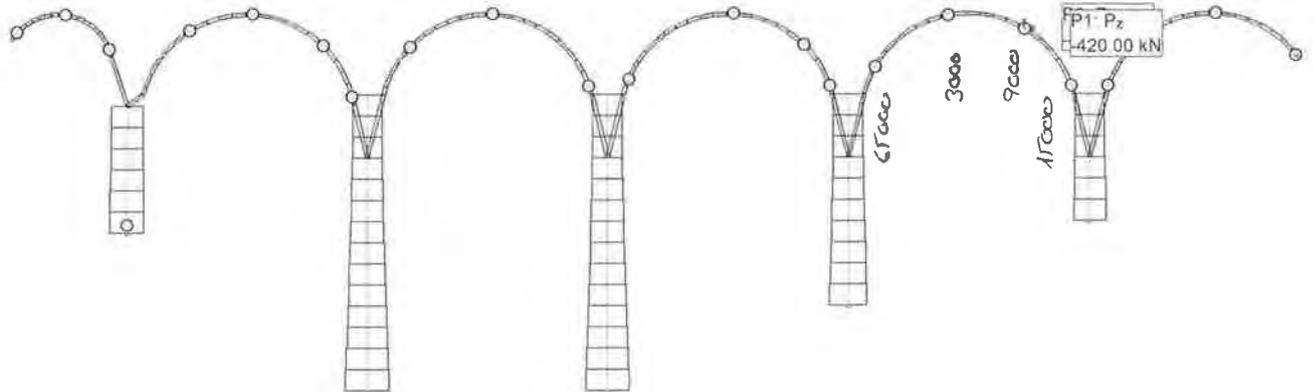
**Resultatkombination**

**Resultatkombination LM1-B5-075-inf**

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B20	1.350	LM1vert_hor_B5_075
B21	1.350	LM1verteilt_vert_B5_075
B22	1.350	LM1-Achsen-B5-075

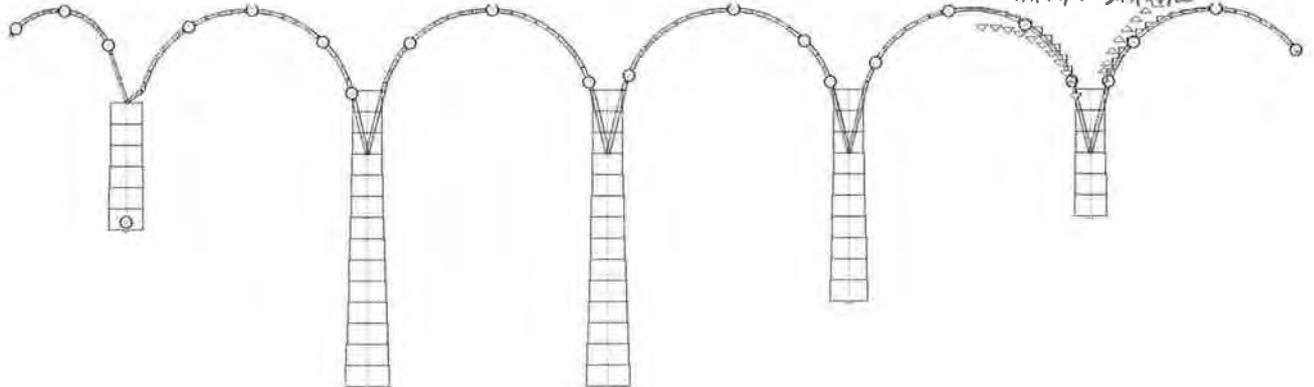
Belastung B22: LM1-Achsen-B5-075

Mstb. 1:1071.4



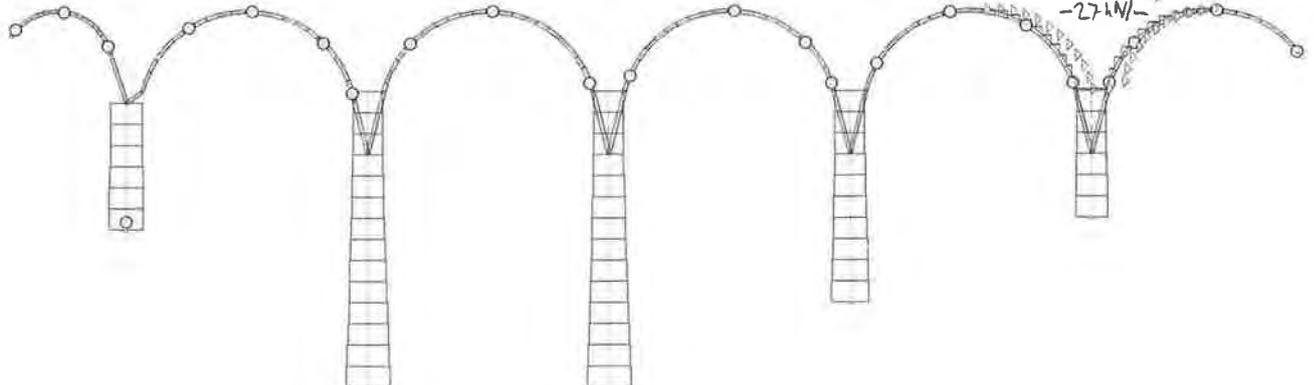
Belastung B20: LM1vert\_hor\_B5\_075

Mstb. 1:1071.4



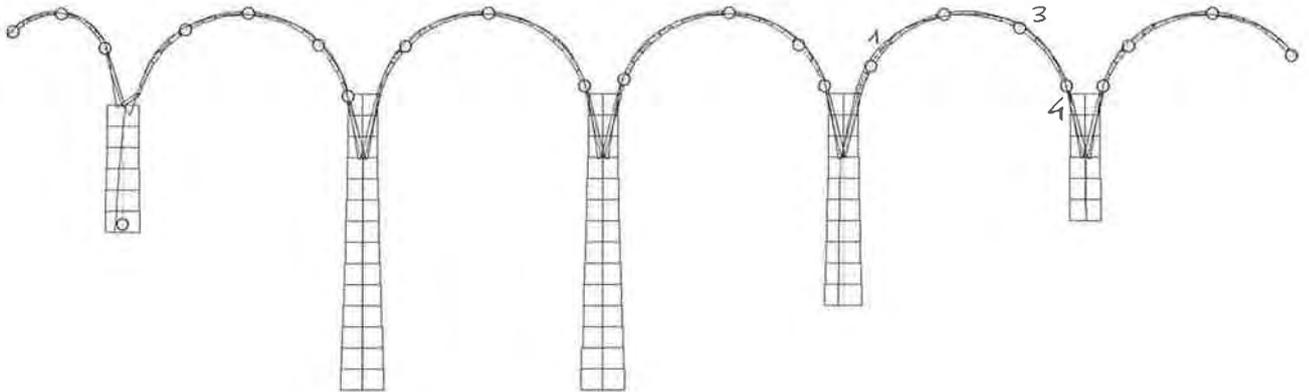
Belastung B21: LM1verteilt\_vert\_B5\_075

Mstb. 1:1071.4



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B5-075-inf

Mstb. 1:1070.5



$$1) \underline{N_{Ed} = 6977 \text{ kN}}$$

$$e = 57 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 180 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{10800 \text{ kN}}}$$

$$2) \underline{N_{Ed} = 5303 \text{ kN}}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 50 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{6000 \text{ kN}}}$$

$$3) \underline{N_{Ed} = 5963 \text{ kN}}$$

$$e = 59 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 160 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{9600 \text{ kN}}}$$

$$4) \underline{N_{Ed} = 10308 \text{ kN}}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = (2 \cdot 50 + 2 \cdot 50) \cdot 6000 \cdot 10 = \underline{\underline{12000 \text{ kN}}}$$

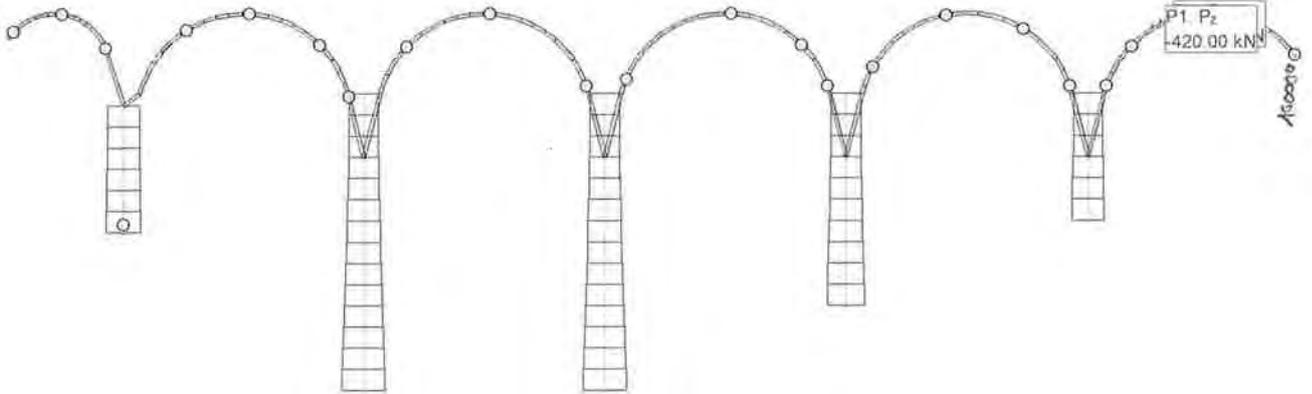
Resultatkombination

Resultatkombination LM1-B6-025-inf

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B20	1.350	LM1vert hor_B5_075
B21	1.350	LM1verteilt vert B5_075
B23	1.350	LM1-Achsen-B6-025

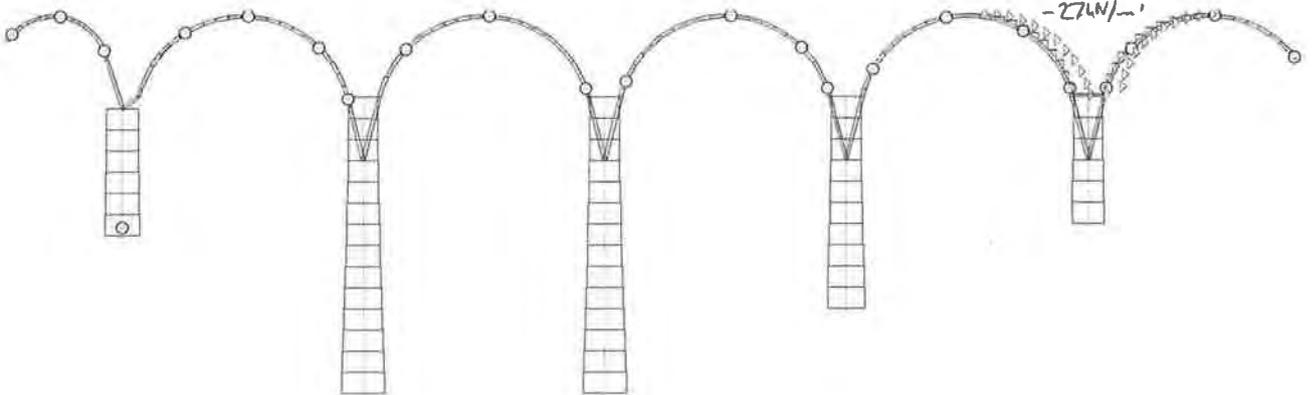
Belastung B23: LM1-Achsen-B6-025

Mstb. 1:1070.0



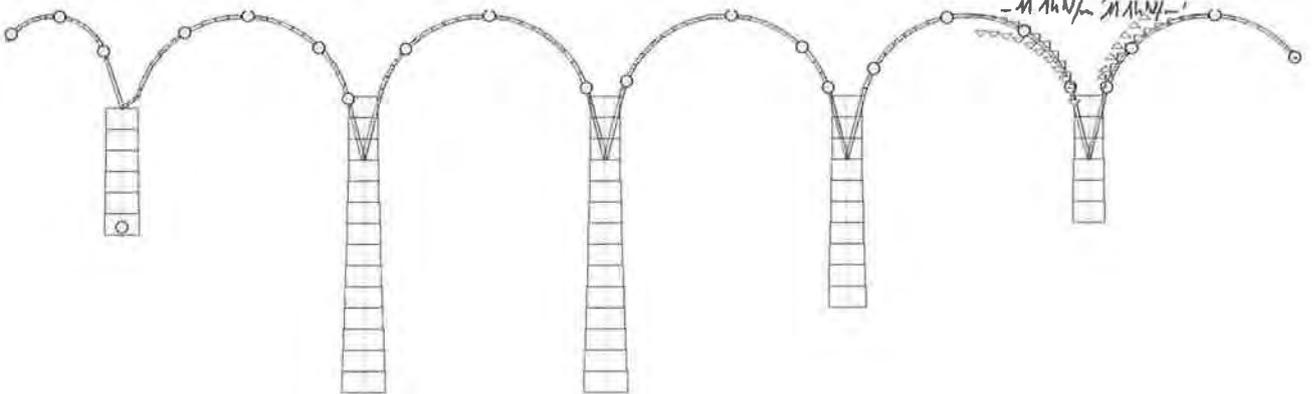
Belastung B21: LM1verteilt\_vert\_B5\_075

Mstb. 1:1070.0



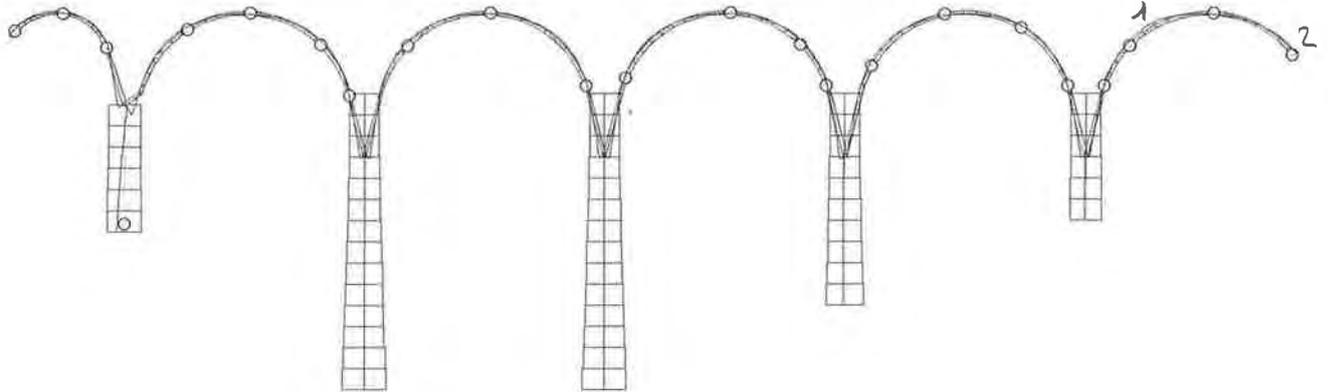
Belastung B20: LM1vert\_hor\_B5\_075

Mstb. 1:1070.0



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B6-025-inf

Mstb. 1:1071.6



$$1) \quad \underline{N_{Ed} = 5877 \text{ kN}}$$

$$e = 63 \text{ cm}$$

$$N_{Ed} = 120 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{72000 \text{ kN}}}$$

$$2) \quad \underline{N_{Ed} = 6746 \text{ kN}}$$

$$e = 61 \text{ cm}$$

$$N_{Ed} = 140 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{84000 \text{ kN}}}$$

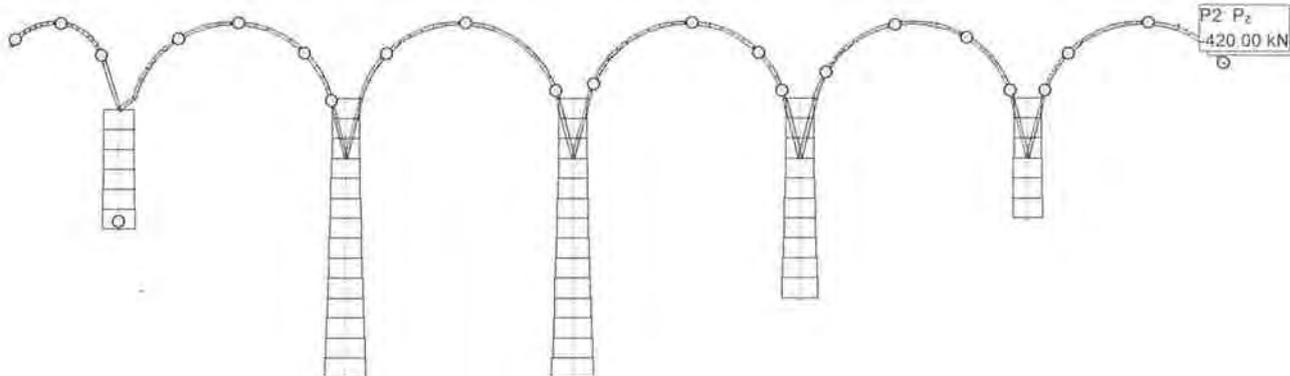
Resultatkombination

Resultatkombination LM1-B6-075-inf

Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	0.800	Eigengewicht
B2	0.800	Auflasten vertikal
B3	0.700	Auflasten horizontal
B30	1.350	LM1verteilt_vert_B6_075
B31	1.350	LM1vert_hor_B6_075
B32	1.350	LM1-Achsen-B6-075

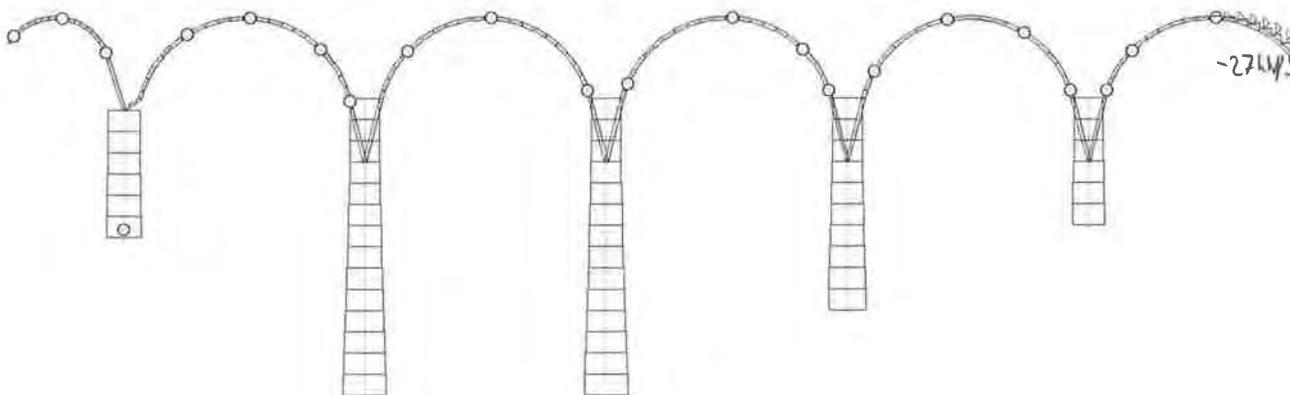
Belastung B32: LM1-Achsen-B6-075

Mstb. 1:1134.3



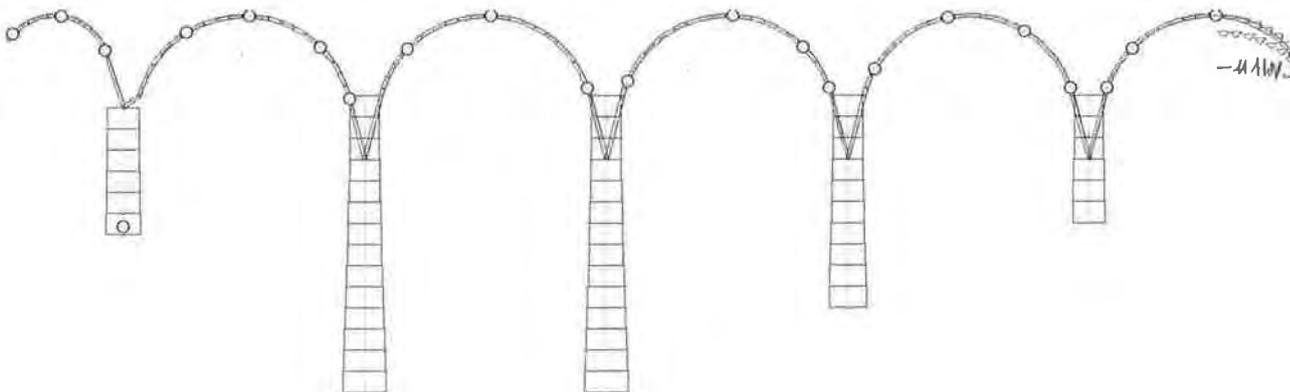
Belastung B30: LM1verteilt\_vert\_B6\_075

Mstb. 1:1070.0



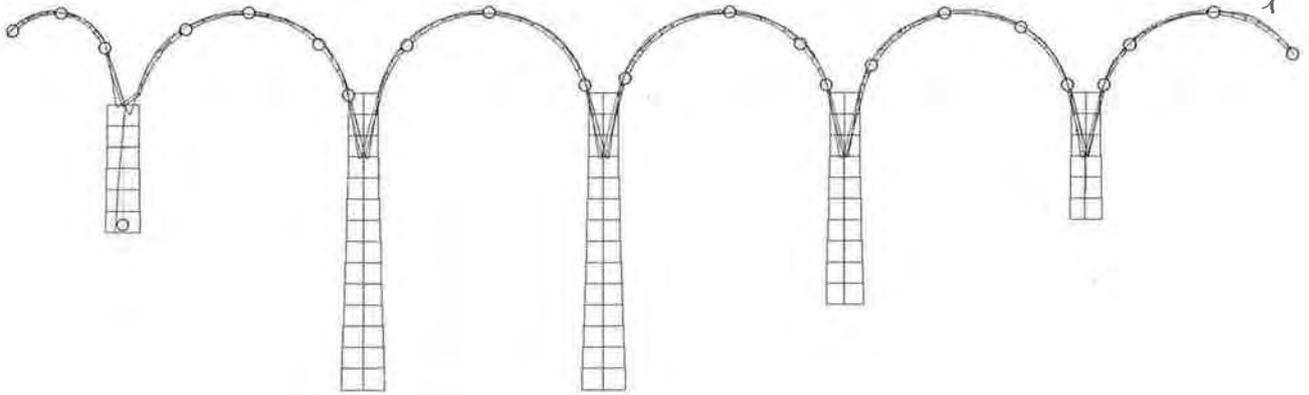
Belastung B31: LM1vert\_hor\_B6\_075

Mstb. 1:1070.0



Normalkraftlinie [m] für: LM1-B6-075-inf

Mstab. 1 : 1070.0



$$1) \quad \underline{N_{Ed} = 5252 \text{ kN}}$$

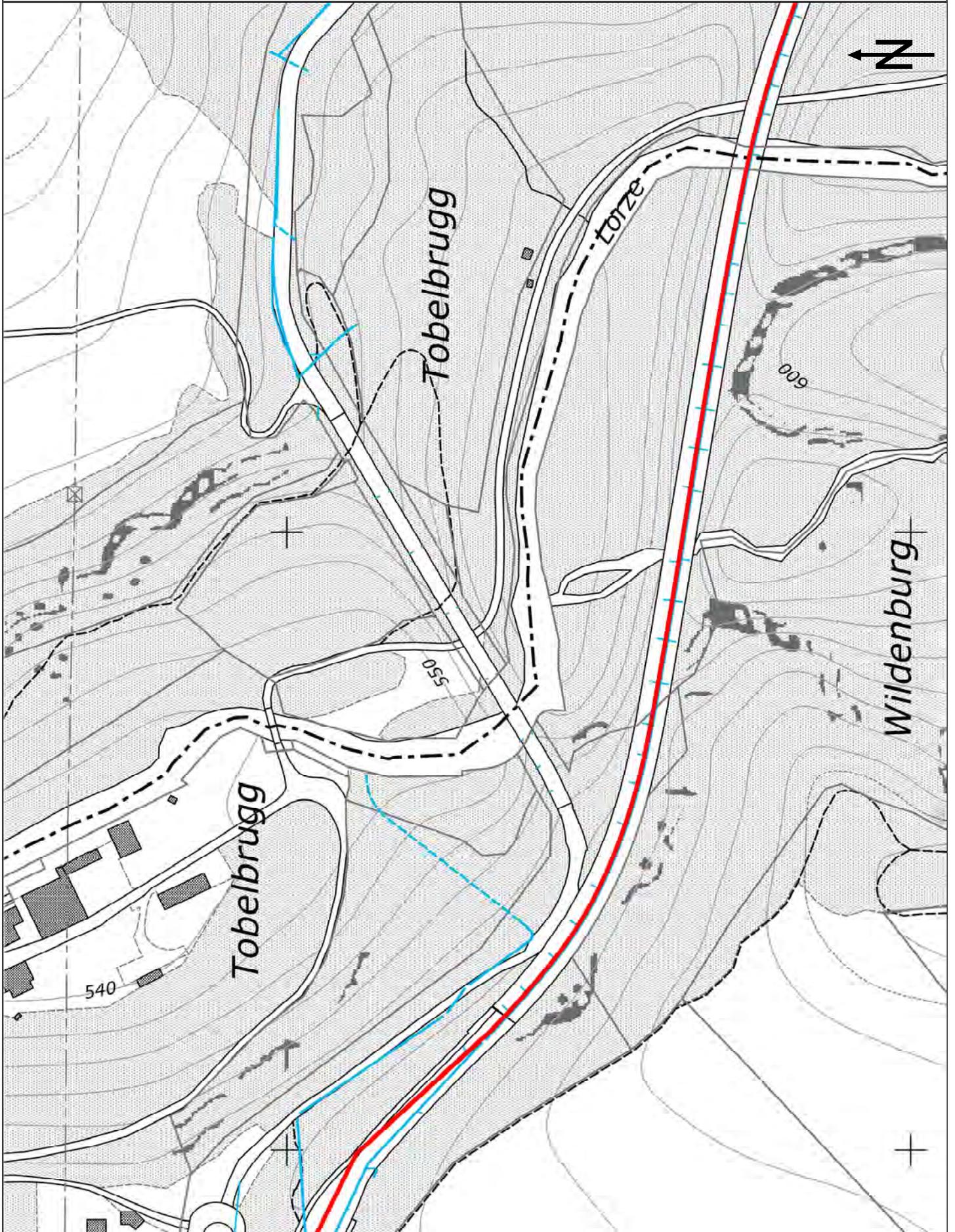
$$e = 63 \text{ cm}$$

$$N_{Rd} = 110 \cdot 2 \cdot 6000 \cdot 5 = \underline{\underline{7200 \text{ kN}}}$$

---

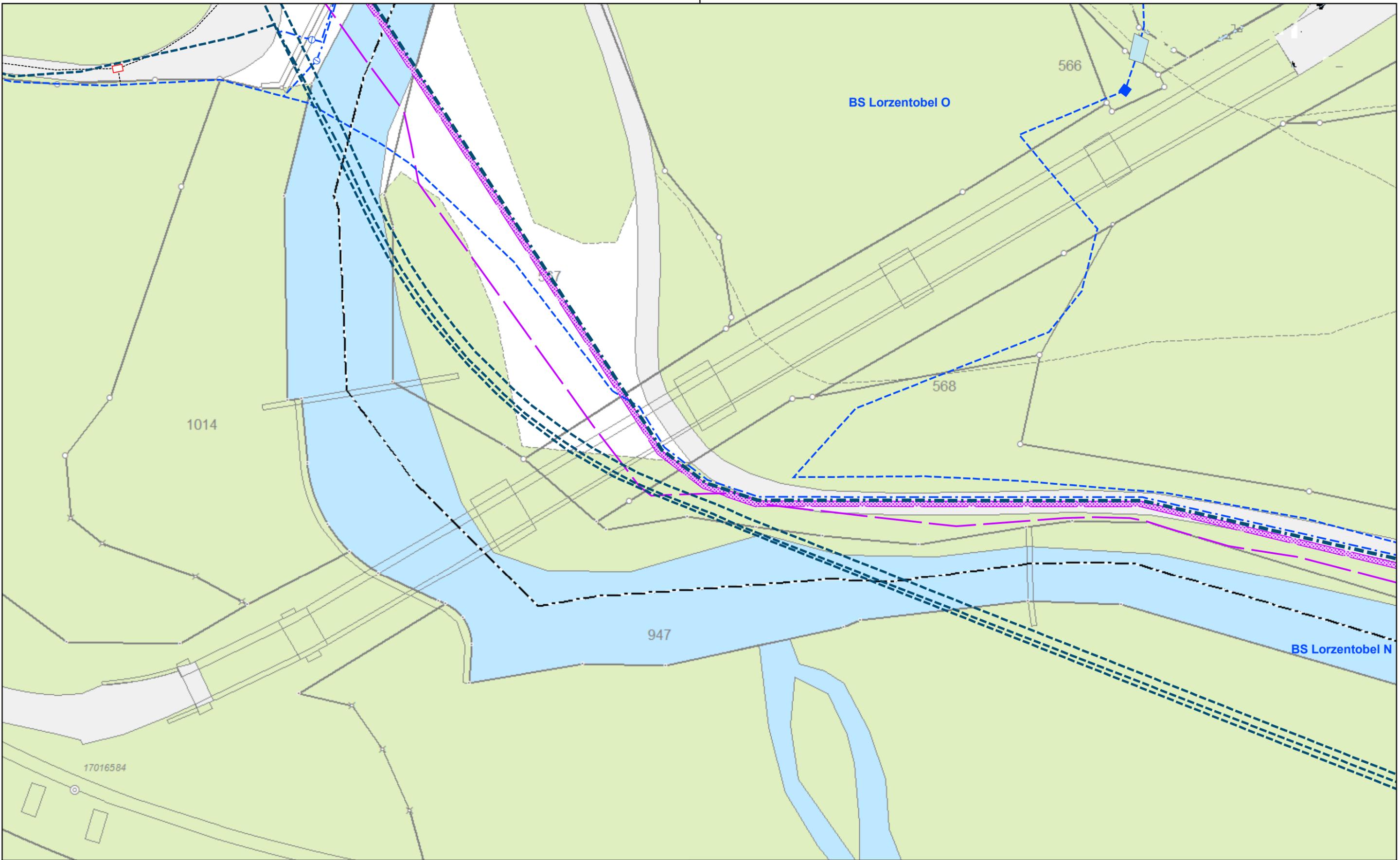
## Anhang E

# Werkleitungen und Grundwasserschutzzonen





Gemeinde <b>Menzingen</b>	<b>Netzauskunft</b>		Massstab 1:500	0m 5m 10m 15m 
	Ausgabedatum 24.09.2013 Gültigkeitsdauer 3 Monate Auskunftnummer 2013-24-09-0203 Zentrumskoordinate 684708 / 225926	© Swisscom (Schweiz) AG Sämtliche Rechte (insbesondere Urheber- und Eigentumsrechte) im Zusammenhang mit zugänglichen Pfandaten sowie ausgedruckten Werkleitungsplänen verbleiben vollumfänglich bei der Swisscom (Schweiz) AG. Nicht eingemessene Leitungsverläufe von Hausanschlussleitungen sind ungefähr eingezeichnet. Die genauen Tiefenlagen sind durch Sondierungen zu ermitteln.		© Benützung der Daten der amtlichen Vermessung durch die kantonale Vermessungsaufsicht bewilligt.



Gemeinde: Baar  
 Grund der Anfrage: Planung  
 Leitungskatasterplan der WWZ



Der Planauszug weist die im Zeitpunkt der Planerzeugung erfassten Leitungen auf. Die Leitungsdarstellungen können von der effektiven Lage abweichen. Zur genauen Lagebestimmung derselben sind auf Basis vom Leitungskataster und mittels Handaushub Sondierschlitzte zu erstellen. Der Plan ist nur zusammen mit den Allgemeinen Geschäftsbedingungen gültig. Anhand des Massstabalken im Plan kann der massstäblich korrekter Plandruck geprüft werden. In diesem Planausschnitt können Leitungen anderer Netzbetreiber vorkommen. Diese Leitungsinformationen müssen beim betreffenden Netzbetreiber eingeholt werden.

WWZ Netze AG, Chollerstrasse 24, Postfach, 6301 Zug  
 Telefon 041 748 45 45, Fax 041 748 47 47, Störungsdienst 041 748 48 48  
 info@wwz.ch, www.wwz.ch

Regula Wicki  
 Tel. 052 354 21 97  
 regula.wicki@ewp.ch

User ID / Job ID : 3050 / 5794  
 Planschwerpunkt: 684711.25 / 225924.91

Format: A3  
 Plan generiert am: 15.08.2013  
 Massstab 1:500

## Gas

### Druckstufen (Farbe)

-  HD (5bar)
-  MD (1bar)
-  ND (< 1bar)

## Wasser

-  Wasser < 250Ø
-  Wasser = / > 250Ø

## Kabelmedien

-  Kabeltrasse mit HS / MS / LWL
-  Kabeltrasse mit NS / TV
-  Freileitung mit HS / MS / LWL
-  Freileitung mit NS / TV
-  Kabeltrasse genau mit HS / MS / LWL > 50cm
-  Kabeltrasse genau mit NS / TV > 50cm
-  Kabeltrasse ungenau mit HS / MS / LWL > 50cm
-  Kabeltrasse ungenau mit NS / TV > 50cm

-  Siphon
-  Schieber
-  Klappe (Armatur)
-  Klappenantrieb (Deckel)
-  Ausbläser
-  Kugelhahn
-  Strömungswächter
-  DRS / DRM / Messstation
-  Schacht
-  Speicher
-  Spezialbauwerk (Fläche)

-  Oberflührhydrant WWZ
-  Unterflührhydrant WWZ
-  Hydrant Privat
-  Schieber
-  Anbohrschieber
-  Klappe (Armatur)
-  Klappenantrieb (Deckel)
-  Hahn
-  Be-Entlüftung
-  Reservoir mit Stufenpumpe
-  Reservoir mit Vorratsbehälter
-  Filterbrunnen
-  Brunnenstube
-  Sammelbrunnenstube
-  Quelfassung im Stollen
-  Quelfassung
-  Pumpwerk
-  Schacht
-  Brunnen
-  Spezialbauwerk (Fläche)

-  Trafostationen
-  Unterwerk
-  Maststation
-  Verteilkabine
-  Verkehrsregelanlage
-  Verstärkerkabine TV
-  Verteiler TV
-  Leuchte
-  Tragwerk
-  Gittermast
-  Einstiegschacht
-  Schacht
-  Rundschacht
-  Erdung
-  Abspannseil
-  Abspannseil doppelt
-  Zugstrebe
-  Zugstrebe doppelt
-  Druckstrebe
-  Druckstrebe doppelt
-  Ausleger
-  Ankerseil
-  Ankerseil doppelt

## Gas und Wasser

-  Kabellötung am Rohr
-  Potentialmessstelle
-  Kontroll-/Steuerkasten
-  Anode/Anodenfeld
-  Gleichrichter
-  Messprobe
-  Sonde
-  Kabel

## Allgemeine Objekte

-  Baumassnahme (Schutzrohr)
-  Baumassnahme (Fläche)

## Weitere Leitungssignaturen

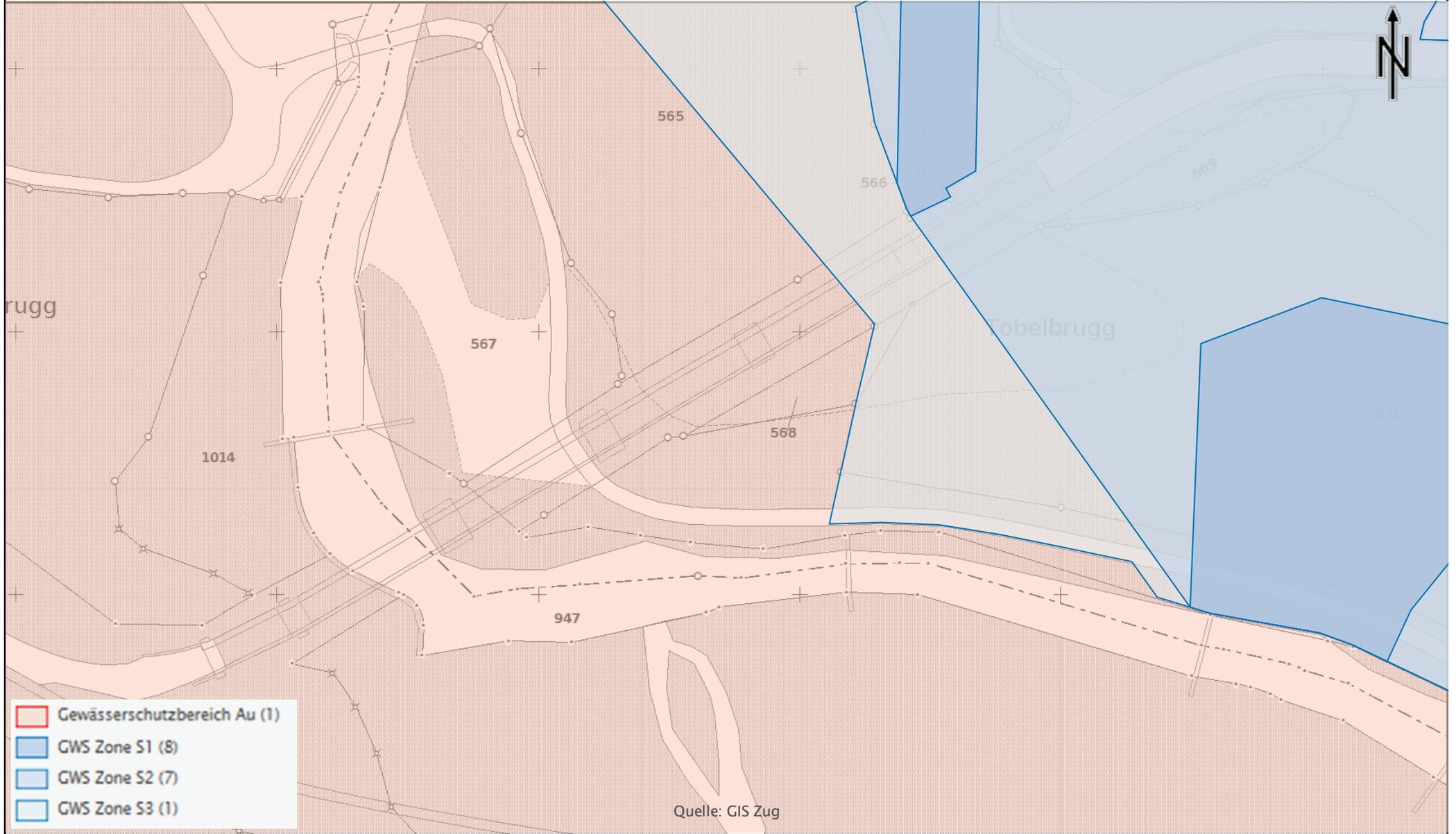
-  Lage ungenau
-  blinde Leitungen

-  Schlaufe
-  Station Fläche
-  Schacht Fläche

**ACHTUNG: Keine aktuellen, digitalen Daten vorhanden!!!**

## Legende

## Leitungskataster



---

## Anhang F

# Erdbebenanalyse

---

Tiefbauamt des Kantons Zug  
Gemeinde Baar

**Alte Lorzentobelbrücke**

# Erdbebenanalyse

Massnahmenprojekt

Effretikon, 28. Oktober 2016



---

## Impressum

Auftraggeber Tiefbauamt des Kantons Zug

Auftragnehmer ewp AG Effretikon

Geschäftsbereich Konstruktion + Bauwerkserhaltung

Projektleiter Michael Amsler

Telefon 052 354 21 11  
Fax 052 343 19 95  
Direktwahl 052 354 22 06  
michael.amsler@ewp.ch

Projektingenieur Jonathan Kress

Telefon 052 354 21 11  
Fax 052 343 19 95  
Direktwahl 052 354 22 52  
jonathan.kress@ewp.ch

Auftragsnummer 12.17.5.13001.

---

## Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangslage	4
	1.1 Auftrag / Ziel	4
	1.2 Grundlagen	4
	1.3 Computerprogramme	5
	1.4 Bauwerksbeschreibung	5
	1.5 Materialeigenschaften	6
2	Geometrie	10
3	Tragwerksmodelle	11
	3.1 Allgemeines	11
	3.2 Schwingungen quer zur Brücke	12
	3.3 Schwingungen längs zur Brücke	14
4	Einwirkungen	17
	4.1 Ständige Einwirkungen	17
	4.2 Veränderliche Einwirkungen	17
	4.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen	18
5	Grenzzustand der Tragsicherheit (Typ 2)	18
6	Ergebnisse	19
	6.1 Schwingungen quer zur Brücke	19
	6.2 Schwingungen längs zur Brücke	23
7	Fazit	29

---

## Anhang

Berechnungen in Quertragrichtung  
Berechnungen in Längsrichtung

---

## 1 Ausgangslage

---

### 1.1 Auftrag / Ziel

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. Seit 1985 wird die Brücke nur noch durch Fussgänger, Radfahrer und Unterhaltsfahrzeuge genutzt.

Damit die jetzige Nutzung durch Fussgänger und Radfahrer für weitere 75 Jahre gewährleistet werden kann, wurde im Rahmen der Überprüfung 2014 eine Gesamtinstandsetzung empfohlen.

Die Tragsicherheit der Natursteingewölbe in Längsrichtung ist, unter der Voraussetzung, dass die Gewölbe nicht durch weitere Längsrisse in einzelne Druckglieder aufgeteilt werden, gewährleistet. Der Tragsicherheitsnachweis der Stirnmauern kann nicht erbracht werden, wobei vermutlich Tragreserven vorhanden sind, da die Materialkennwerte wegen der sehr inhomogenen Verteilung der Hinterfüllung (Beton sehr unterschiedlicher Qualität und Erdmaterial) konservativ gewählt werden mussten. Demzufolge empfiehlt das Massnahmenkonzept folgende Massnahmen:

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

Für die Instandsetzung der alten Lorzentobelbrücke soll nun auf der Grundlage des Massnahmenkonzeptes 2016 ein Massnahmenprojekt ausgearbeitet werden. Zusätzlich zur Ausarbeitung der empfohlenen Massnahmen soll die Erdbebensicherheit der Brücke ebenfalls überprüft werden.

Der Tragsicherheitsnachweis der Lorzentobelbrücke im Erdbebenfall wird in diesem Bericht konzeptionell nachgewiesen.

---

### 1.2 Grundlagen

---

#### 1.2.1 Objektbezogene Grundlagen

- [1] Archiv Tiefbauamt Kt. Zug, Baupläne und Statische Berechnung Brücke 1910
- [2] Archiv Tiefbauamt Kt. Zug, Pläne Uferverbauung 1943
- [3] Ingenieurbüro E. Stucki + H. Hofacker, Sanierung der Brückenkonsolen, Pläne, 1975/1977
- [4] Archiv Tiefbauamt Kt. Zug, Untersuchungsbericht EMPA 1987
- [5] Archiv Tiefbauamt Kt. Zug, Geologisches Gutachten zur Stabilität der westlichen Talflanke Dr. von Moos AG 1996

- [6] Zustandsbericht, generelle Überprüfung, 31. Oktober 2014
- [7] Materialtechnik am Bau AG, Materialtechnische Untersuchungen, 2014
- [8] Massnahmenplan Nr. 1704-0005.15, 14.04.2016

---

#### 1.2.2 Normen / Literatur

- [9] SIA 118/267 (2004) Allgemeine Bedingungen für geotechnische Arbeiten
- [10] SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [11] SIA 261 (2014) Einwirkungen auf Tragwerke
- [12] SIA 262 (2013) Betonbau
- [13] SIA 263 (2013) Stahlbau
- [14] SIA 264 (2014) Stahl-Beton-Verbundbau
- [15] SIA 266/2 (2012) Natursteinmauerwerk
- [16] SIA 267 (2013) Geotechnik
- [17] SIA 267/1 (2013) Geotechnik – Ergänzende Festlegungen
- [18] SIA 269/2 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Betonbau
- [19] DIN 1054 (2010) Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau

---

#### 1.3 Computerprogramme

- Statik 6, Version 1.06.13 - 171, CUBUS AG, Zürich

---

#### 1.4 Bauwerksbescrieb

Ein detaillierter Bauwerksbescrieb ist im Zustandsbericht [6] vorhanden.

---

## 1.5 Materialeigenschaften

---

### 1.5.1 Materialisierung

#### **Gewölbe**

Die Stärke der Natursteingewölbe beträgt entgegen den Bauplänen von 1910 [1] nicht 100 sondern nur 50 cm. Nur die Stirnkränze weisen eine Stärke von 1.0 bis 1.5 m auf. Oberhalb der ca. 50 cm starken Natursteine wurde Beton vorgefunden. Die gesamte minimale Gewölbestärke inkl. Betonauffüllung beträgt im Scheitel ca. 1.0 m.

#### **Stirnmauern**

Die Stirnmauern bestehen aus einem Bruchsteinschichtenmauerwerk mit einer minimalen Dicke von 60 cm. Dahinter ist in den oberen Bereichen der Stirnmauern mit zerfallenem Beton, Sandsteinblöcken oder Hohlstellen zu rechnen. Im untersten Bereich der Gewölbe wurde hinter den Natursteinen ab einer Tiefe von 11.80 m kompakter Beton (Pfeiler V) bzw. Beton ohne Verbund (Pfeiler III) vorgefunden. Der Umstand, dass mit zunehmender Tiefe der Bohrkernentnahmestelle (z.B. BK 3) eine grössere Materialstärke vorgefunden wurde, korrespondiert mit den Bauplänen von 1910 [1].

#### **Pfeiler**

Die Pfeiler bestehen aus einem ca. 30 bis 40 cm dicken rechteckigen Bruchsteinschichtenmauerwerk welches im Innern mit Beton verfüllt wurde. Die in den Berichten von 1960 und 2014 enthaltenen Angaben zeigen, dass der Beton teilweise porös (Pfeiler V) oder gar hochporös (Pfeiler I) ist. Die 2014 an den Pfeilern II und III entnommenen Bohrkernzeiger zeigen, dass die Fugen im Mauerwerk geschlossen und gut vermörtelt sind. Mantel und Kern sind im Verbund erstellt worden.

#### **Widerlager**

Beim Widerlager Ägeri wurde hinter dem ca. 50 cm starken Bruchsteinschichtenmauerwerk eine weitere Bruchsteinschicht vorgefunden. Dahinter wurde eine lockere Schüttung (vermutlich Aushubmaterial) angetroffen. Das Widerlager Zug dürfte analog ausgeführt worden sein.

#### **Überbau**

Der Überbau ist gemäss Abbildung 1 aufgebaut. Auf beiden Seiten der Brücke sind Betonrandborde angeordnet, welche in Abständen von ca. 15 m durch Betonquerriegel miteinander verbunden sind. Der Belag wurde 2005 ersetzt und besteht aus einem 3 – 4 cm starken AC 8 N, welcher mit Dachgefälle eingebaut wurde.

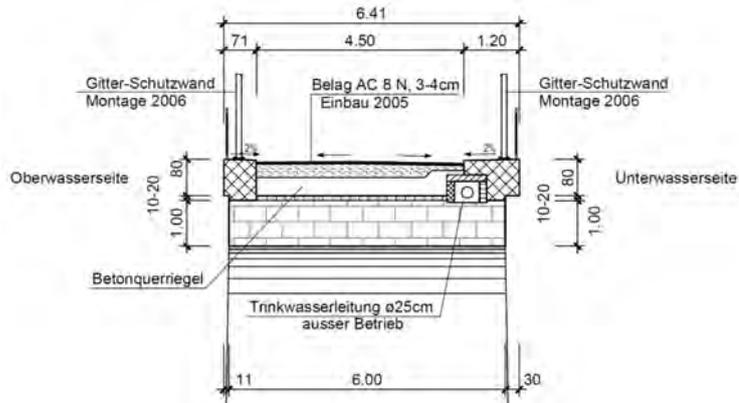


Abbildung 1: Querschnitt Überbau

## 1.5.2 Materialkennwerte

### Naturstein

Bauteil	Material	Verband	Kennwerte	Referenz
Gewölbe (1910)	Sandstein	Schichtenmauerwerk	$f_{xk} = 25 \text{ N/mm}^2$ $f_{xd} = 10 \text{ N/mm}^2$ $E_{xk}^{1)} = 7826 \text{ N/mm}^2$	Untersuchungsbericht [7] SIA 266/2, 3.1.8
Stirnwände (1910)	Sandstein	Bruchsteinschichtenmauerwerk	$f_{xk} = 15 \text{ N/mm}^2$ $f_{xd} = 6 \text{ N/mm}^2$ $E_{xk}^{1)} = 6062 \text{ N/mm}^2$	Untersuchungsbericht [7] SIA 266/2, 3.1.8

Tabelle 1: Materialeigenschaften Natursteine

$$^1) E_{xk} = k_E \times \sqrt{f_{xk}/5} \text{ mit } k_E = 3500 \text{ N/mm}^2$$

### Beton

Bauteil	Material	Kennwerte	Referenz
Füllbeton Pfeiler (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>1,3)</sup>	[7]
Füllbeton Gewölbe (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität	$f_{ci, \min} = 8.3 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm(n=7)} = 28.9 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 8.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>1,2)</sup>	[7] SIA 269/2, Tabelle 1  SIA 262, Tabelle 8
Füllbeton Stirnwände (1910)	Beton unterschiedlicher Qualität	$f_{cd} = 5.0 \text{ N/mm}^2$ <sup>1,4)</sup>	[7]
Neue Fahrbahnplatte	Beton C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1.10 \text{ N/mm}^2$	SIA 262
	Bewehrungsstahl B500B	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	SIA 262

Tabelle 2: Materialeigenschaften Beton und Stahlbeton

<sup>1)</sup> Weitere Kennwerte nicht bekannt, jedoch nicht relevant.

<sup>2)</sup> Als mitwirkend werden nur 50 cm gerechnet (Modell vgl. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Der restliche Teil wird als lose Auffüllung mit einem Reibungswinkel von 36° angenommen (Annahme).

<sup>3)</sup> Konservative Abschätzung, Mittelwert der Druckfestigkeit Beton Pfeiler:  $40.9 \pm 19.4 \text{ N/mm}^2$ .

<sup>4)</sup> Konservative Abschätzung, Mittelwert der Druckfestigkeit Beton Stirnwände:  $26.5 \pm 24.1 \text{ N/mm}^2$ .



### 1.5.3 Baugrund

Die Bodenkennwerte wurden auf der Einwirkungs- und auf der Widerstandsseite konservativ angenommen.

Schicht	$\varphi'$ [°]	$\gamma_E$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$K_0^{(1)}$ [-]	$K_{ah}^{(2)}$ [-]	$K_{ph}^{(3)}$ [-]
Generell	30	20	0	0.50	0.28	5.00

<sup>2)</sup>  $K_0 = 1 - \sin(\varphi_k)$  bei ebener Geländeoberfläche (SIA 261, 4.3.2.4).

<sup>3)</sup>  $K_{ah}$  nach SIA 261, Figur 20, bei ebener Geländeoberfläche und  $\delta_k/\varphi_k = 0.67$ , Kohäsion vernachlässigt.

<sup>4)</sup>  $K_{ph}$  nach SIA 261, Figur 21, bei ebener Geländeoberfläche und  $-\delta_k/\varphi_k = 0.67$ .

## 2 Geometrie

Siehe Übersichtsplan Nr. 11038 – 1B und Massnahmenplan Nr. 1704-0005.15

### 3 Tragwerksmodelle

#### 3.1 Allgemeines

Die Brücke wird in Statik 6 als räumliches Stabmodell modelliert. Die Stäbe repräsentieren dabei die Achsen der für das Erdbeben relevanten Bauteile. Die Querschnittsabmessungen stimmen mit den für die Erdbebenanalyse relevanten Grössen (Steifigkeiten, Eigengewicht) überein.

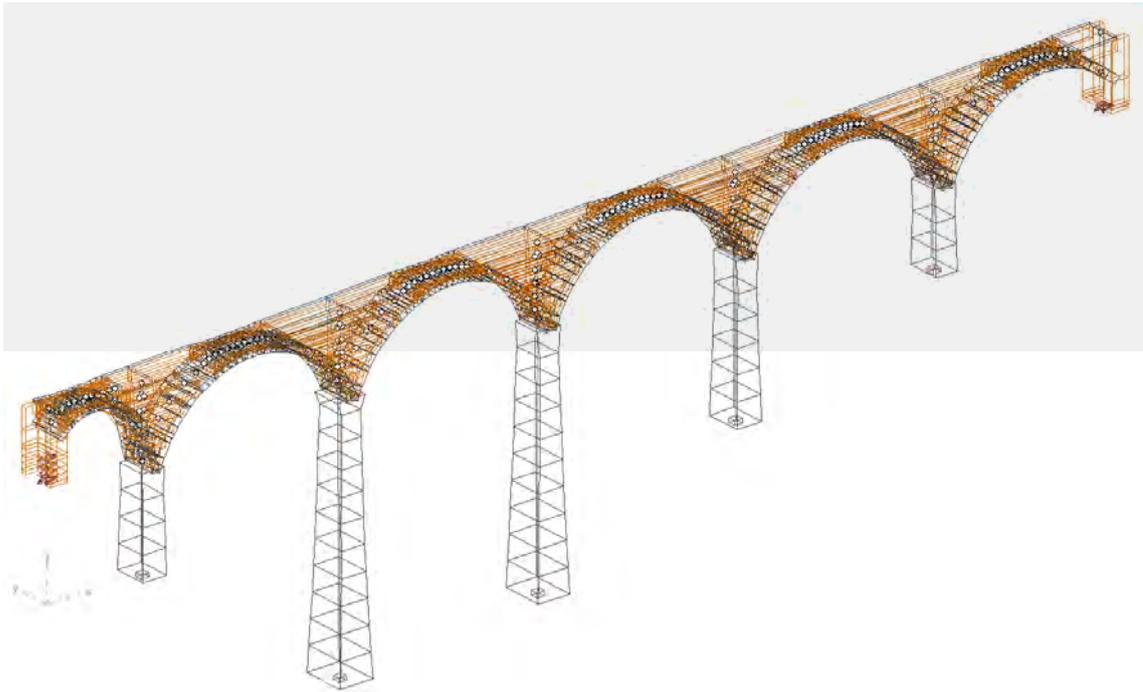


Abbildung 2: Räumliches Stabmodell für Schwingungen in Brückenquerrichtung

Der schlaff bewehrte Überbau ist als Durchlaufträger mit einer Gesamtlänge von 181.5 m ausgebildet. Der Querschnitt entspricht einer 6.00 m breiten und 35 cm starken Platte. Der Überbau ist das einzige Bauteil das Zugkräfte erfahren kann. Es wird davon ausgegangen, dass die vertikalen Einwirkungen aus dem Überbau über die Stirnwände abgetragen werden.

Das erste Gewölbe auf der Seite Zug (links im oberen Bild) hat einen Radius von 7.5 m, alle weiteren Gewölbe haben einen Radius von 15 m. Die Gewölbe werden als 2- bis 17-Gelenkbogen ausgebildet. Der Querschnitt entspricht einer 6.00 m breiten und 0.70 bis 1.50 m starken Platte. Diese Druckbögen sind gelenkig auf den Pfeilern und den Widerlagern gelagert.

Die Widerlager sind ebenfalls gelenkig mit dem Überbau und den äusseren Gewölben verbunden. Der Querschnitt entspricht einem 6.00 m breiten U-Profil, mit 3.00 m langen Flanschen und Wandstärken von 1.00 m. Die Einbindetiefe der Widerlager und die dazugehörige horizontale Halterung der Brücke werden berücksichtigt.

Die Pfeiler werden biegesteif an die Stirnwände und gelenkig an die Gewölbe angeschlossen. Die Pfeiler weisen einen (in Z-Richtung) variablen Querschnitt auf, der den Angaben aus [1] und

[7] entspricht. Allein die Betonfüllung der Pfeiler wird als statisch wirksamer Querschnitt berücksichtigt. Es wurde angenommen, dass die Aussenschale der Pfeiler (Natursteinmauerwerk) 40 cm dick ist. Die Pfeiler sind im Boden eingespannt.

Die Stirnwände sind schubfest mit dem Überbau und gelenkig mit den Gewölben verbunden. Die Stäbe entsprechen dem Natursteinmauerwerksanteil der Stirnwände. Die Stirnwände weisen eine (in Z-Richtung) variable Dicke auf, die den Angaben aus [1] und [7] entspricht. Die Dicke des Natursteinmauerwerkes liegt zwischen 0.675 und 1.875 m.

Die Steifigkeit der Innenfüllung und dessen Stabilisierungseffekt werden im Modell (auf der sicheren Seiten liegend) vernachlässigt. Die Auffüllung zwischen den Stirnwänden wird mittels zusätzlichen Massen und Erddrücken berücksichtigt.

---

### 3.2 Schwingungen quer zur Brücke

Bei der Analyse der Schwingungen in Brückenquerrichtung sind alle Bauteile gelenkig miteinander verbunden. Die Stirnwände werden in mehrere horizontale und vertikale Druckstäbe aufgeteilt. Die Kombination der horizontalen und vertikalen Stäbe stellt die effektive Steifigkeit der Stirnwände dar:

- Die vertikalen Stäbe dienen zum Lastabtrag des Überbaus in die Druckbögen und in die Pfeiler;
- Die horizontalen Stäbe geben das Eigengewicht und die horizontale Steifigkeit der Stirnwände wieder.

Die horizontale Lagerung quer zur Brücke erfolgt bei den Widerlagern mittels Federn, und die Stützen sind im Boden teileingespannt. Die Federsteifigkeiten und die Einspanngrade werden iterativ so gewählt, dass folgende Kriterien eingehalten sind:

- Der horizontale Widerstand aus Reibung und passivem Erddruck wird bei den Widerlagern nicht überschritten;
- Der Gleitsicherheits- und der Kippsicherheitsnachweis (Lastexzentrizität) der Stützenfundamente sind eingehalten.

Der Tragsicherheitsnachweis zum Erdbeben gilt als erfüllt, wenn die Tragsicherheitsnachweise der Gewölbe, der Pfeiler und des Überbaus erfüllt sind. Weiterhin sind die oben genannten Kriterien mit akzeptablen Verformungen einzuhalten.

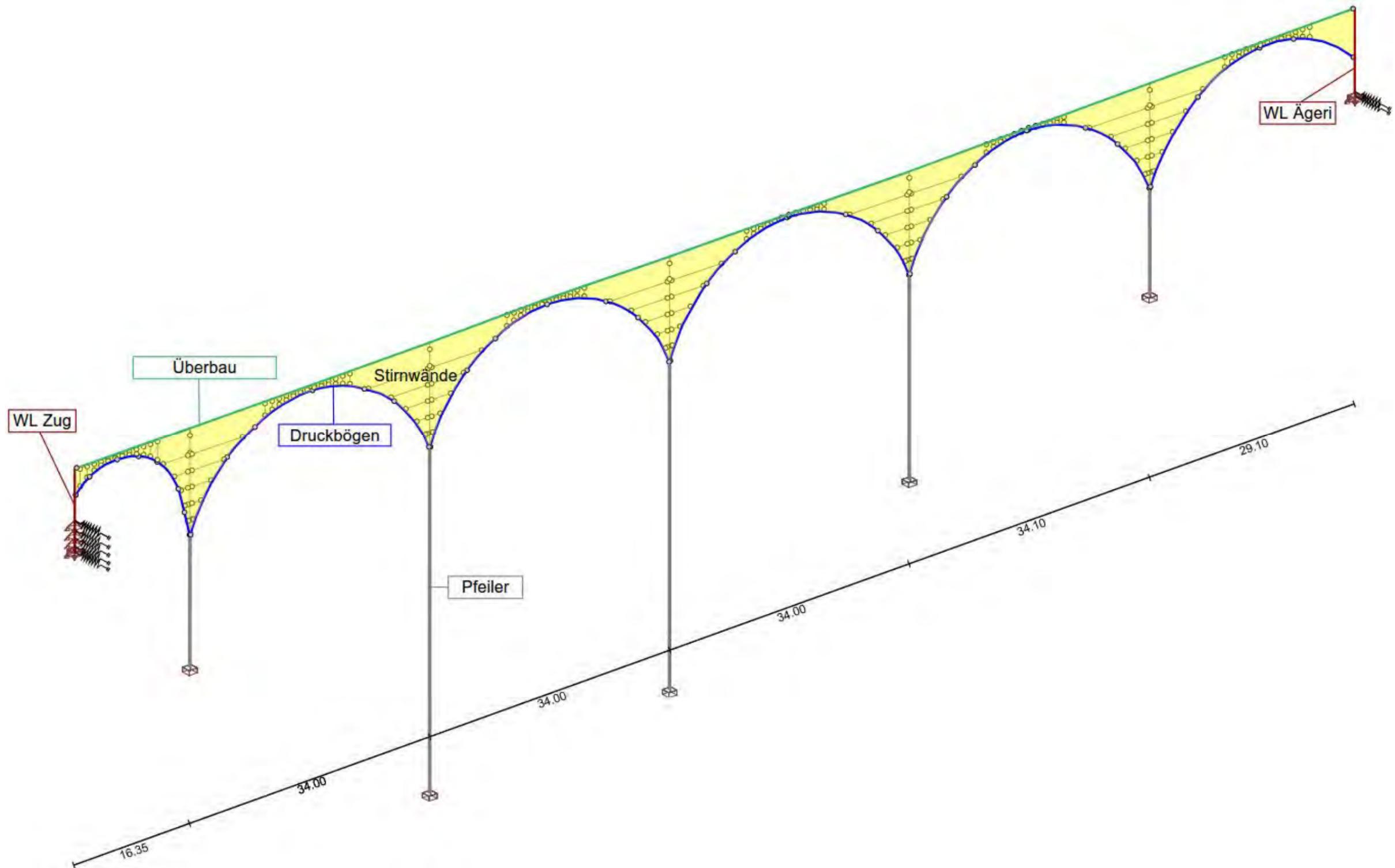


Abbildung 3: Stabmodell für Schwingungen in Quertragrichtung

In den Bögen des Tragwerksmodells wurden ebenfalls Gelenke eingeführt.

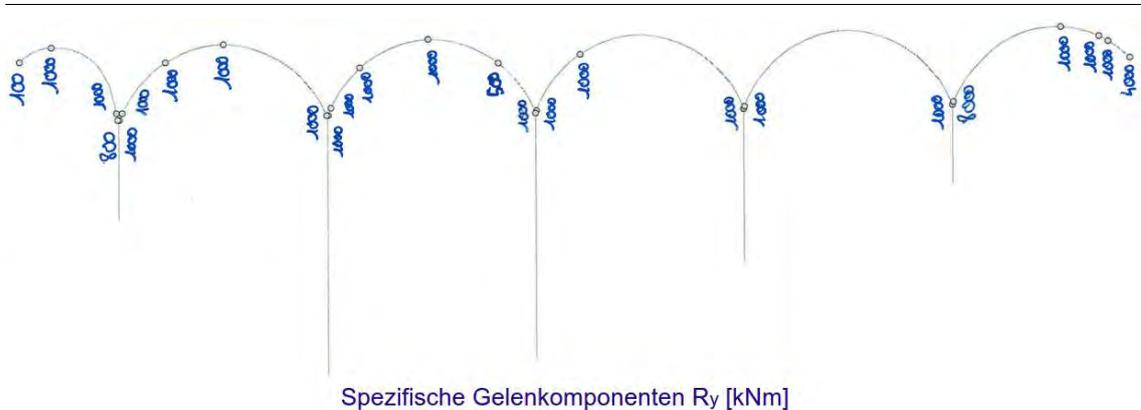


Abbildung 4: Gelenkbildung in den Bögen

Diese Gelenke stellen die theoretischen Versagensstellen dar, die wegen einer Überschreitung des Bogenwiderstandes entstehen. Die Lage und die Biegesteifigkeit der Gelenke wurden iterativ ermittelt, sodass der Bogenwiderstand an keiner weiteren Stelle überschritten wird und das System nicht in einen labilen Zustand gerät.

### 3.3 Schwingungen längs zur Brücke

In Längsrichtung wurde das Tragwerksmodell der Brückenkonstruktion analog zur Betrachtung in Querrichtung gewählt. Um das schubfeste Zusammenwirken zwischen dem Überbau und den Stirnwänden abzubilden, wurde ein biegesteifer Anschluss zwischen beiden Bauteilen gewählt.

Weiterhin ist die Lorzentobelbrücke in Längsrichtung fest zwischen den Widerlagern eingeklemmt. Die durch das Erdbeben induzierten horizontalen Kräfte werden deshalb ohne grosse Verformungen über den Bogen am Rand und über das tragende Widerlager in den Baugrund eingeleitet (siehe Abbildung 5). Gleichzeitig erfährt die Brücke beim nichttragenden Widerlager „Zugkräfte“, die zu Rissen im Mauerwerk führen.

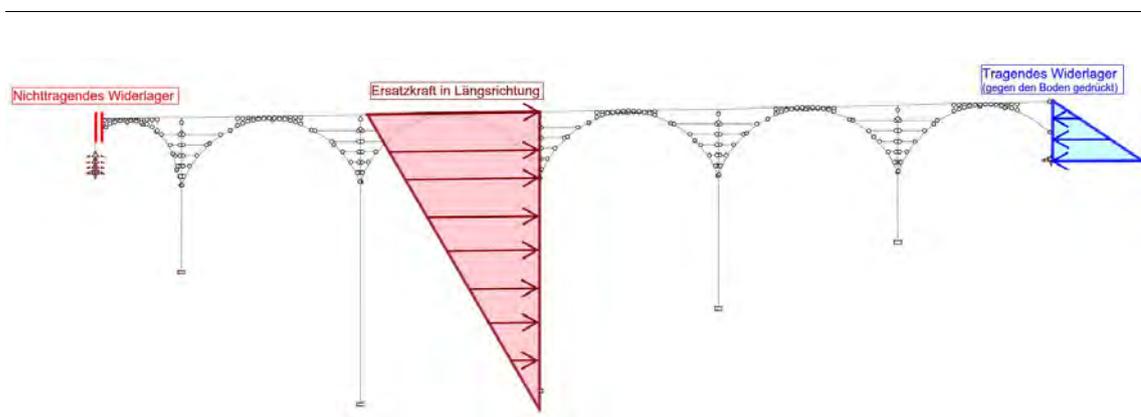


Abbildung 5: Konzeptionelle Kräfteverteilung beim Erdbebenfall in Längsrichtung

Um diese Rissbildung in den Modellen zu berücksichtigen und die resultierenden Verformungen zu untersuchen, werden die zwei folgenden Fälle unterschiedlich betrachtet:

- **die Brücke schwingt in Richtung Zug:** der Randbogen und das WL Zug nehmen die horizontalen Erdbebenkräfte als tragendes Widerlager auf, das WL Ägeri wirkt als Gleitlager und nimmt keine horizontalen Kräfte auf;
- **die Brücke schwingt in Richtung Ägeri:** der Randbogen und das WL Ägeri nehmen die horizontalen Erdbebenkräfte als tragendes Widerlager auf, das WL Zug wirkt als Gleitlager und nimmt keine horizontalen Kräfte auf.

Diese Modelle liegen bei der Ermittlung der Verformungen auf der sicheren Seite, da das „nicht-tragende Widerlager“ die Konstruktion in Wirklichkeit zusätzlich aussteift.

Die horizontale Lagerung längs zur Brücke erfolgt beim tragenden Widerlager mittels Federn, und die Stützen sind im Boden teileingespannt. Die Federsteifigkeiten und die Einspanngrade wurden iterativ so gewählt, dass folgende Kriterien eingehalten sind:

- Der horizontale Widerstand aus Reibung und passivem Erddruck wird bei den Widerlagern und beim Überbau nicht überschritten;
- Der Gleitsicherheits- und der Standsicherheitsnachweis (Lastexzentrizität) der Stützenfundamente sind eingehalten.

Der Tragsicherheitsnachweis zum Erdbeben gilt als erfüllt, wenn die Tragsicherheitsnachweise der Gewölbe und der Pfeiler erfüllt sind. Weiterhin sind die oben genannten Kriterien mit akzeptablen Verformungen einzuhalten.

Struktur

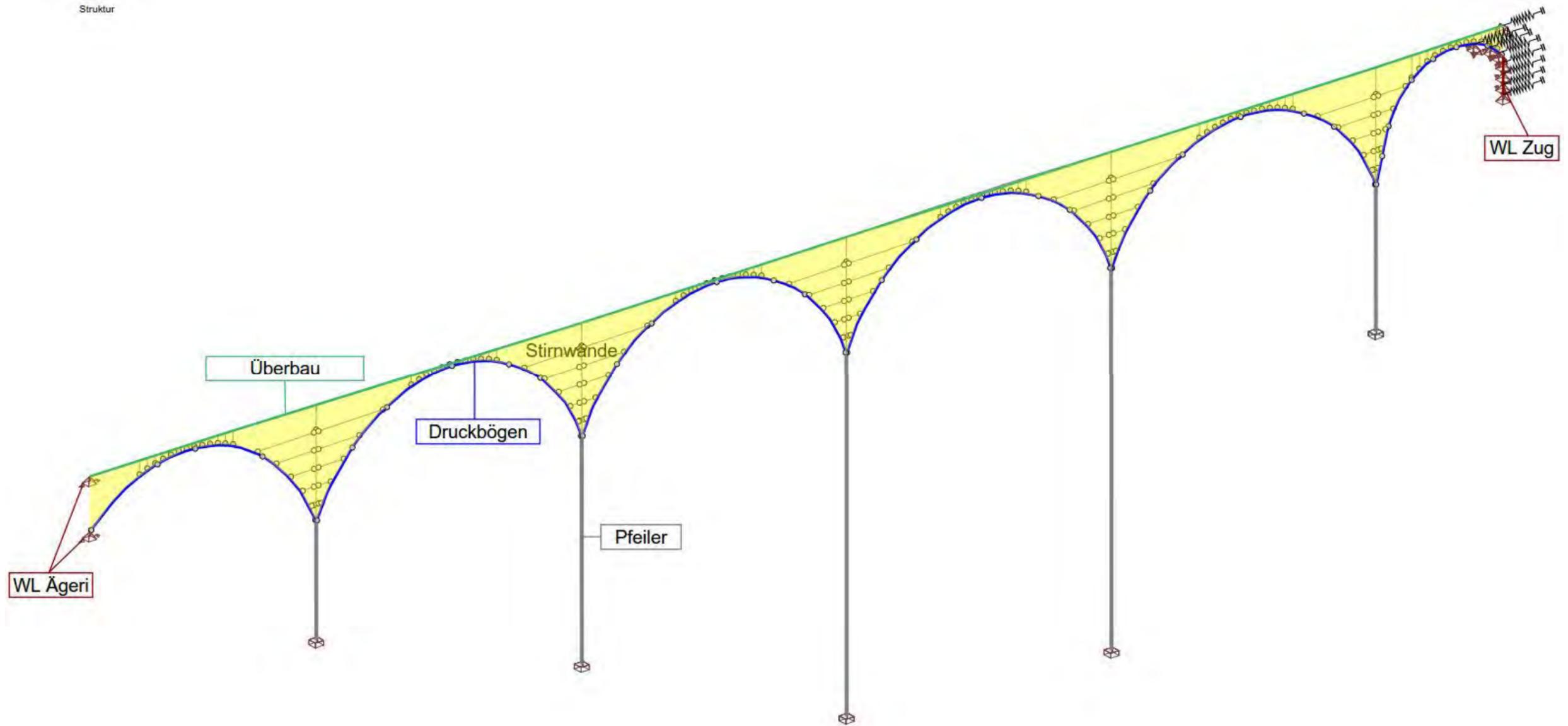


Abbildung 6: Stabmodell für Schwingungen in Längsrichtung (Schwingung in Richtung Zug)

## 4 Einwirkungen

### 4.1 Ständige Einwirkungen

Einwirkung	Baustoff	Kennwerte / Bemerkungen	Referenz
Eigenlasten	Beton	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	Überprüfungsbericht [7]
	Gewölbe	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	
	Auffüllung	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ $G_k^{(1)} = A_{\text{Stirnwand}} \times d_{i,\text{Pfeiler}} \times \gamma$ Pfeiler I: $G_k = 9363 \text{ kN}$ Pfeiler II-V: $G_k = 6283 \text{ kN}$	
	Pfeiler	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ <sup>2)</sup>	
Fahrbahn	Beton	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (gemittelter Wert) <sup>3)</sup> $g_k = 6.41 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}' \times \gamma \times 0.35 \text{ m}$ $g_k = 56.1 \text{ kN/m}'$	-
Belag (10 cm)	AC 8 N	$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ $g_k = 4.5 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}' \times \gamma \times 0.10 \text{ m}$ $g_k = 10.8 \text{ kN/m}'$	-

Tabelle 3: Ständige Lasten

<sup>1)</sup> Die Ansichtsfläche der Stirnwände  $A_{\text{Stirnwand}}$  wurde im Übersichtsplan [6] gemessen. Die Dicke des Innenbereiches der Pfeiler  $d_{i,\text{Pfeiler}}$  wurde mithilfe der Ausführungspläne [1] bestimmt. Die Auffüllung wird als vertikale Punktlast auf die Stirnwände angesetzt.

<sup>2)</sup> Obwohl gemäss [7][7] davon ausgegangen werden kann, dass die Auffüllung grossmehrheitlich aus mehr oder weniger gutem Beton besteht, wird bei der Auffüllung im Bereich der Gewölbe von einem kiesähnlichen Material ausgegangen. Das heisst, die Auffüllung wird als Erdauflast interpretiert. Nur ein Kranz von 50 cm, direkt oberhalb der Natursteingewölbe, wird als Beton interpretiert, was dazu führt, dass der Druckbogen auch in diesem Bereich zu liegen kommen kann.

<sup>3)</sup> Der Brückenaufbau wird im Endzustand als Last mit konstantem Raumgewicht über die gesamte Breite angenommen. Der Belag wird zusätzlich überlagert.

### 4.2 Veränderliche Einwirkungen

Im Rahmen der Erdbebenanalyse spielen die veränderlichen Einwirkungen keine Rolle.

### 4.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

Last		Wert	Referenz
Erdbeben	Spektrum SIA 261	$a_{gd} = 0.6 \text{ m/s}^2$ $\xi = 0.05$	SIA 261, Kap. 16
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Erdbebenzone Z1</li> <li>▪ Baugrundklasse C</li> <li>▪ Bauwerksklasse I</li> </ul>	Verhaltensbeiwert: $q = 1.5$	SIA 266, 4.7.1.5

Tabelle 4: Veränderliche Lasten der Fahrbahnplatte

## 5 Grenzzustand der Tragsicherheit (Typ 2)

### Nachweis nach SIA 260

Leitende Einwirkung	Erdbeben
<b>Ständige Einwirkungen</b>	
- Eigenlast	1.0
- Auflast	1.0
<b>Erddruck</b>	
- Vertikaler Erddruck	$\psi_2 = 1.0$
- Horizontaler Erddruck	$\psi_2 = 0.7$
<b>Veränderliche Einwirkungen</b>	
- Allgemein	$\psi_2 = 0.0$
<b>Aussergewöhnliche Einwirkungen</b>	
- Erdbeben	1.0

Tabelle 5: Grenzzustände der Tragsicherheit Typ 2

---

## 6 Ergebnisse

Die Berechnung der Auswirkungen und der Verformungen betrachtet

- die Spannungszustände in den Druckbögen, in den Stützen und in der Ortsbetonplatte (nur in Querrichtung),
- die Auflagerkräfte bei den Stützen und den Widerlagern,
- die maximalen Verformungen im Erdbebenfall.

Die durch das Erdbeben induzierten Schnittkräfte in den Stirnwänden können ohne vertretbaren Aufwand in diesen Stabmodellen nicht ermittelt werden. Zur Ermittlung dieser Schnittkräfte müsste die Berechnung nichtlinear erfolgen, da die Stirnwände nur Druckkräfte aufnehmen können. Die im Modell vorhandenen Stäbe dienen allein dazu, die zusätzliche Steifigkeit und das Zusammenwirken zwischen Bögen und Fahrbahnplatte durch die Stirnwände abzubilden.

---

### 6.1 Schwingungen quer zur Brücke

---

#### 6.1.1 Tragsicherheit der Gewölbe, der Pfeiler und des Überbaus

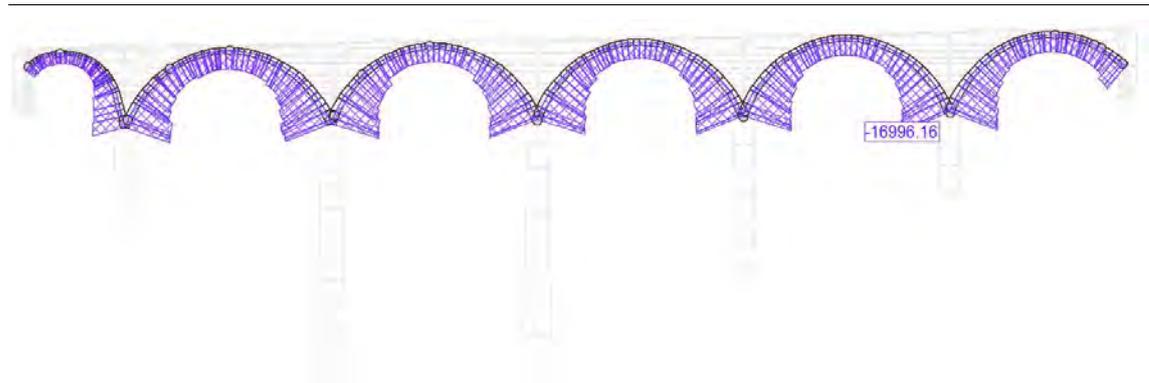


Abbildung 7: Verlauf der Normalkraft in den Gewölben

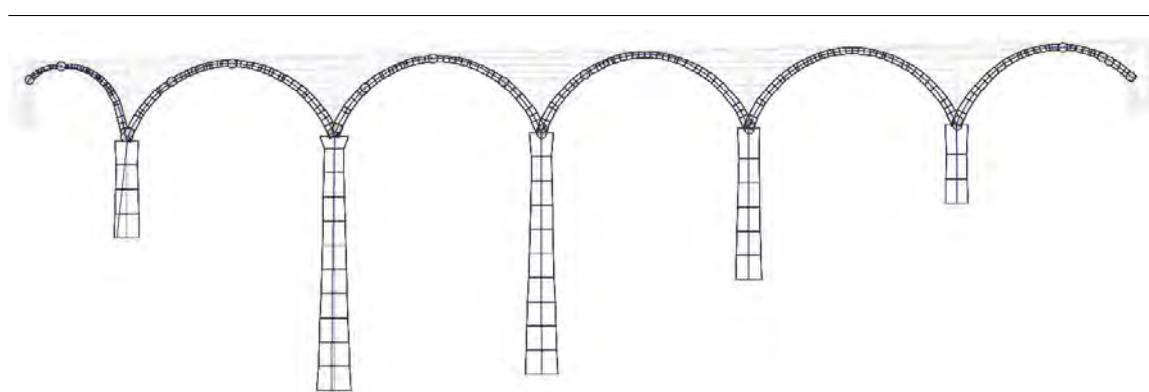


Abbildung 8: Normalkraftlinie im Längsschnitt



Abbildung 9: Normalkraftlinie in der Draufsicht

Im Erdbebenfall quer zur Brücke bleiben die Gewölbe unter Druck. Die resultierende Normalkraftlinie bleibt überall innerhalb des Bogenquerschnittes und der Bogenwiderstand wird nirgends überschritten (Siehe A17 bis A19).

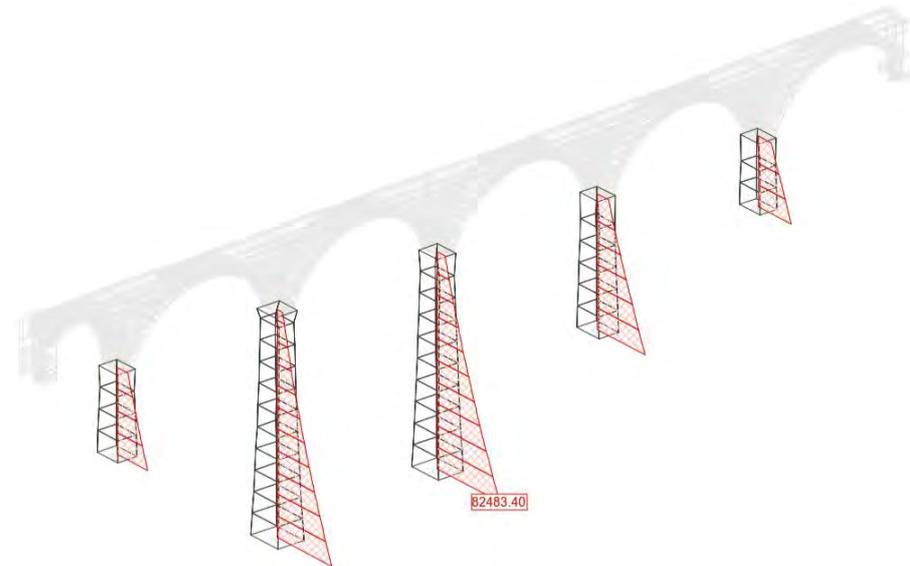


Abbildung 10: maximale Biegemomente bei den Stützen in Brückenquerrichtung

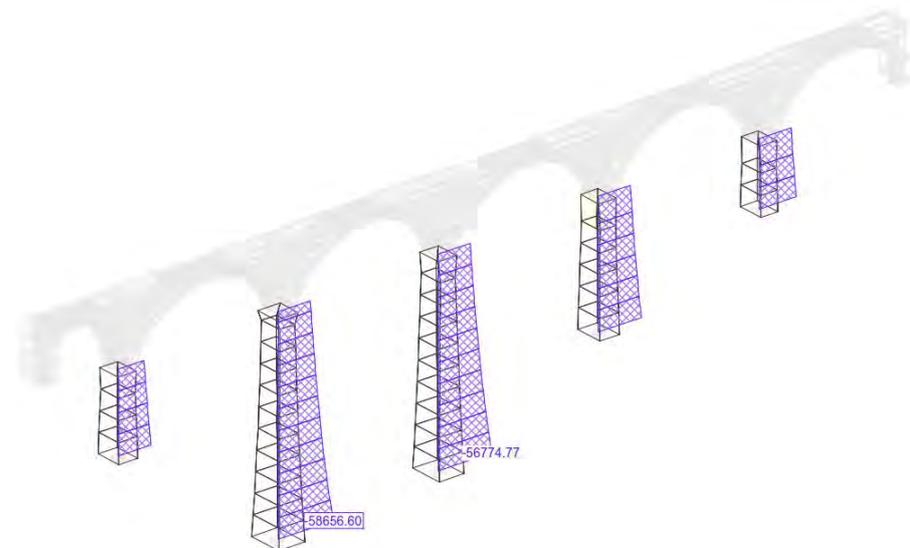


Abbildung 11: Normalkräfte in den Stützen

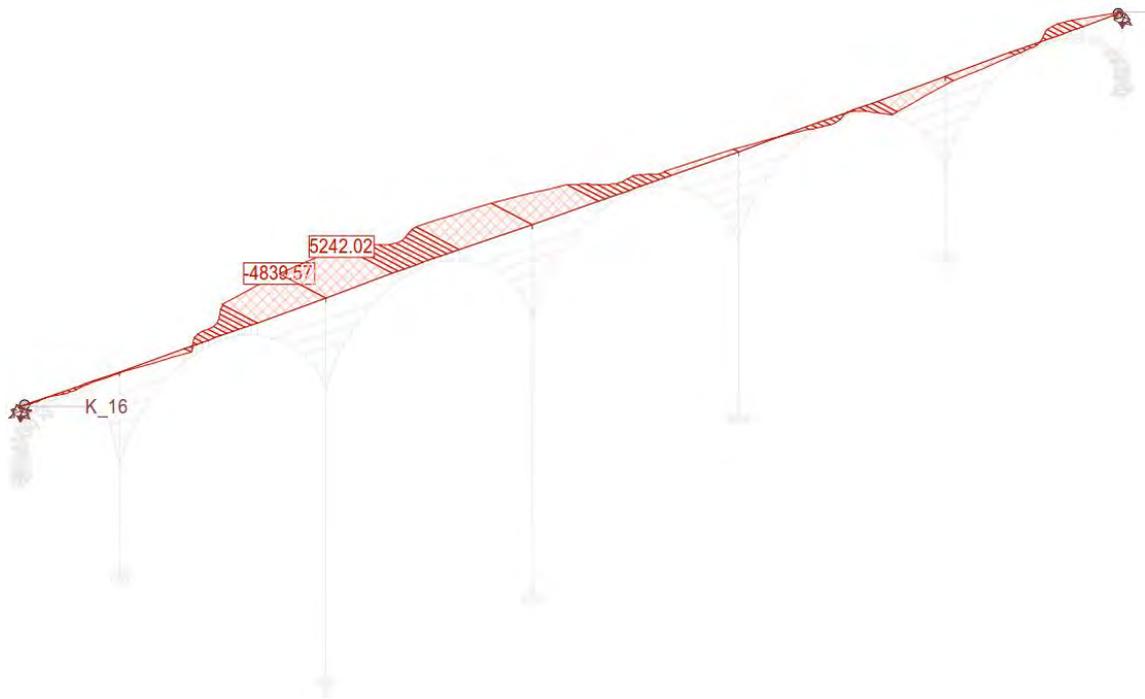


Abbildung 12: Biegemomente im Überbau

Bauteil	Auswirkungen	EG = $R_d/E_d$		Referenz
Pfeiler III	$M_{Ed} = 82.48 \text{ MNm}$ $N_{Ed} = -56.77 \text{ MN}$	EG >> 1.00	i.O.	A20-A23
Überbau	$M_{Ed} = 5.24 \text{ MNm}$	EG <sup>1)</sup> >> 1.00	i.O.	A22-A25

Tabelle 6: Tragsicherheit des Überbaus und der Stützen

<sup>1)</sup> Der Überbau wird im Rahmen der Instandsetzung ersetzt. Für den Nachweis wurde die Verteilung  $\emptyset 16/150$  als obere und untere Längsbewehrung angenommen.

### 6.1.2 Gleit- und Kippsicherheit der Fundamente

Die Schwingungen quer zur Brücke mobilisieren ca. 15 % des vorhandenen passiven Erdwiderstandes bei den Widerlagern (siehe A2-3 und A12-13). Alle Gleit- und Kippsicherheitsnachweise der Stützenfundamente sind erfüllt (siehe A14 bis A16).

---

### 6.1.3 Verformungen im Erdbebenfall

---

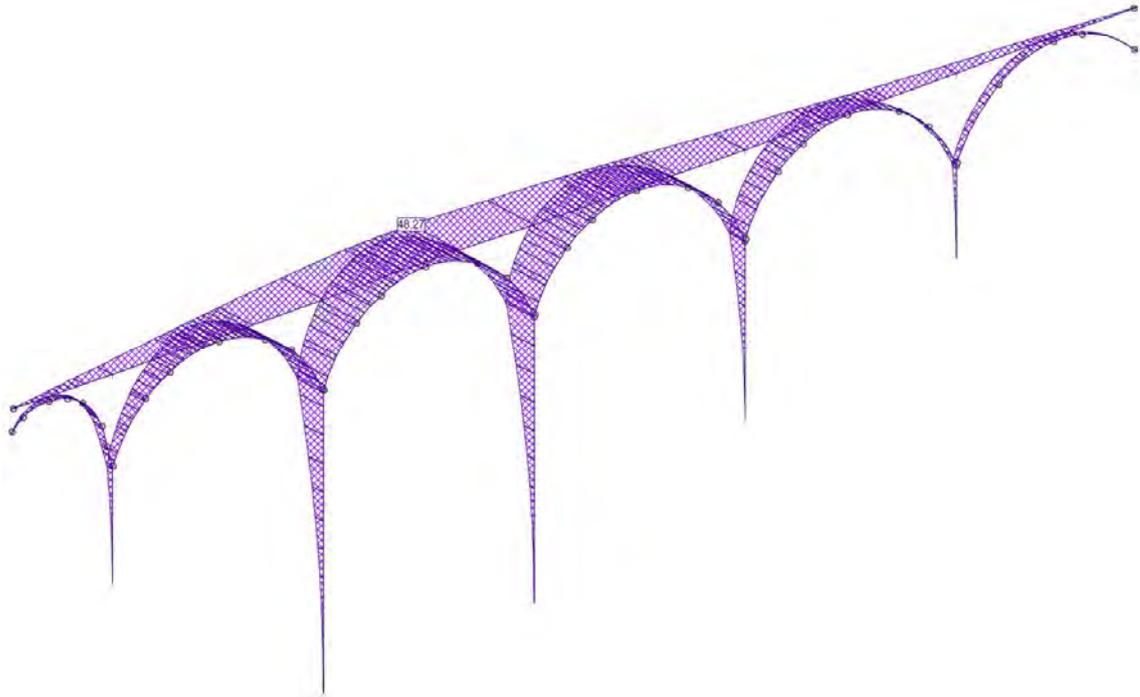


Abbildung 13: maximale Verformungen in Brückenquerrichtung

---

Die Schwingungen quer zur Brücke führen zu einer maximalen Auslenkung von ca. 5 cm. Angesichts der Gesamtlänge (ca. 185 m) und der Höhe des Viaduktes an der Stelle der maximalen Auslenkung (ca. 55 m), werden diese Verformungen als vernachlässigbar klein eingestuft.

## 6.2 Schwingungen längs zur Brücke

Die „nichttragenden“ Widerlager wurden in jedem Modell als Gleitlager berücksichtigt. Dies hat zur Folge, dass sich der Randbogen beim Widerlager horizontal nicht abstützen kann. Diese fehlende Horizontallagerung wird im Modell dadurch ausgeglichen, dass der gesamte Bogen vom restlichen Teil des Tragwerks „rückgezogen“ wird, was zu Zugkräften in der äusseren Hälfte des Bogens führt.

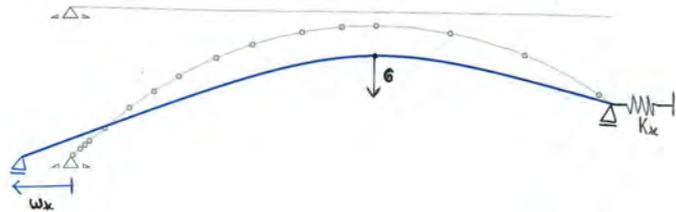


Abbildung 14: Verformungen im Modell beim Randbogen

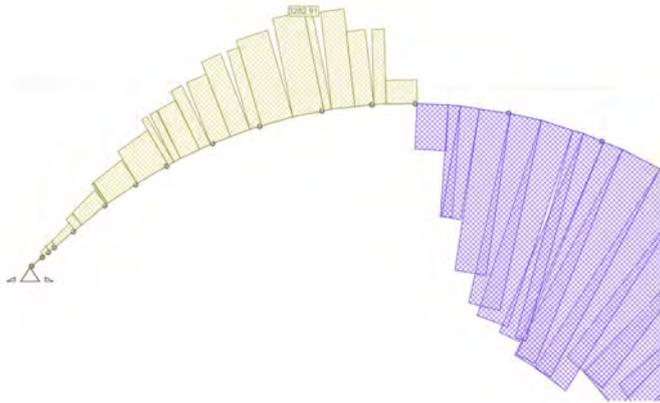


Abbildung 15: Normalkräfte im Randbogen des Modells aus dem Bauwerkseigengewicht

In Wirklichkeit führt eine Rissbildung zwischen Widerlager und Bogen jedoch dazu, dass sich der Bogen „öffnet“, um sich erneut gegen das Widerlager abzustützen. Hierdurch wird die Horizontalkomponente erneut vom Widerlager aufgenommen und es entstehen keine Zugkräfte im Bogen aus dem Eigengewicht des Bauwerkes.

Aus diesem Grund werden die durch Eigenlast und Auflast induzierten Zugkräfte der Bögen beim Tragsicherheitsnachweis vernachlässigt.

## 6.2.1 Tragsicherheit der Gewölbe und der Pfeiler

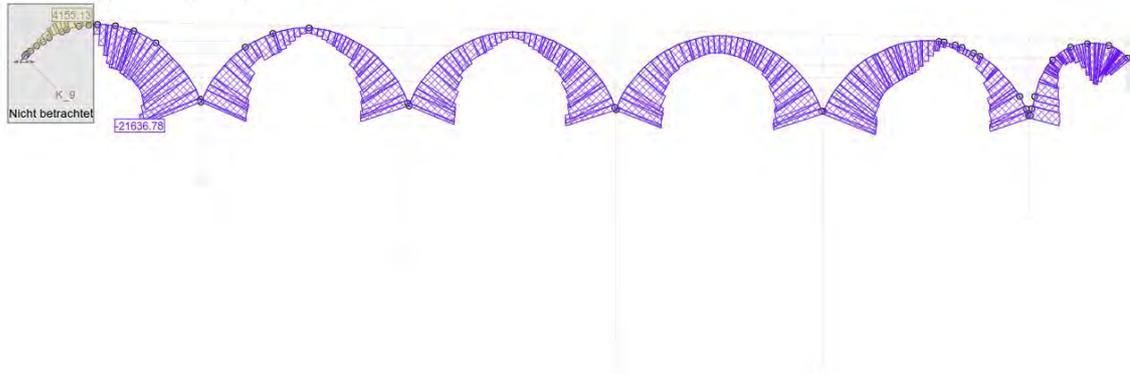


Abbildung 16: Normalkraft in den Gewölben - Schwingung in Richtung Zug

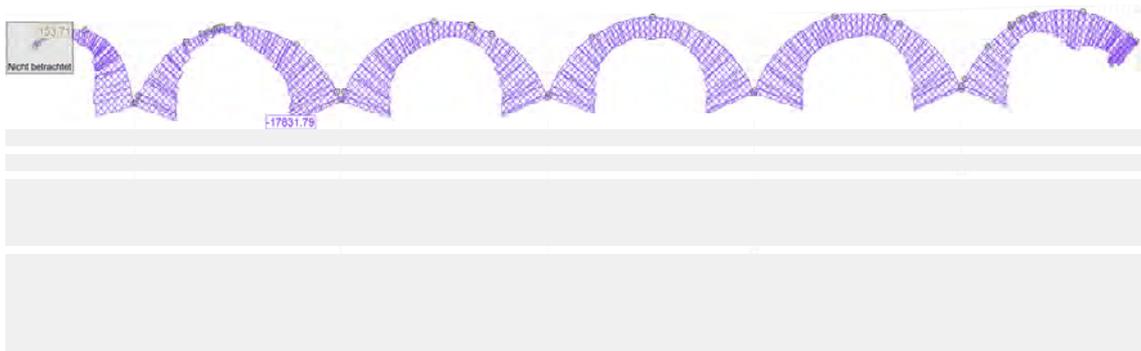


Abbildung 17: Normalkraft in den Gewölben - Schwingung in Richtung Aegeri

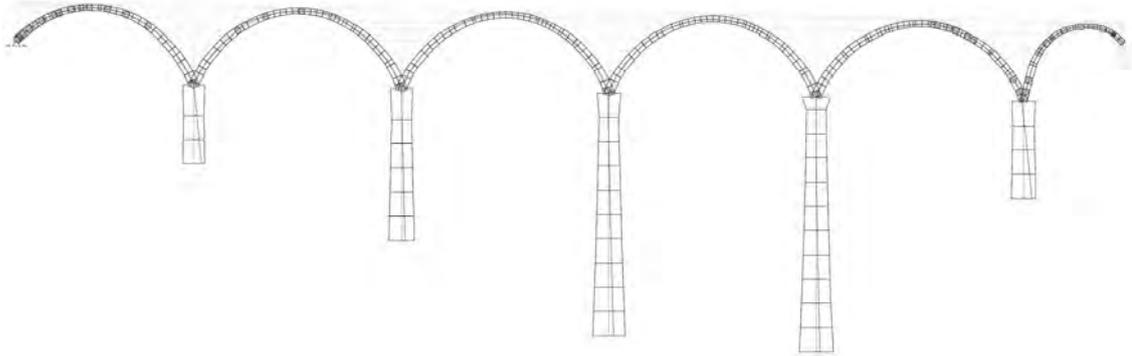


Abbildung 18: Normalkraftlinie - Schwingungen Richtung Zug

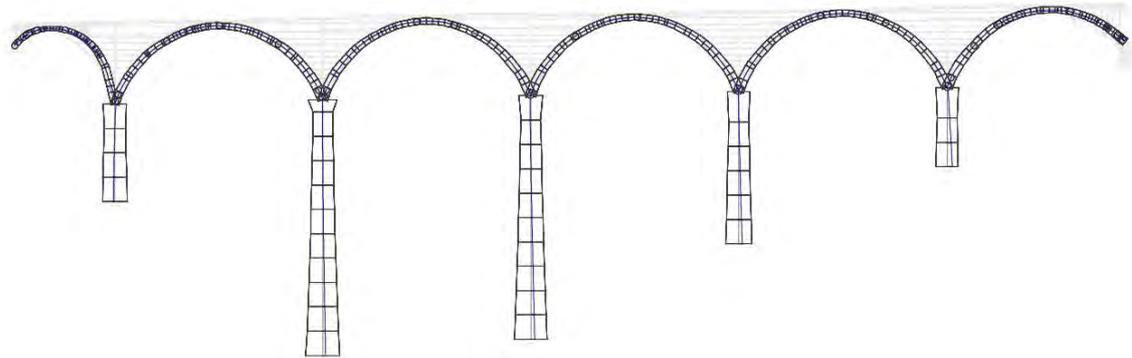


Abbildung 19: Normalkraftlinie - Schwingungen Richtung Aegeri

Im Erdbebenfall längs zur Brücke bleiben die Gewölbe unter Druck. Die resultierende Normalkraftlinie bleibt überall innerhalb des Bogenquerschnittes und der Bogenwiderstand wird nirgends überschritten (Siehe B16 bis B20 und B39 bis B42).

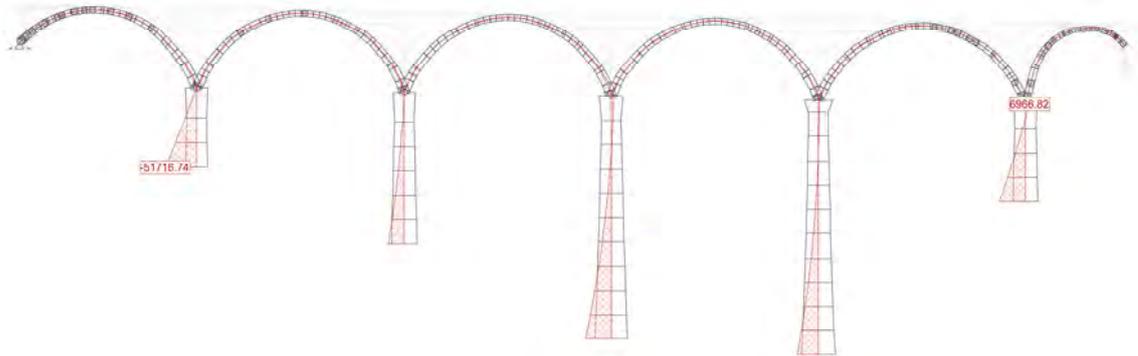


Abbildung 20: maximale Biegemomente bei den Stützen - Schwingungen in Richtung Zug

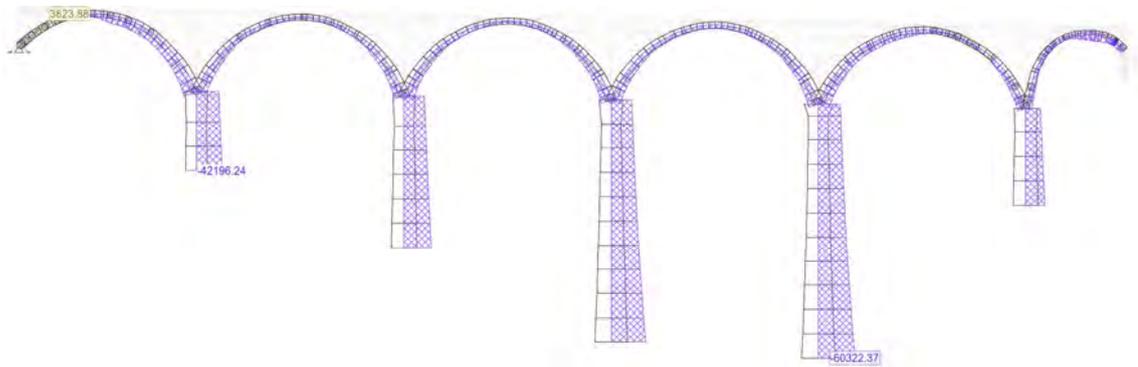


Abbildung 21: Normalkräfte in den Stützen - Schwingungen in Richtung Zug

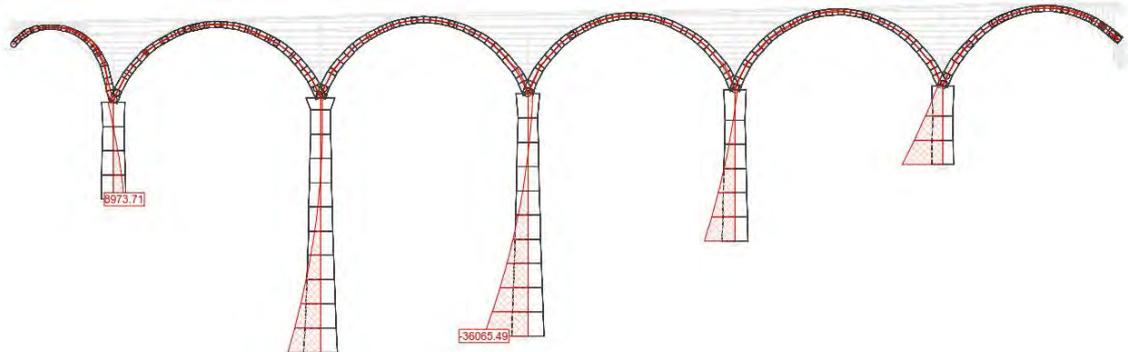


Abbildung 22: maximale Biegemomente bei den Stützen - Schwingungen in Richtung Aegeri

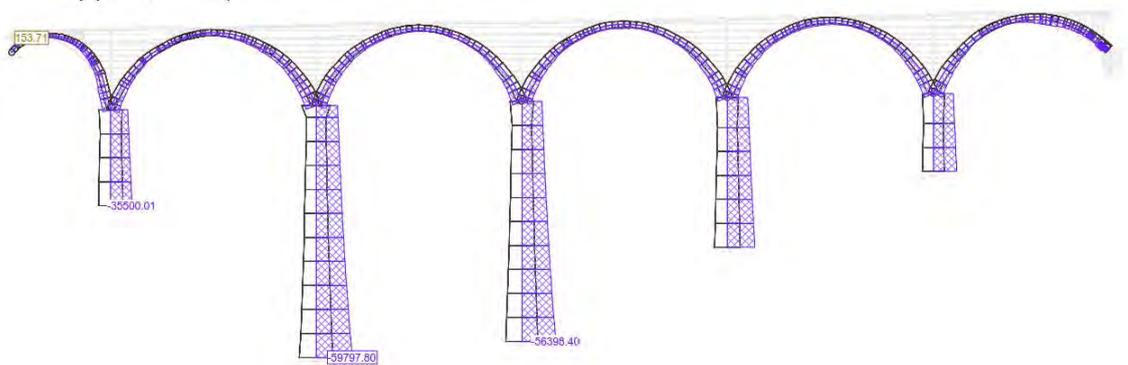


Abbildung 23: Normalkräfte in den Stützen - Schwingungen in Richtung Aegeri

Bauteil	Auswirkungen	EG = $R_d/E_d$		Referenz
Pfeiler V	$M_{Ed} = 51.72 \text{ MNm}$ $N_{Ed} = -42.20 \text{ MN}$	EG = 2.38	i.O.	B21-B23
Pfeiler III	$M_{Ed} = 36.07 \text{ MNm}$ $N_{Ed} = -56.40 \text{ MN}$	EG >> 1.00	i.O.	B43-B46

Tabelle 7: Tragsicherheit des Überbaus und der Stützen

### 6.2.2 Gleit- und Kippsicherheit der Fundamente

Die Schwingungen längs zur Brücke in Richtung Zug mobilisieren ca. 99 % des vorhandenen passiven Erdwiderstandes bei den Widerlagern (siehe B2 und B12). Alle Gleit- und Kippsicherheitsnachweise der Stützenfundamente sind erfüllt (siehe B13 bis B15).

Die Schwingungen längs zur Brücke in Richtung Ägeri mobilisieren ca. 90 % des vorhandenen passiven Erdwiderstandes bei den Widerlagern (siehe B25 und B36). Alle Gleit- und Kippsicherheitsnachweise der Stützenfundamente sind erfüllt (siehe B37 bis B38).

### 6.2.3 Verformungen im Erdbebenfall

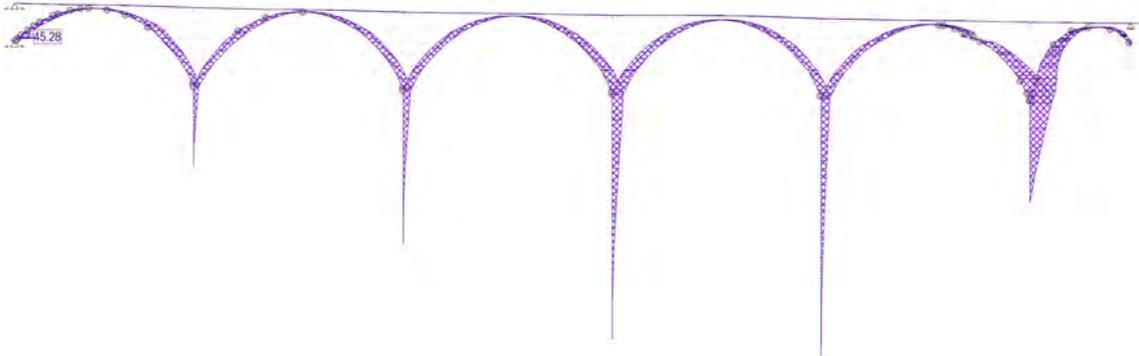


Abbildung 24: maximale Verformungen in Brückenlängsrichtung - Schwingungen in Richtung Zug

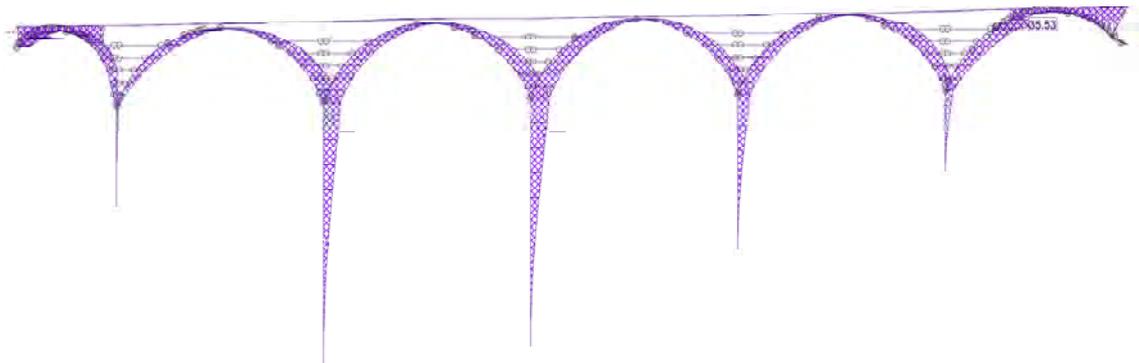


Abbildung 25: maximale Verformungen in Brückenlängsrichtung - Schwingungen in Richtung Ägeri

Das Erdbeben längs zur Brücke führt zu einer maximalen horizontalen Verschiebung des Brückenkörpers von ca. 5 cm. Angesichts der Gesamtlänge der Brücke (ca. 185 m) werden diese Verformungen als vernachlässigbar klein eingestuft.

---

## **7 Fazit**

Nach dem Ersatzkraftverfahren sind die Gewölbe beim Erdbeben unter Druck belastet und die Tragsicherheitsnachweise der Unterbaus (Pfeiler, Widerlager, Fundamente) sind erfüllt. Angesichts der geringen Bauwerksverformungen im Erdbebenfall und der unberücksichtigten Tragreserven (stabilisierende Innenfüllung, massivere Querschnitte, Sicherungen der Stirnwände / Gewölbe) kann die Lorzentobelbrücke, nach dem Ersatzkraftverfahren, als erdbebensicher eingestuft werden.

Im Fall eines Erdbebens können jedoch neue Rissbildungen im Mauerwerk und zusätzliche Sanierungsmassnahmen, nicht ausgeschlossen werden.

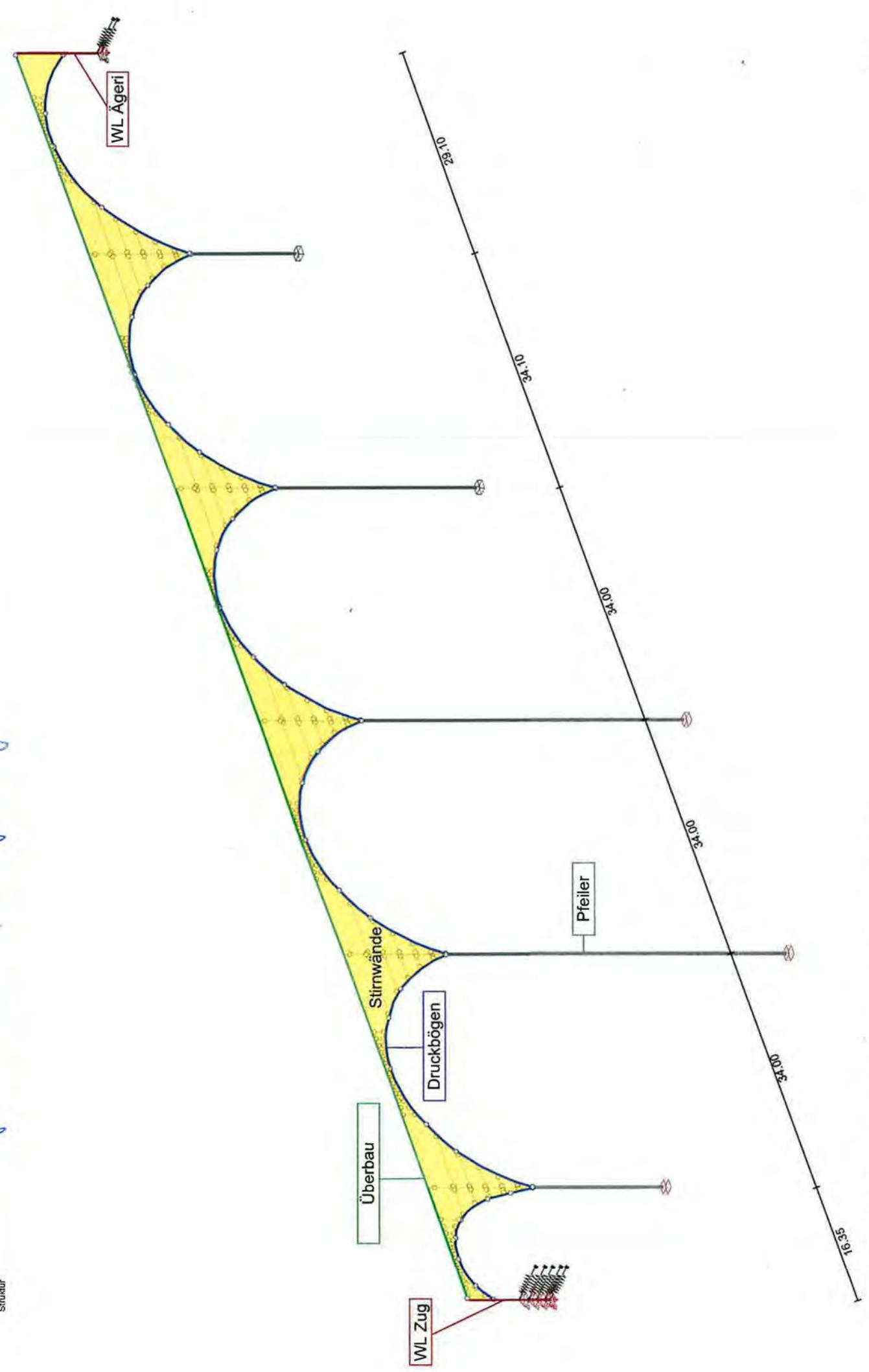
---

# Anhang A

## Berechnungen in Quertragrichtung

# Tragwerksmodell - Quertbergichtung

Berechnungen  
Viadukt  
Struktur



Horizontale Widerstände bei WL Zug in Quertreibung.

Az

$$R_H(G) = \Sigma E_{Gz} \cdot \tan \delta \text{ mit } \delta = 20^\circ$$

$$\rightarrow \Sigma E_{Gz} = A(\text{Eingengewichte} + \text{Bodenauflast})$$

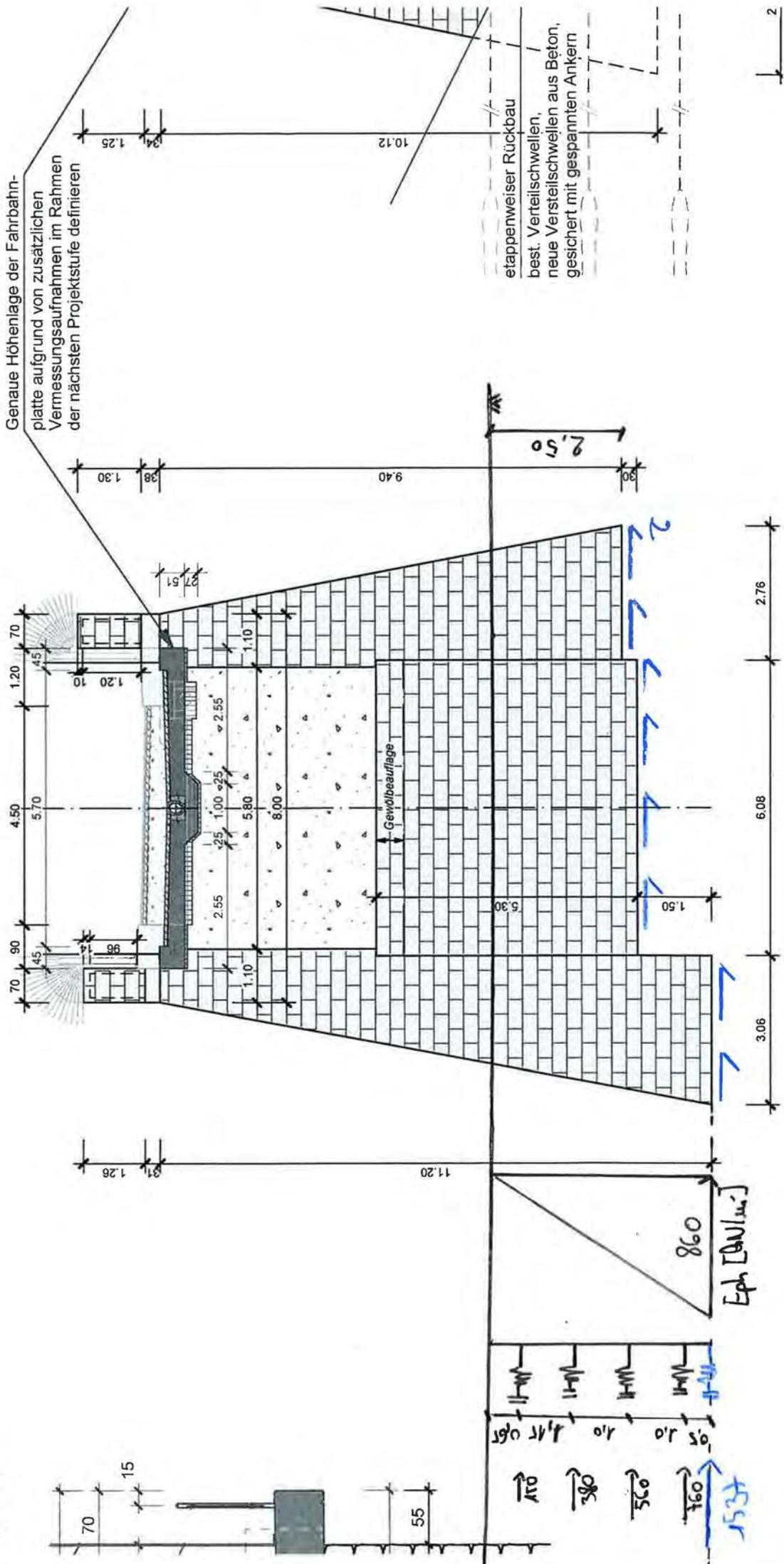
$$= (432 + 1705) + (472 + 667)$$

$$\Sigma E_{Gz} = 4'224 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_H(G) = 1'537 \text{ kN}$$

# Schnitt A-A 1:100

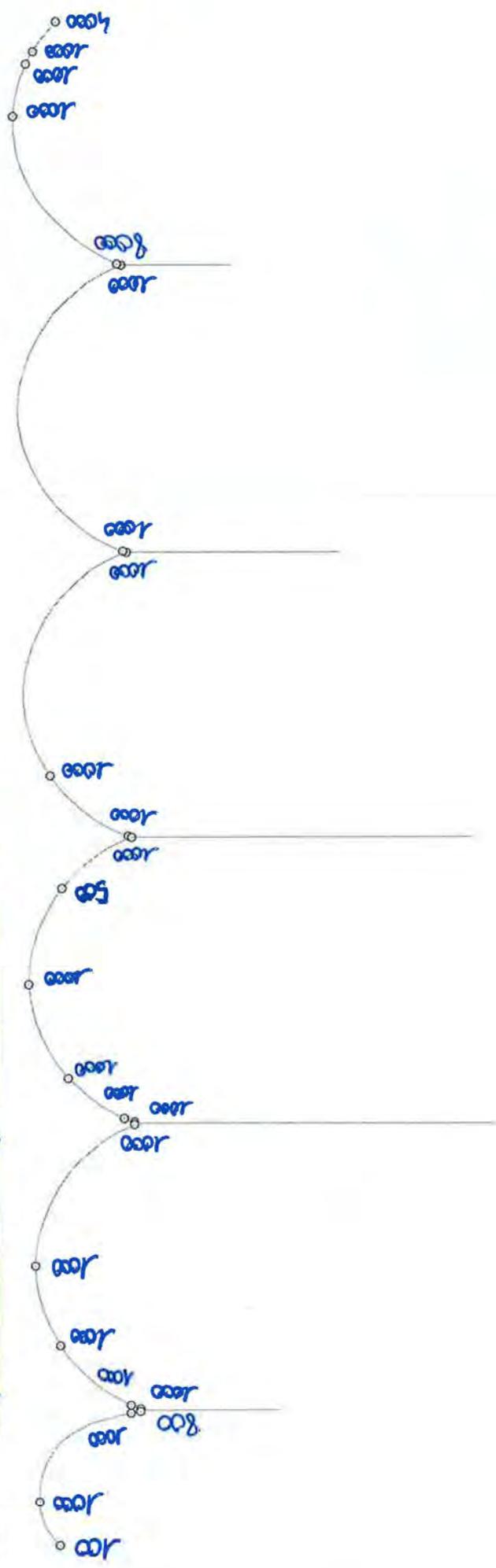
Querschnitt Widerlager Zug



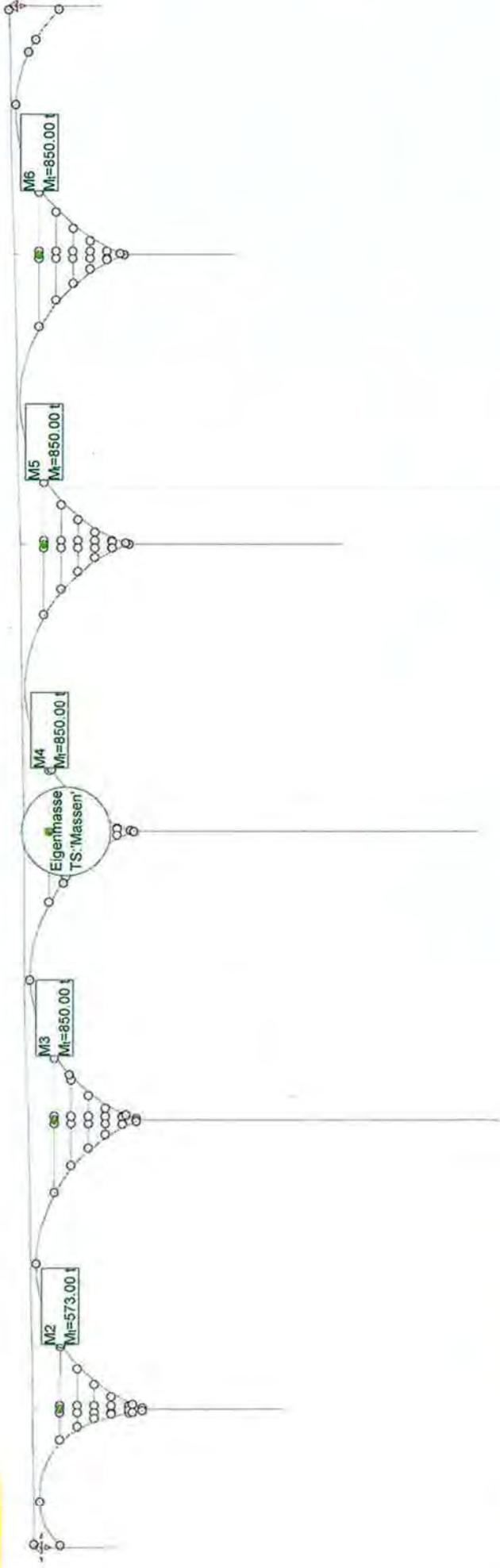


Definition der spezifischen Gelenkkomponenten by [N.N.]

Struktur



Massen M1



**EIGENFREQUENZEN**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1

EW-Nr.	$\omega^2$ [(rad/s) <sup>2</sup> ]	$\omega$ [rad/s]	Periode [s]	Frequenz [s <sup>-1</sup> ]
1	33.98	5.830	1.07780	0.93
2	77.23	8.788	0.71497	1.40
3	77.80	8.821	0.71232	1.40
4	146.57	12.106	0.51900	1.93
5	152.39	12.345	0.50898	1.96
6	248.86	15.775	0.39830	2.51
7	270.69	16.453	0.38189	2.62
8	293.92	17.144	0.36649	2.73
9	334.95	18.302	0.34331	2.91
10	472.08	21.727	0.28918	3.46
11	494.90	22.246	0.28244	3.54
12	613.04	24.760	0.25377	3.94
13	701.18	26.480	0.23728	4.21
14	714.84	26.737	0.23500	4.26
15	722.24	26.874	0.23380	4.28
16	725.13	26.928	0.23333	4.29
17	766.69	27.689	0.22692	4.41
18	929.37	30.486	0.20610	4.85
19	1014.38	31.849	0.19728	5.07
20	1047.02	32.358	0.19418	5.15

**MODALE PARTIZIPATIONSFAKTOREN**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1 (Massennormiert)

EW-Nr.	X	Y	Z
1	0.00058624	-93.81098575	0.00010685
2	101.63170778	-0.03773395	0.94530014
3	0.21020467	17.37843858	0.00195874
4	10.32489173	-0.05041318	-0.64106412
5	-0.01492571	-42.75276962	0.00046151
6	-9.04510933	0.01034436	2.19407645
7	-0.01098648	-12.38795653	0.00326258
8	-21.64204311	0.00658191	-6.35031405
9	-0.00729889	-23.70923044	-0.00357407
10	-32.91980550	0.00001339	0.58720427
11	-18.77963378	-0.00305315	0.08150938
12	-10.94394774	0.00031780	2.11859455
13	0.03584336	-5.95167693	0.00017768
14	0.13446595	-2.19888240	0.00187258
15	-30.93086036	0.01288670	-0.44527881
16	0.28311106	3.23574385	0.00397107
17	-0.00292754	5.05397278	-0.00083158
18	9.62543023	-0.00005965	3.14115126
19	0.00349139	-5.00817155	-0.00021267
20	0.00246968	7.06996105	0.00020690
*) $\sum p_i^2$	1.3591469E+4	1.1797240E+4	61.35006311

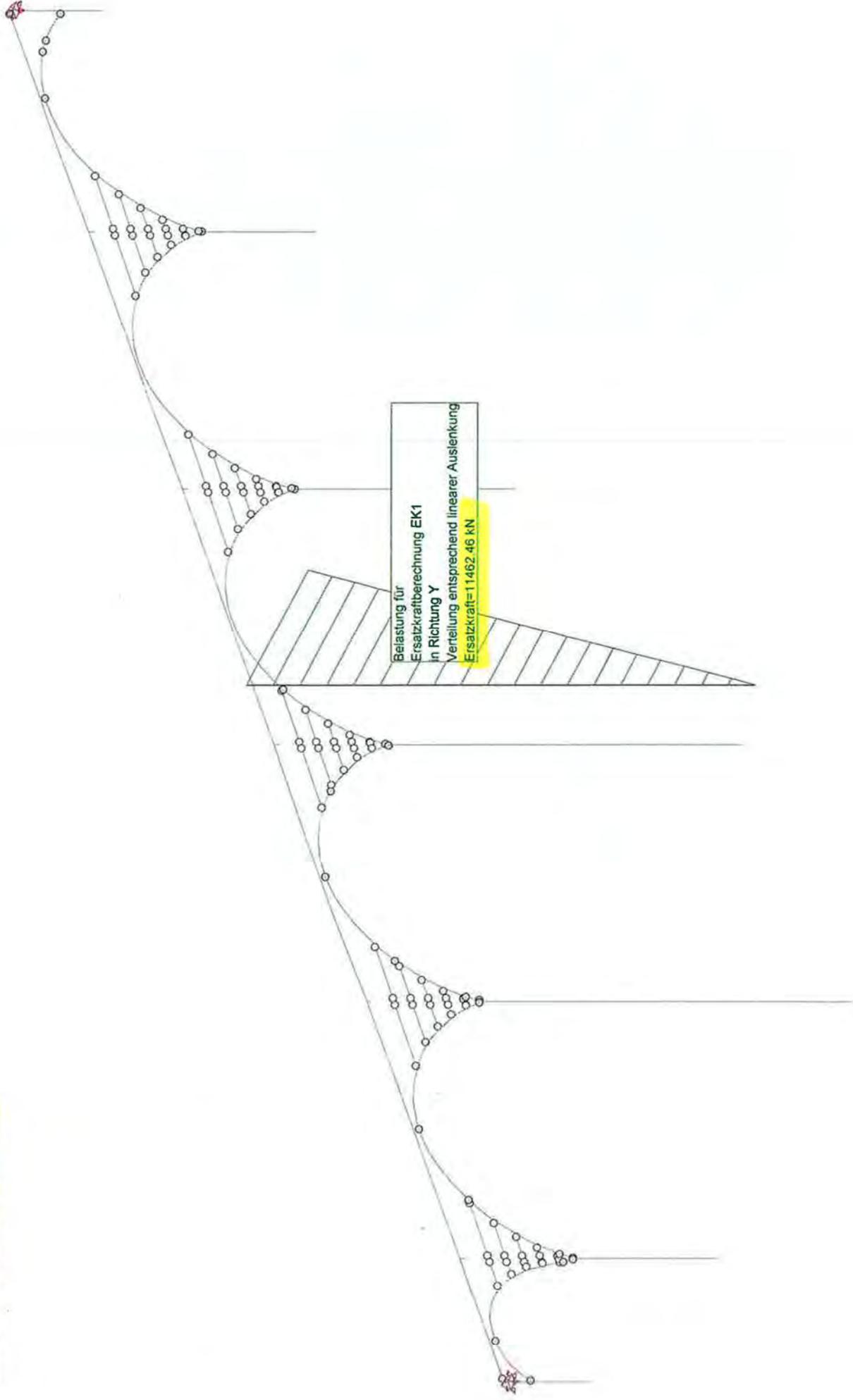
\*) : Summe der Quadrate der Partizipationsfaktoren  
(entspricht der angeregten Masse in der entspr. Richtung)

**MODALE MASSEN (sortiert nach Grösse pro Richtung)**

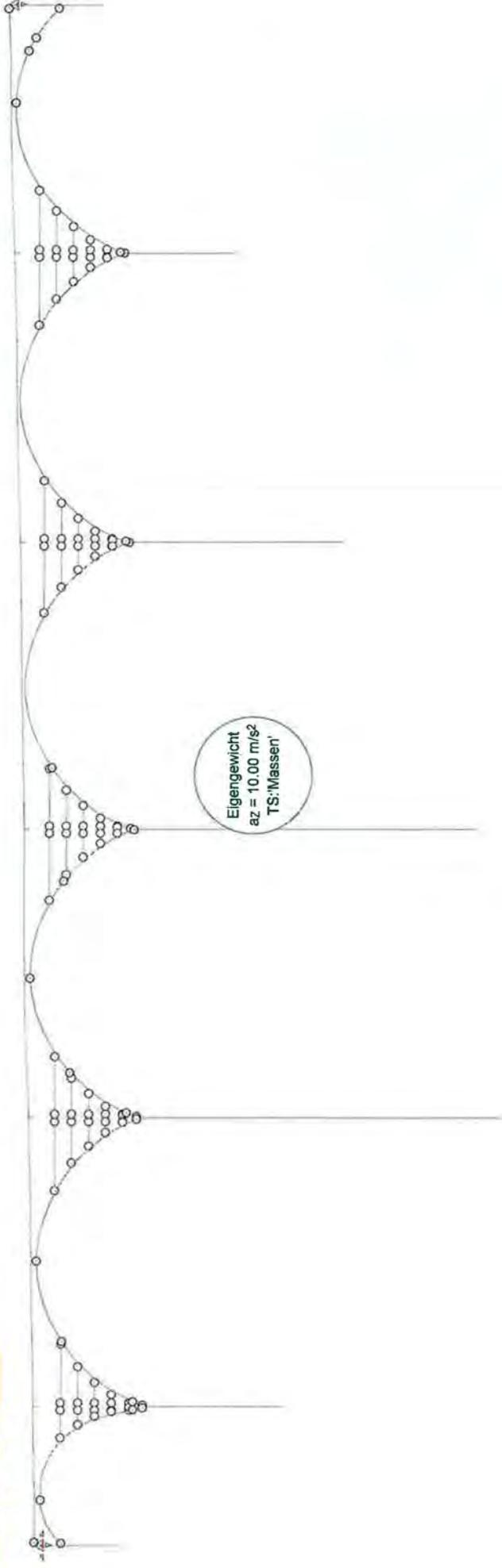
für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1

EW-Pos.	EW-Nr.	X-Richtung		Y-Richtung		Z-Richtung	
		mex [t]	$\Sigma$ mex [%]	mey [t]	$\Sigma$ mey [%]	mez [t]	$\Sigma$ mez [%]
1	2	10329.00	57.7%	8800.50	49.2%	40.33	0.2%
2	10	1083.71	63.7%	1827.80	59.4%	9.87	0.3%
3	15	956.72	69.1%	562.13	62.5%	4.81	0.3%
4	8	468.38	71.7%	302.01	64.2%	4.49	0.3%
5	11	352.67	73.7%	153.46	65.0%	0.89	0.3%
6	12	119.77	74.3%	49.98	65.3%	0.41	0.3%
7	4	106.60	74.9%	35.42	65.5%	0.34	0.3%
8	18	92.65	75.5%	25.54	65.7%	0.20	0.3%
9	6	81.81	75.9%	25.08	65.8%	0.01	0.3%
10	16	0.08	75.9%	10.47	65.9%	0.00	0.3%
11	3	0.04	75.9%	4.84	65.9%	0.00	0.3%
12	14	0.02	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
13	13	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
14	5	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
15	7	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
16	9	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
17	19	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
18	17	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
19	20	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
20	1	0.00	75.9%	0.00	65.9%	0.00	0.3%
(1) : Gesamtmasse =		17904.68 t					

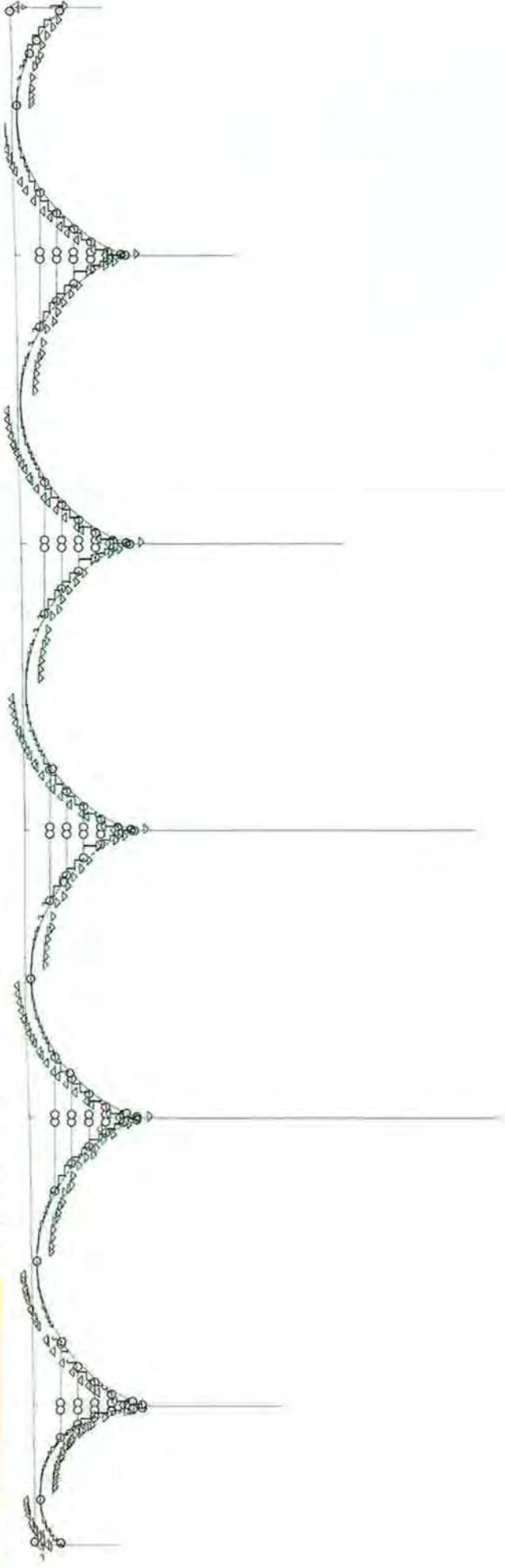
Belastung EK1%Y: Ersatzkräfte Y qd=1.500



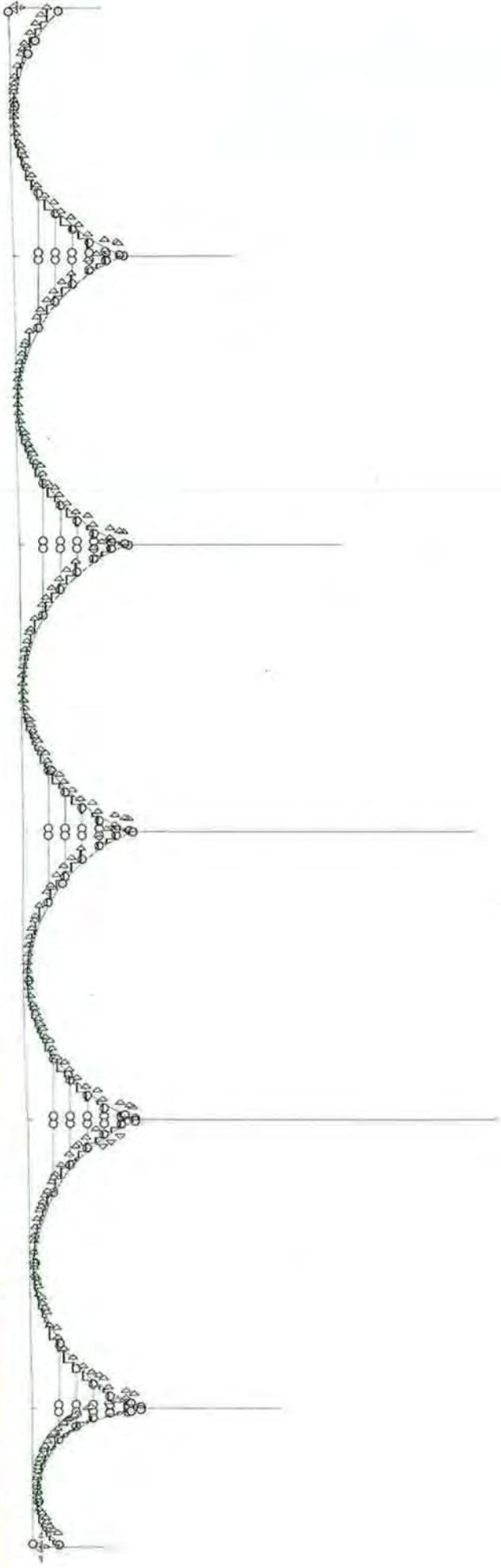
Belastung EG: Eigengewicht



Belastung Eh: Horizontaler Erddruck → Aus [6] übernommen



Belastung Ev: Vertikaler Erddruck → Aus [6] in Anhang

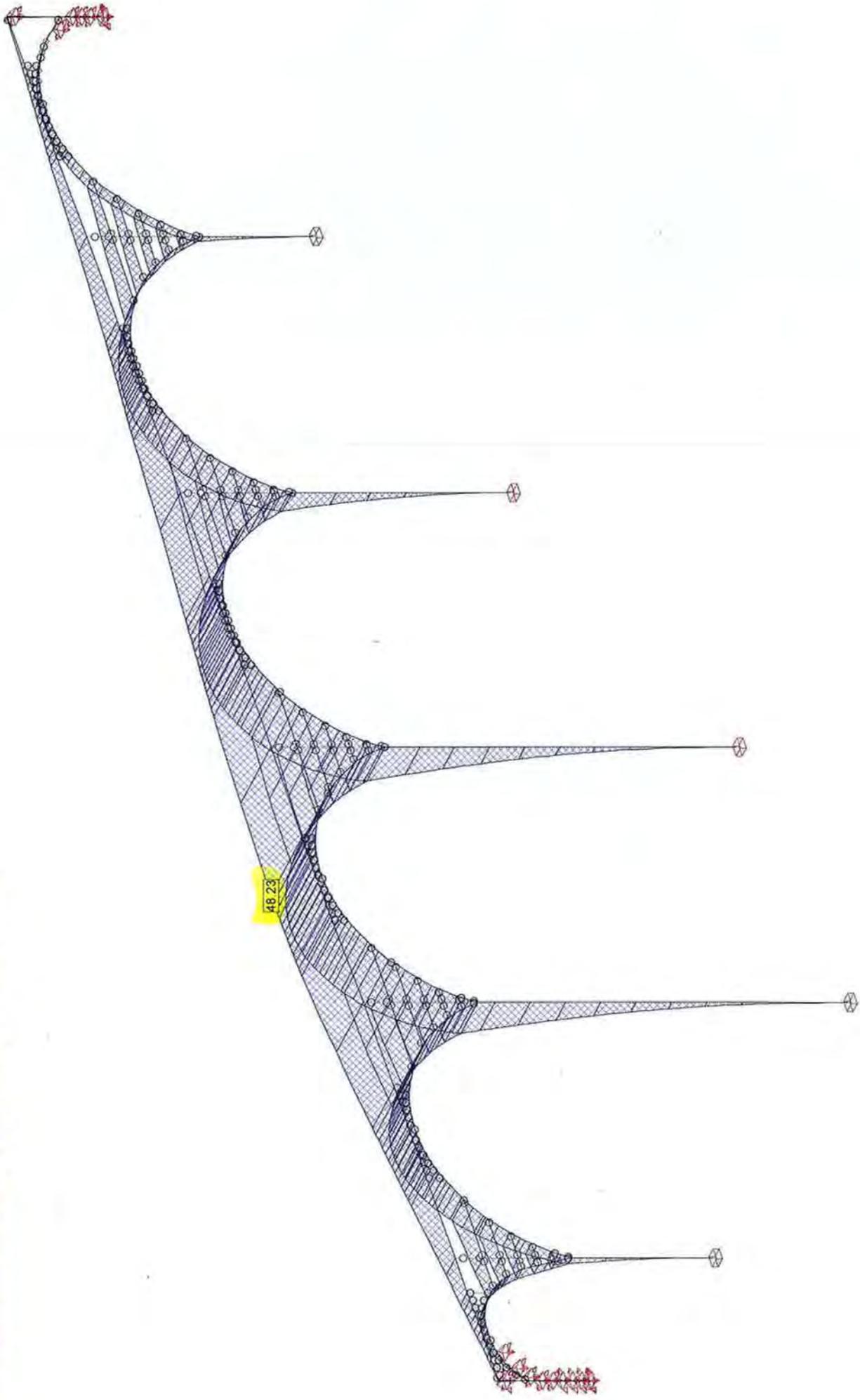


**Resultatkombination**

**Resultatkombination EBy**

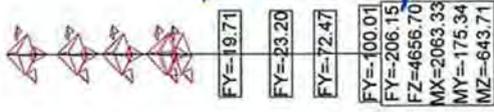
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
Ev	1.000	Vertikaler Erddruck
Eh	0.700	Horizontaler Erddruck
EK1&Y	1.000	Ersatzkräfte Y qd=1.500

VERSCHIEBUNGEN DY für: EBy [mm], Überhöhung: 200.0, Teilsystem: Massen



Reaktionen [kN]/[kNm] für: EBy, Summe FY: -811.70, Summe FZ: 13037.23

↳ Widerlager Zug.



~ 13% des passiven Erdwiderstandes mobilisiert.

Reaktionen [kN]/[kNm] für: EBy, Summe FY: -811.70, Summe FZ: 13037.23

↳ Widerlager Äggi

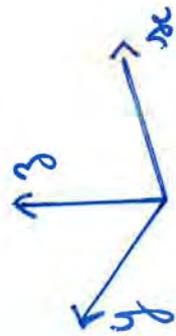
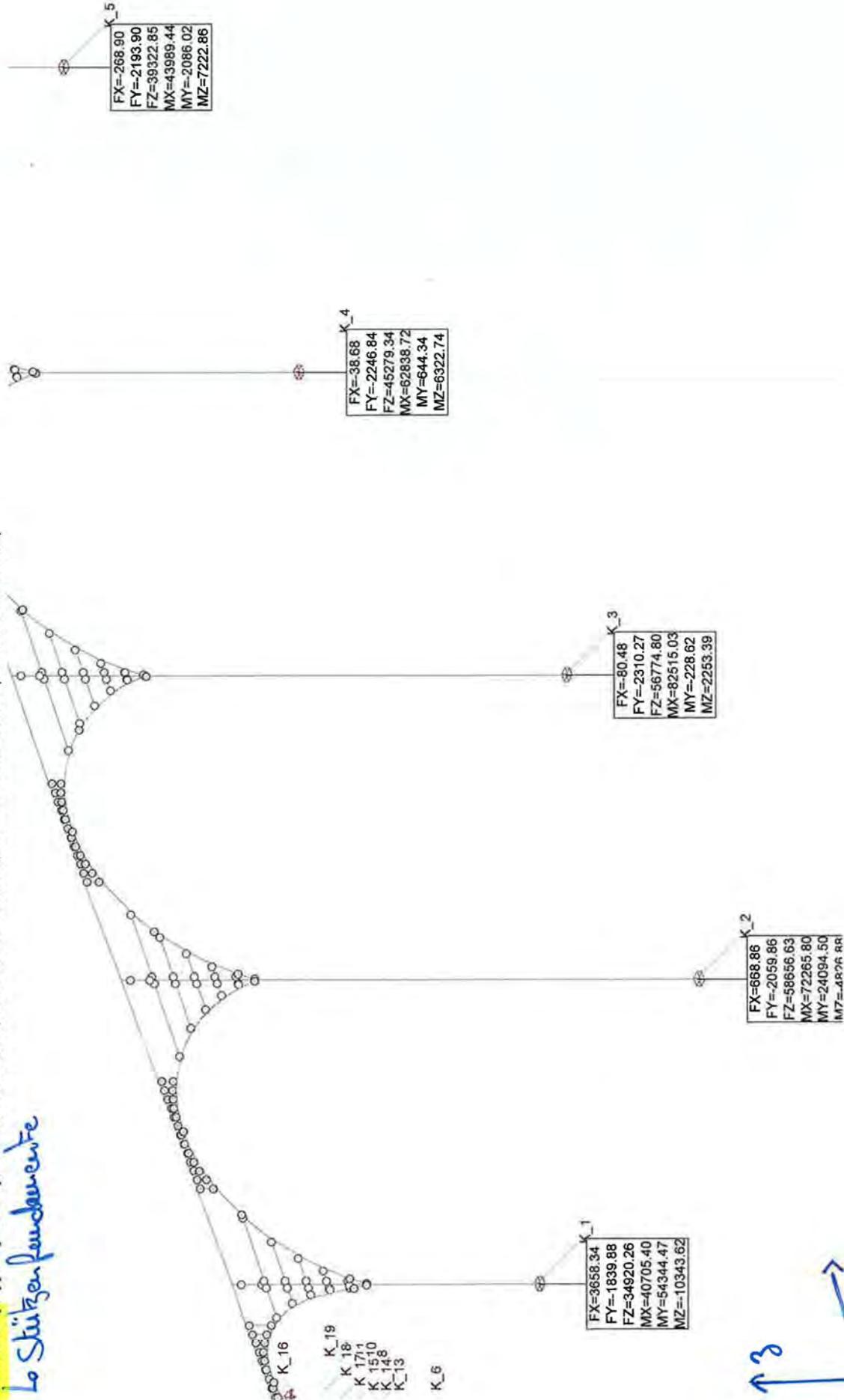


FY=-21.91
FZ=-368.25
MX=2241.25
MY=-5084.20
MZ=491.83

} ~ 15% des passiven Erdwiderstandes mobilisiert.

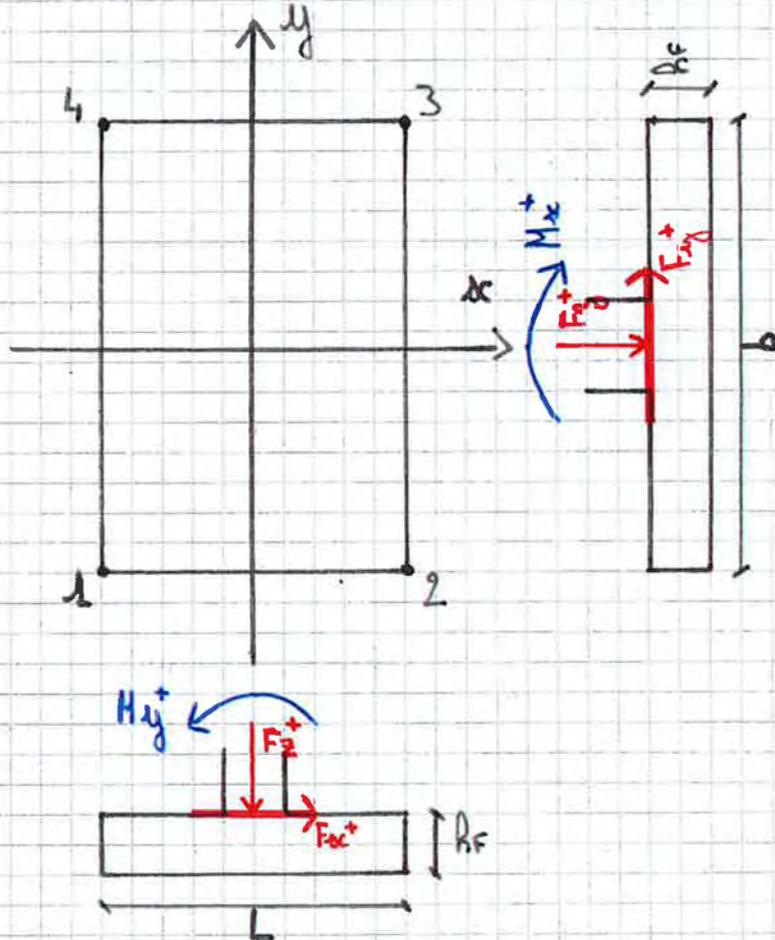
Reaktionen [kN]/[kNm] für: EBy, Summe FX: 3939.13, Summe FY: -10650.75, Summe FZ: 234953.89 (nur selektierte Knoten)

*Lo Stützenfundamente*



## Bodenpressungen 3D.

$$\rightarrow P = \frac{N}{bL} + \frac{M_y}{I_y} \cdot x + \frac{M_x}{I_x} \cdot y$$



- $P_1 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot h_F \cdot \gamma_c}{b \cdot L} + (M_y - F_{xc} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} - (M_x + F_{xy} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$
- $P_2 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot h_F \cdot \gamma_c}{b \cdot L} - (M_y - F_{xc} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} - (M_x + F_{xy} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$
- $P_3 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot h_F \cdot \gamma_c}{b \cdot L} - (M_y - F_{xc} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} + (M_x + F_{xy} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$
- $P_4 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot h_F \cdot \gamma_c}{b \cdot L} + (M_y - F_{xc} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} + (M_x + F_{xy} \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$

**BODENPRESSUNGEN DURCH ERDBEBEN IN QUERTRAGRICHTUNG**

Fundament Nr.	Auflagerkräfte					Geometrie			Bodenpressungen			
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Länge (m)	Breite (m)	Fundamentdicke (m)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 (kN/m <sup>2</sup> )	P3 (kN/m <sup>2</sup> )	P4 (kN/m <sup>2</sup> )
K_1	3658.3	-1'840	34'920	40'705	54'344	5.0	7.3	3.0	1'784	-1'429	280	3'492
K_2	668.86	-2'060	58'657	72'266	24'095	11.1	13.4	3.0	345	177	594	762
K_3	-80.48	-2'310	56'775	82'515	-229	9.6	11.8	3.4	233	234	939	938
K_4	-38.68	-2'247	45'279	62'839	644	8.4	10.5	7.2	345	332	1'042	1'054
K_5	-268.9	-2'194	39'323	43'989	-2'086	8.0	10.5	10.0	487	500	949	936

**GLEITSICHERHEIT BEI ERDBEBEN IN QUERTRAGRICHTUNG**

Fundament Nr.	Auflagerkräfte					R <sub>s,d</sub> = F <sub>z</sub> x tan(δ <sub>d</sub> *)	
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	R <sub>s,d</sub> (kN)	
K_1	3658.3	-1'840	34'920	40'705	54'344	10'762	< FX, FY
K_2	668.86	-2'060	58'657	72'266	24'095	18'078	< FX, FY
K_3	-80.48	-2'310	56'775	82'515	-229	17'498	< FX, FY
K_4	-38.68	-2'247	45'279	62'839	644	13'955	< FX, FY
K_5	-268.9	-2'194	39'323	43'989	-2'086	12'119	< FX, FY

\*  $\delta_d = \frac{2}{3} \varphi_d$

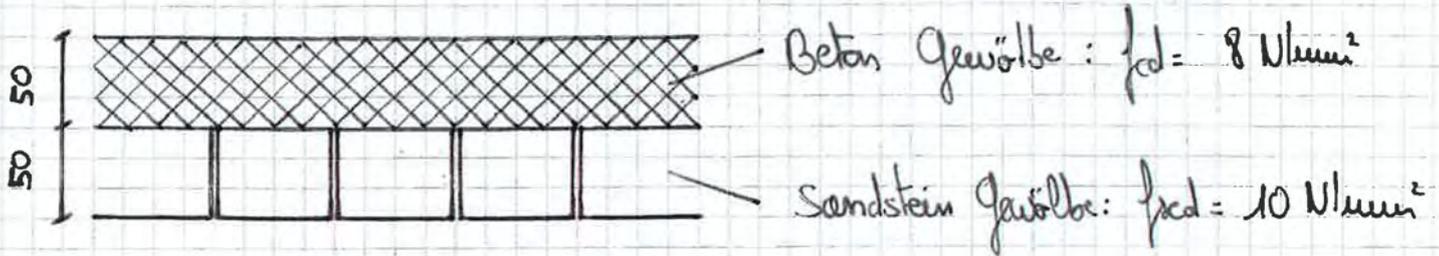
**KIPPSICHERHEIT BEI ERDBEBEN IN QUERTRAGRICHTUNG**

Fundament Nr.	Auflagerkräfte					Geometrie			Kippsicherheit nach SIA 267, 8.5.3.6			
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Länge (m)	Breite (m)	Fundamentdicke (m)	e <sub>y</sub> * (m)	e <sub>x</sub> * (m)	(e <sub>y</sub> /b) <sup>2</sup> +e <sub>x</sub> /L <sup>2</sup>	
K_1	3658.3	-1'840	34'920	40'705	54'344	5.0	7.3	3.0	1.02	-1.32	0.09	< 1/9 i.O.
K_2	668.86	-2'060	58'657	72'266	24'095	11.1	13.4	3.0	1.02	-0.34	0.01	< 1/9 i.O.
K_3	-80.48	-2'310	56'775	82'515	-229	9.6	11.8	3.4	1.22	0.00	0.01	< 1/9 i.O.
K_4	-38.68	-2'247	45'279	62'839	644	8.4	10.5	7.2	0.94	-0.01	0.01	< 1/9 i.O.
K_5	-268.9	-2'194	39'323	43'989	-2'086	8.0	10.5	10.0	0.59	0.01	0.00	< 1/9 i.O.

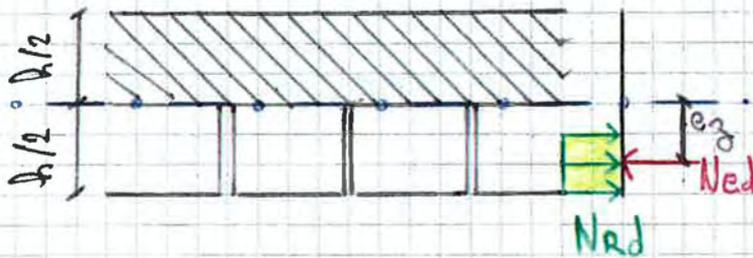
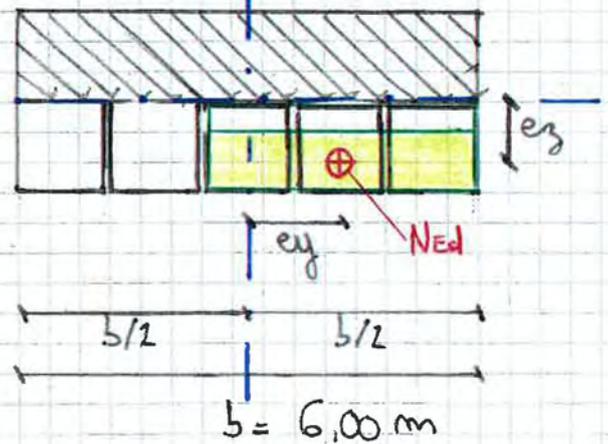
\*  $e_y = \frac{M_x + F_y \cdot h_f/2}{F_z}$  und  $e_x = \frac{-M_y + F_x \cdot h_f/2}{F_z}$

Schnittkraft N [kN] für EBy, Teilsystem: Bogen



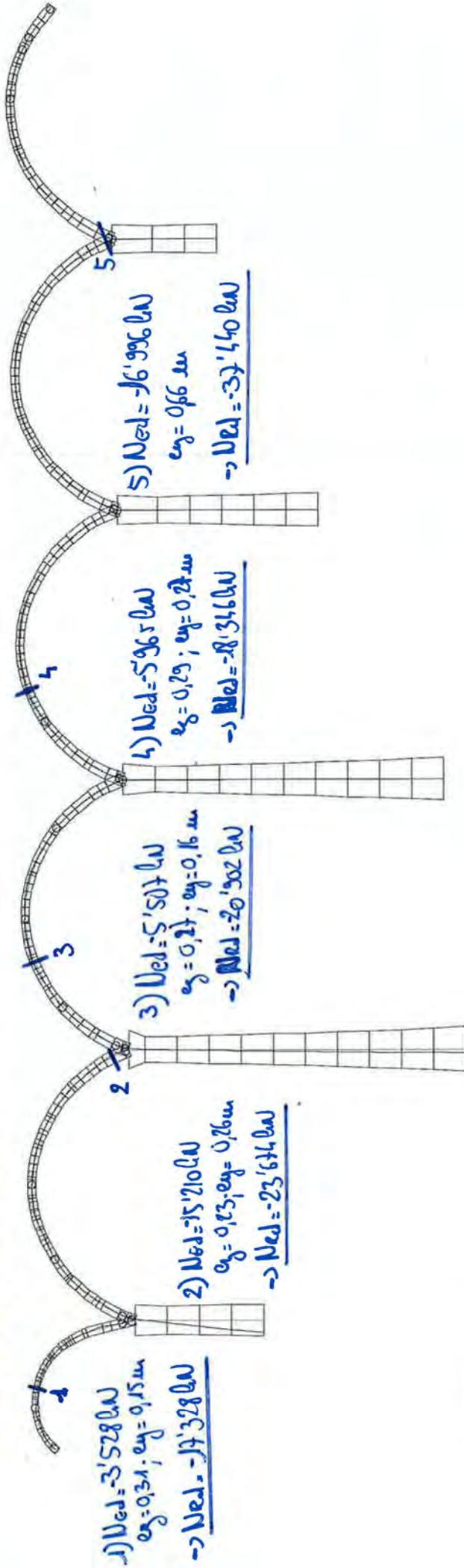
Kräfte im Bogen.
Materialeigenschaften der Druckbögen


Lage der Druckresultierenden: maßgebender Fall im Beton ( $f_{cd} < f_{sd}$ )

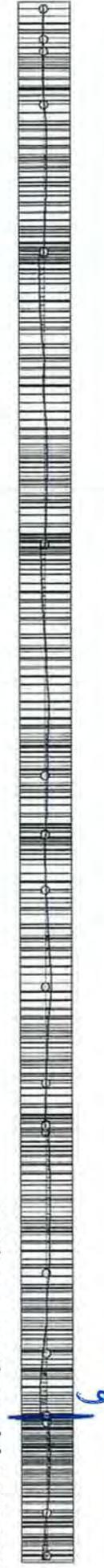
Längsschnitt

Querschnitt

Widerstand der Druckbögen:

$$\left. \begin{aligned}
 e_y &= \frac{M_z}{N_x} \\
 e_z &= \frac{M_y}{N_x}
 \end{aligned} \right\} N_{ed, \min} = \left[ \left( \frac{b}{2} - |e_y| \right) \cdot 2 \right] \cdot \left[ \left( \frac{b}{2} - |e_z| \right) \cdot 2 \right] \cdot f_{cd}$$

Normalkraftlinie [m] für EBy, mehrere Teilsysteme

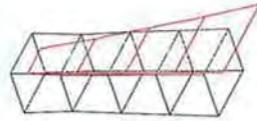
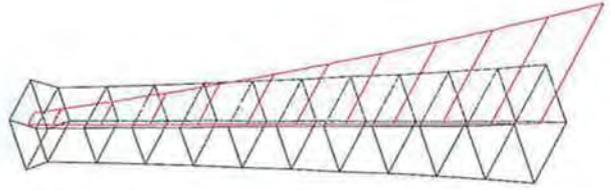
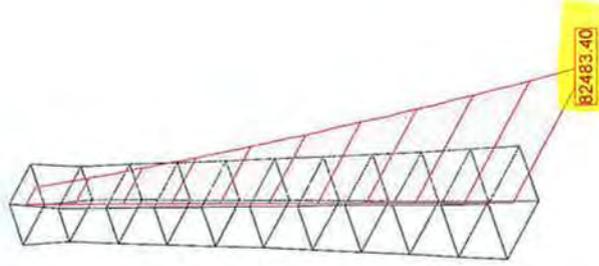
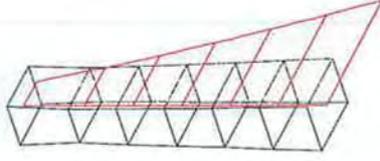
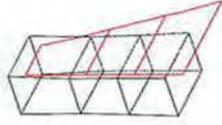


Normalkraftlinie [m] für EBy, mehrere Teilsysteme

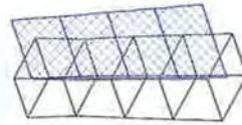
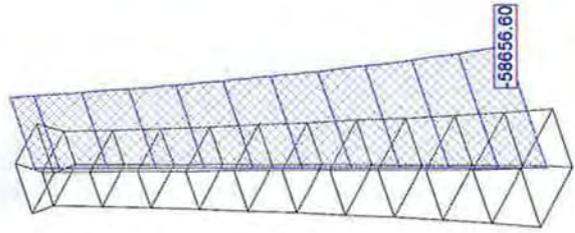
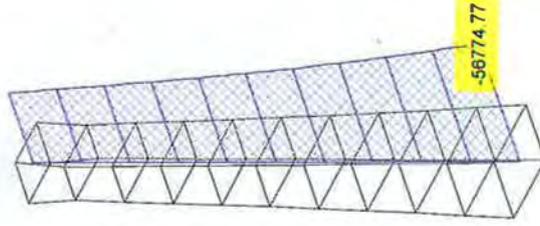
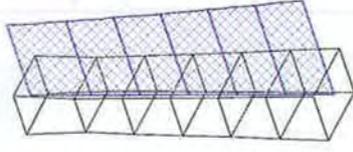
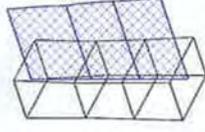


6)  $N_{ed} = -15'530 \text{ kN}$   
 $e_y = 0,17 \text{ m}$   
 $\rightarrow \underline{N_{ed} = 31'080 \text{ kN}}$

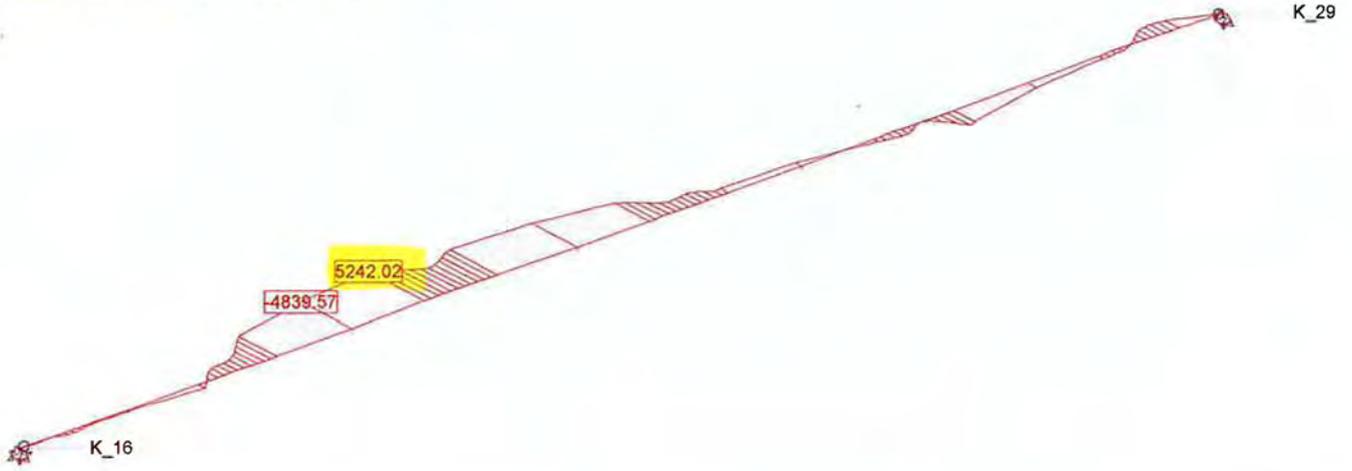
Schnittkraft  $M_z$  [kNm] für EBy, Teilsystem: Pfeiler



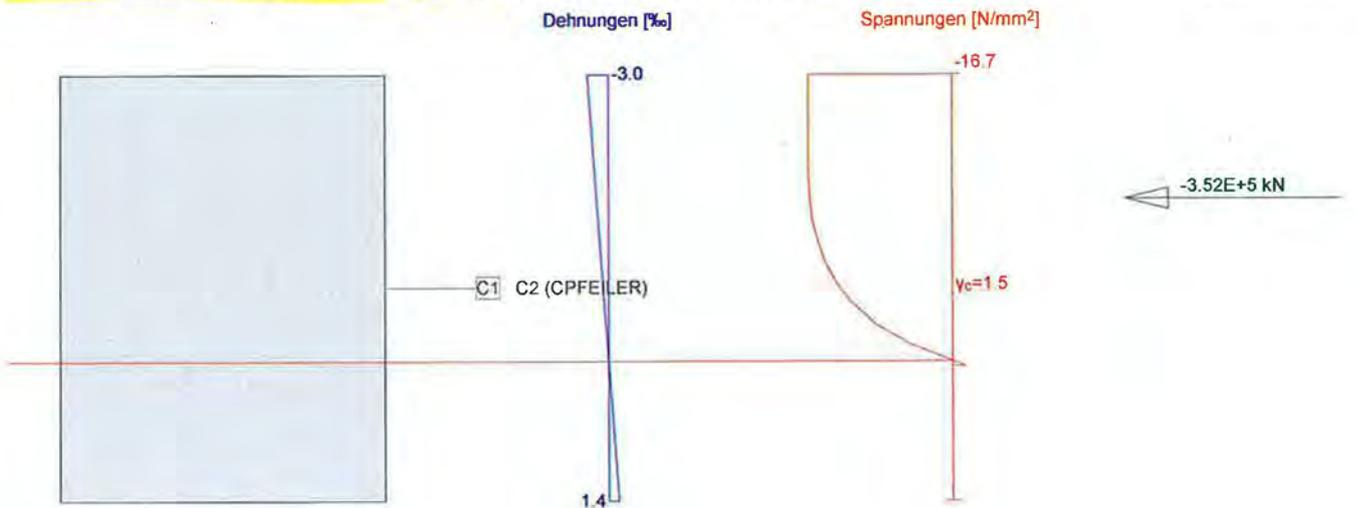
Schnittkraft N [kN] für: EBy, Teilsystem: Pfeiler



Schnittkraft  $M_z$  [kNm] für: EBy, Teilsystem: Überbau



Querschnitt QS32NACHWEIS (CPFEILER): Ausnutzung  $N_x=-56775.0; M_y=82483.0; \text{eff}(M,N) = 0.16$  erfüllt Mstb. 1 :124.1



**Traglastanalyse Querschnitt (Träger): QS32NACHWEIS**

Beanspruchung / Ausnutzung:  $\text{eff}(M,N) = 0.16$  erfüllt

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				eff(M,N)	Querkraft und Torsion			eff(V,T)	Gesamt QS eff(M,N,V,T)
			N [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]			$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	T [kNm]		
1	!GZT		-56775.0	82483.0	0	0.16						

**Analyseparameter "IGZT", Norm: SIA**

ID	$\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm				Grenzdehnungen			$\sigma_s$ [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses	
	c	s	p	a	$\epsilon_{c1d}$ [%]	$\epsilon_{c2d}$ [%]	$\epsilon_{ud}$ [%]		$\gamma_c$ [-]	$\gamma_s$ [-]	$\gamma_p$ [-]	$\gamma_M$ [-]	$\alpha$ [-]	$\phi$ [-]
!GZT	4/1	1	1	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	1.15	1.05	45.00	0

**Maximale Dehnungen und Spannungen**

Name	Klasse	$y_q$ [m]	$z_q$ [m]	$\varepsilon$ [‰]	$\sigma_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma$ [-]
C1	CPFEILER	0.0000	7.0000	-3.0	-16.7	1.50
C1	CPFEILER	5.3000	-0.0000	1.4	0	1.50

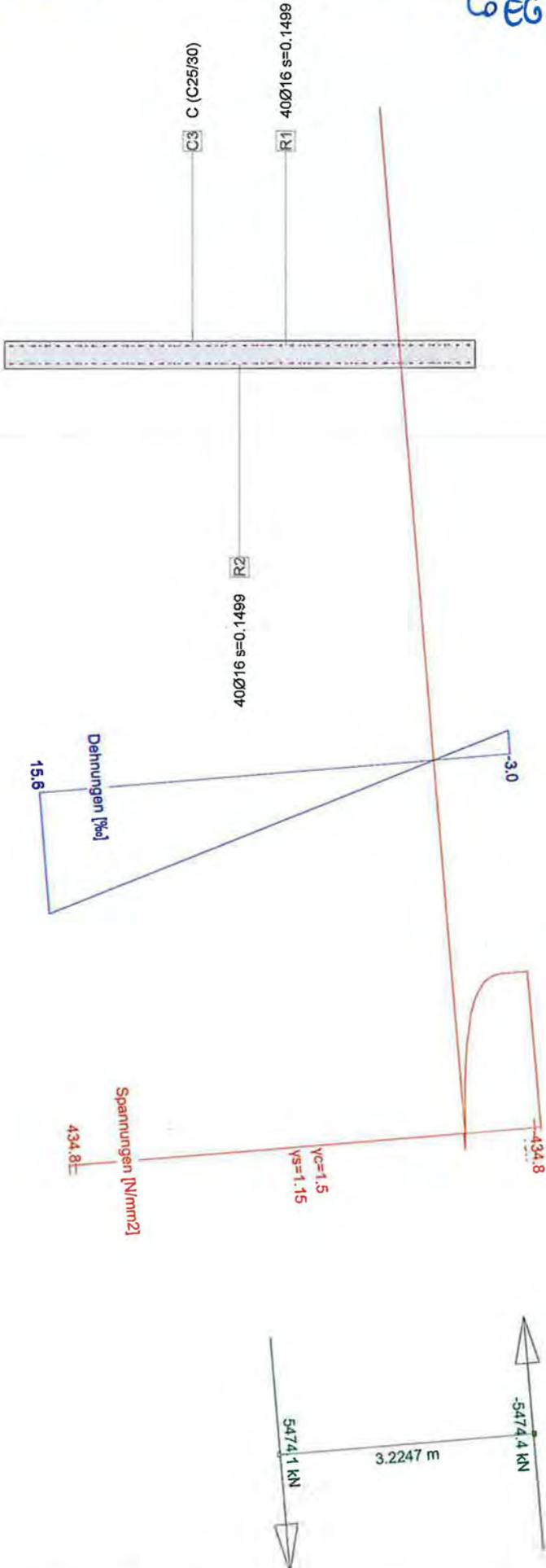
**Zustand im letzten Iterationsschritt = Grenzzustand**

N [kN]	Innere Kräfte		Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$\varepsilon_x$ [‰]	$\chi_y$ [km <sup>-1</sup> ]	$\chi_z$ [km <sup>-1</sup> ]	$N/\varepsilon_x$ [kN]	$M_y/\chi_y$ [kNm <sup>2</sup> ]	$M_z/\chi_z$ [kNm <sup>2</sup> ]
-3.52E+5	511128.8	0.0	-0.8	0.6	-0.0	4.526E+8	8.049E+8	3.444E+8

Querschnitt UB (C25/30;B500B): Ausnutzung  $M_z=5242.0$ ;  $eff(M,N) = 0.30$  erfüllt

Mstb. 1 :78.8

$L_{EG} \gg 1.00$



**Traglastanalyse Querschnitt (Träger): UB**

**Beanspruchung / Ausnutzung: eff(M,N) = 0.30 erfüllt**

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				eff(M,N) [-]	Querkraft und Torsion			eff(V,T) [-]	Gesamt QS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]			V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]		
1	!GZT		0	0	5242.0	0.30						

**Analyseparameter "IGZT", Norm: SIA**

ID	σ-ε-Diagramm				Grenzdehnungen			σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Widerstandsbeiwerte				Diverses	
	c	s	p	a	ε <sub>c1d</sub> [‰]	ε <sub>c2d</sub> [‰]	ε <sub>ud</sub> [‰]		γ <sub>c</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [-]	γ <sub>p</sub> [-]	γ <sub>M</sub> [-]	α [-]	φ [-]
!GZT	4/1	1	1	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	1.15	1.05	45.00	0

**Maximale Dehnungen und Spannungen**

Name	Klasse	y <sub>q</sub> [m]	z <sub>q</sub> [m]	ε [‰]	σ <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ [-]
C3	C25/30	3.0000	0.3500	-3.0	-16.7	1.50
C3	C25/30	-3.0000	-0.0000	15.6	0	1.50
R1	B500B	2.9240	0.2890	-2.8	-434.8	1.15
R2	B500B	-2.9240	0.0640	15.4	434.8	1.15

**Zustand im letzten Iterationsschritt = Grenzzustand**

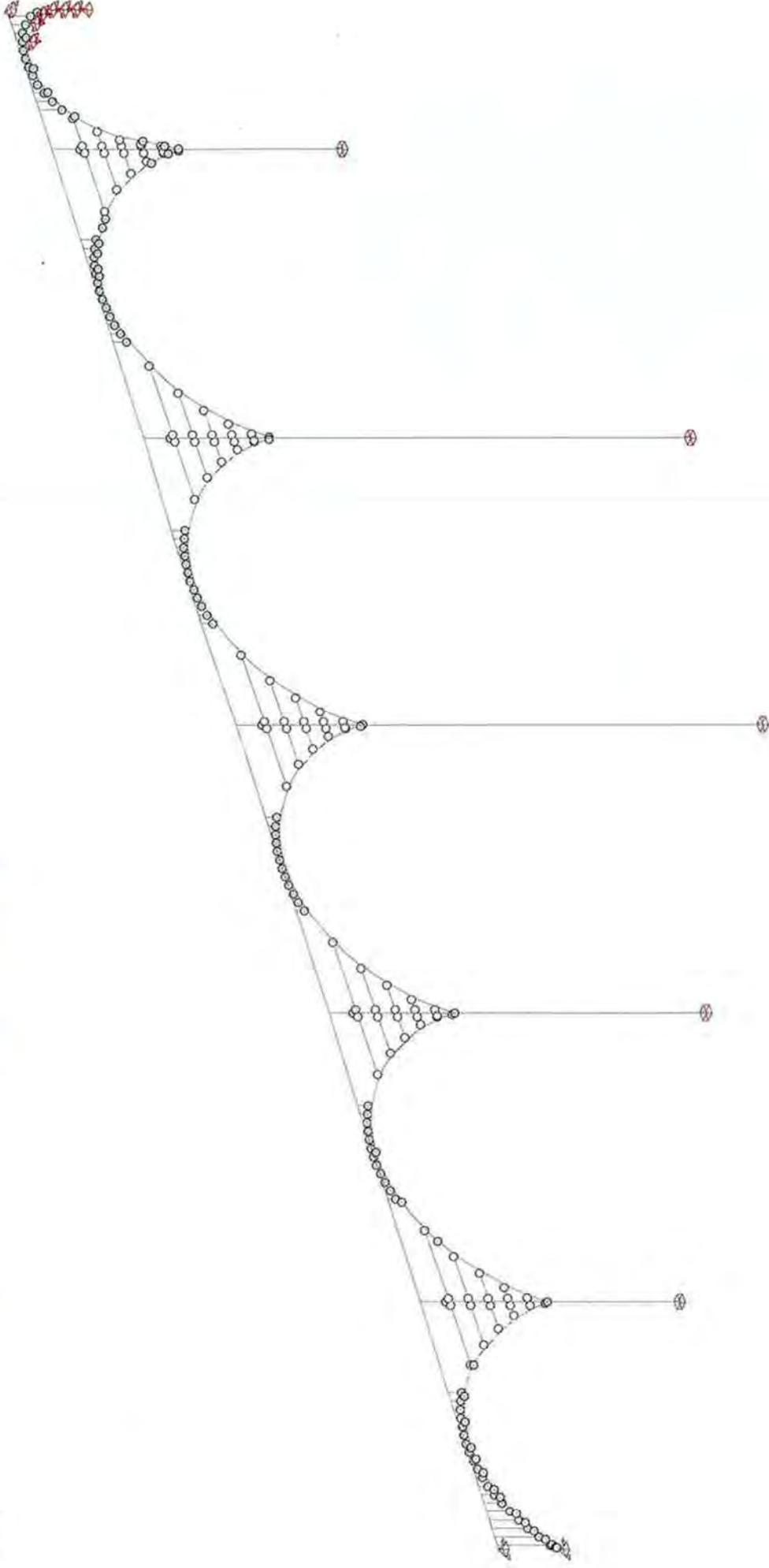
N [kN]	Innere Kräfte		Dehnung und Krümmungen			N/ε <sub>x</sub> [kN]	Steifigkeiten	
	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]	ε <sub>x</sub> [‰]	χ <sub>y</sub> [km <sup>-1</sup> ]	χ <sub>z</sub> [km <sup>-1</sup> ]		M <sub>y</sub> /χ <sub>y</sub> [kNm <sup>2</sup> ]	M <sub>z</sub> /χ <sub>z</sub> [kNm <sup>2</sup> ]
-0.2	-0.0	17711.6	6.3	0.3	3.1	39.06	1.25	5.738E+6

---

## Anhang B

# Berechnungen in Längsrichtung

Struktur



$q = 30^\circ, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow K_{ph} = 5,00$   
 $S = 2/3 \cdot 4$

Widerlager Zug

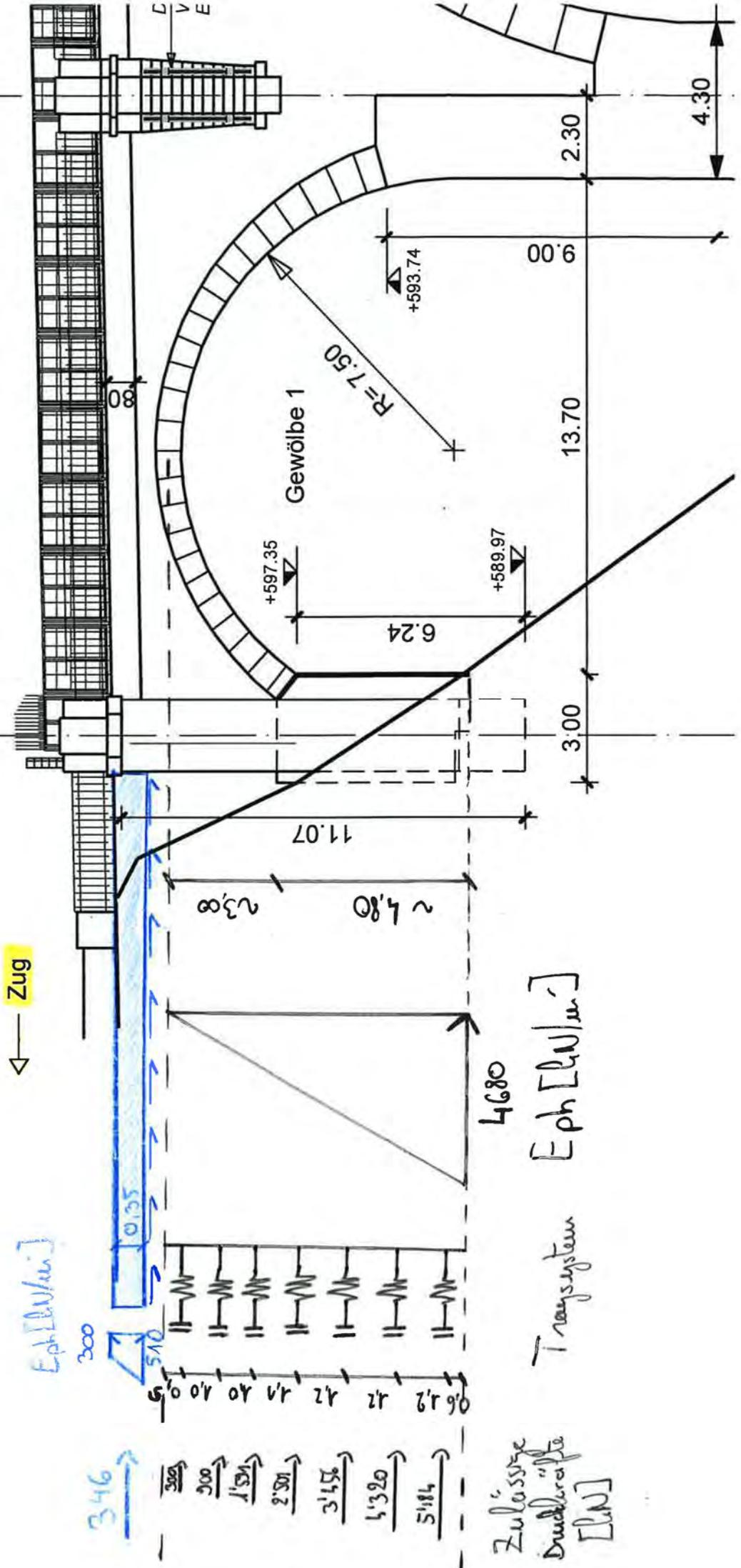
$$R_{H(G)} = \sum \sigma_{y, \text{tan}} \cdot \delta = \sum (K_{ph} \cdot \gamma \cdot (z_{\text{tan}} + h_{\text{erd}}) \cdot \tan 20^\circ)$$

$$= b \cdot L \cdot (\sigma_{y, 25} + 0,10 \cdot 20) \cdot \tan 20^\circ$$

$$= 6 \times 5 \times 6,82$$

$$R_{H(G)} = 205 \text{ kN}$$

Heigentliche Widerstände bei WL Zug  
 in Längsrichtung  
 Pfeiler I



346	300	300	1'300	2'300	3'456	4'320	5'184
-----	-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------

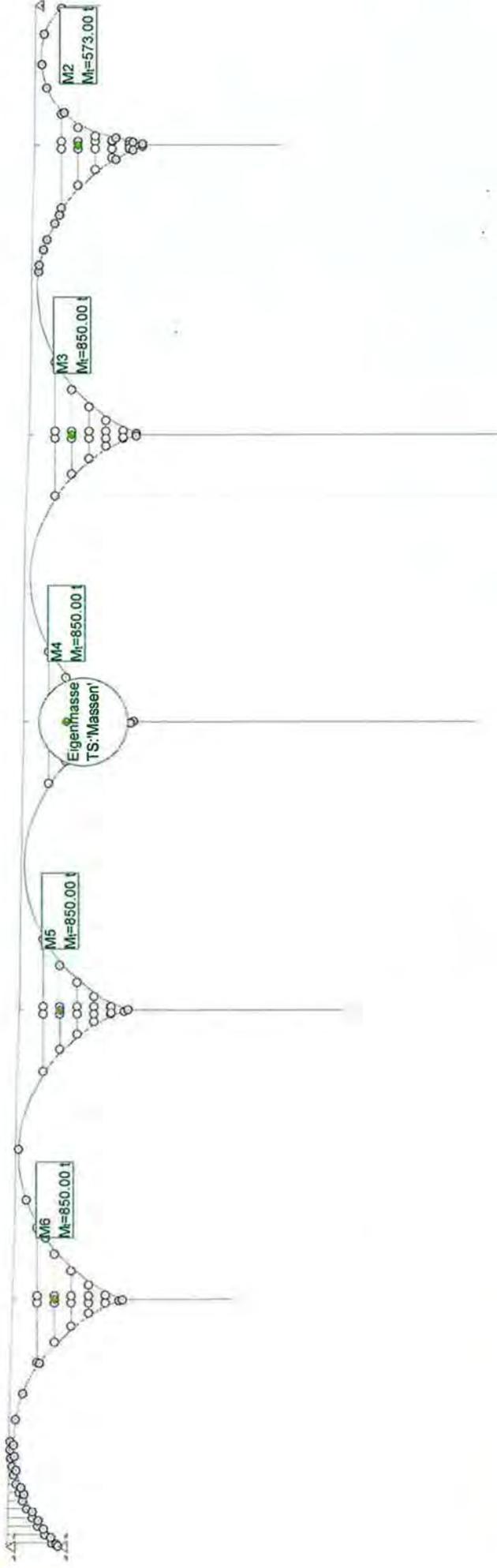
Zulässige  
 Druckkräfte  
 [kN]

4680  
 Eph [kN/m<sup>2</sup>]  
 Tragsystem





Massen M1



**EIGENFREQUENZEN**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1

EW-Nr.	$\omega^2$ [(rad/s) <sup>2</sup> ]	$\omega$ [rad/s]	Periode [s]	Frequenz [s <sup>-1</sup> ]
1	36.46	6.038	1.04060	0.96
2	79.48	8.915	0.70476	1.42
3	103.99	10.198	0.61615	1.62
4	141.95	11.914	0.52737	1.90
5	220.57	14.851	0.42307	2.36
6	247.28	15.725	0.39956	2.50
7	272.68	16.513	0.38050	2.63
8	351.37	18.745	0.33520	2.98
9	363.96	19.078	0.32935	3.04
10	364.85	19.101	0.32894	3.04

**MODALE PARTIZIPATIONSFAKTOREN**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1 (Massennormiert)

EW-Nr.	X	Y	Z
1	0.00166342	-94.05568127	-0.00013425
2	0.00675196	12.05089573	0.00011959
3	-1.121501E+2	-0.00445456	-1.63306318
4	-0.00604760	44.59684957	-0.00094911
5	0.00493004	-14.73015606	0.00003622
6	12.23367249	-0.01606570	6.42177596
7	0.01396081	26.06764655	0.00303857
8	-10.48647725	0.02064039	-3.43312088
9	-0.35076110	0.00468871	-0.97930331
10	-0.00170389	-11.84854864	-0.00466414
*) $\sum p_i^2$	1.2837399E+4	1.2017463E+4	56.65148766

\*) Summe der Quadrate der Partizipationsfaktoren

(entspricht der angeregten Masse in der entspr. Richtung)

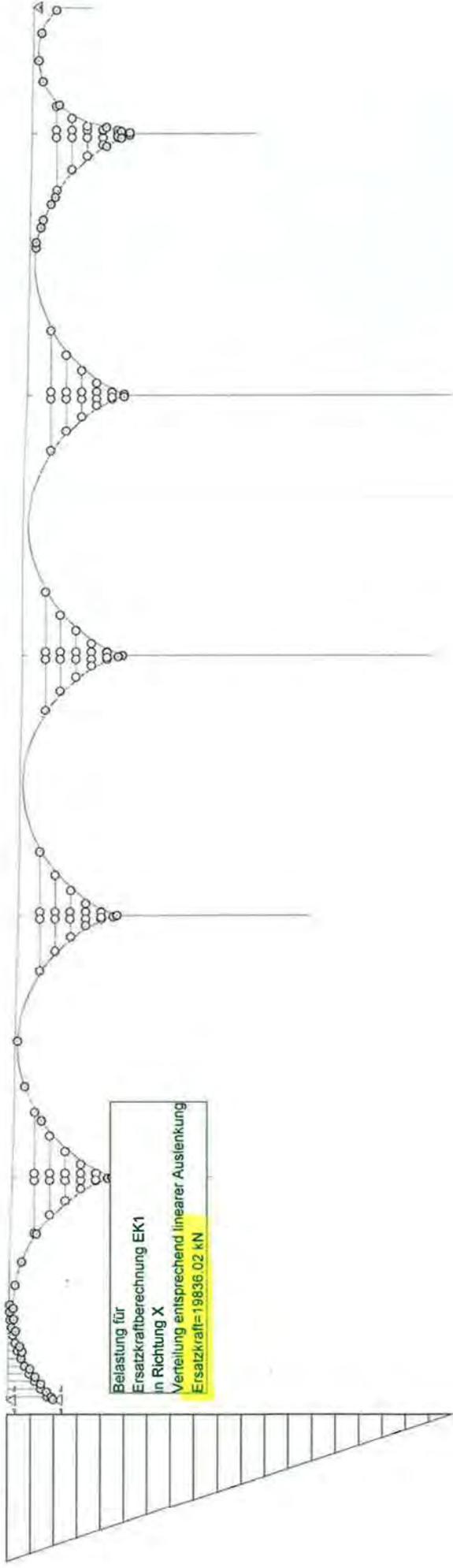
**MODALE MASSEN (sortiert nach Grösse pro Richtung)**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1

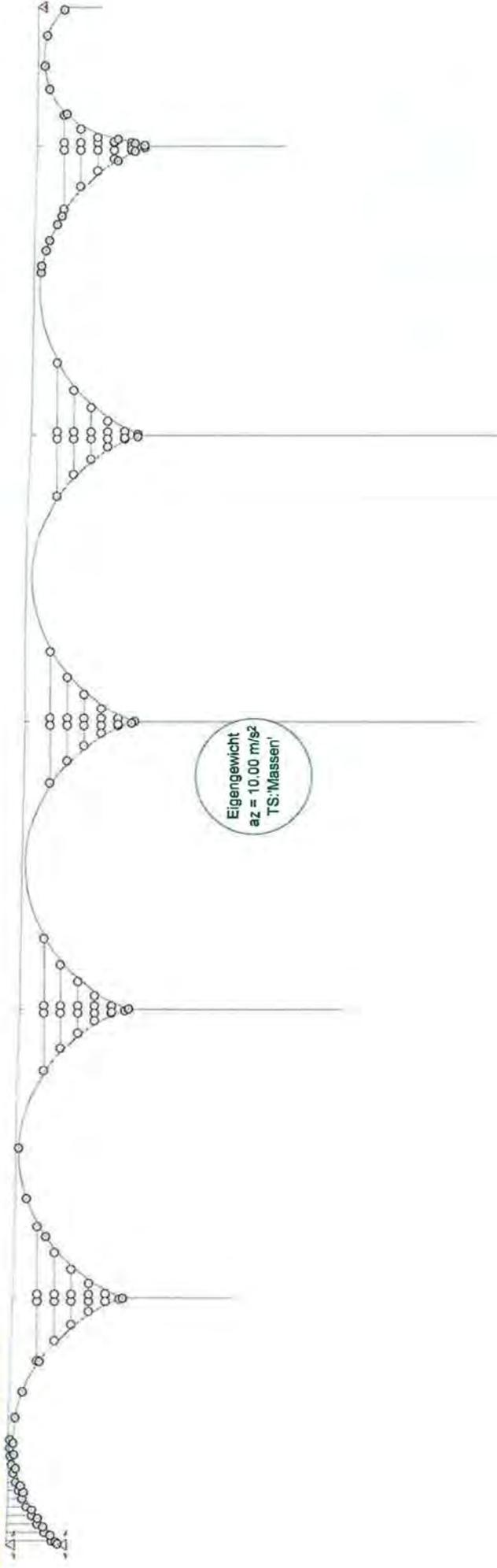
EW-Pos.	EW-Nr.	X-Richtung		Y-Richtung		Z-Richtung	
		mex [t]	$\Sigma$ mex [%]	mey [t]	$\Sigma$ mey [%]	mез [t]	$\Sigma$ meз [%]
1	3	12577.65	71.0%	8846.47	49.9%	41.24	0.2%
2	6	149.66	71.9%	1988.88	61.2%	11.79	0.3%
3	8	109.97	72.5%	679.52	65.0%	2.67	0.3%
4	9	0.12	72.5%	216.98	66.2%	0.96	0.3%
5	7	0.00	72.5%	145.22	67.1%	0.00	0.3%
6	2	0.00	72.5%	140.39	67.8%	0.00	0.3%
7	4	0.00	72.5%	0.00	67.8%	0.00	0.3%
8	5	0.00	72.5%	0.00	67.8%	0.00	0.3%
9	10	0.00	72.5%	0.00	67.8%	0.00	0.3%
10	1	0.00	72.5%	0.00	67.8%	0.00	0.3%

(1) ; Gesamtmasse = 17712.90 t

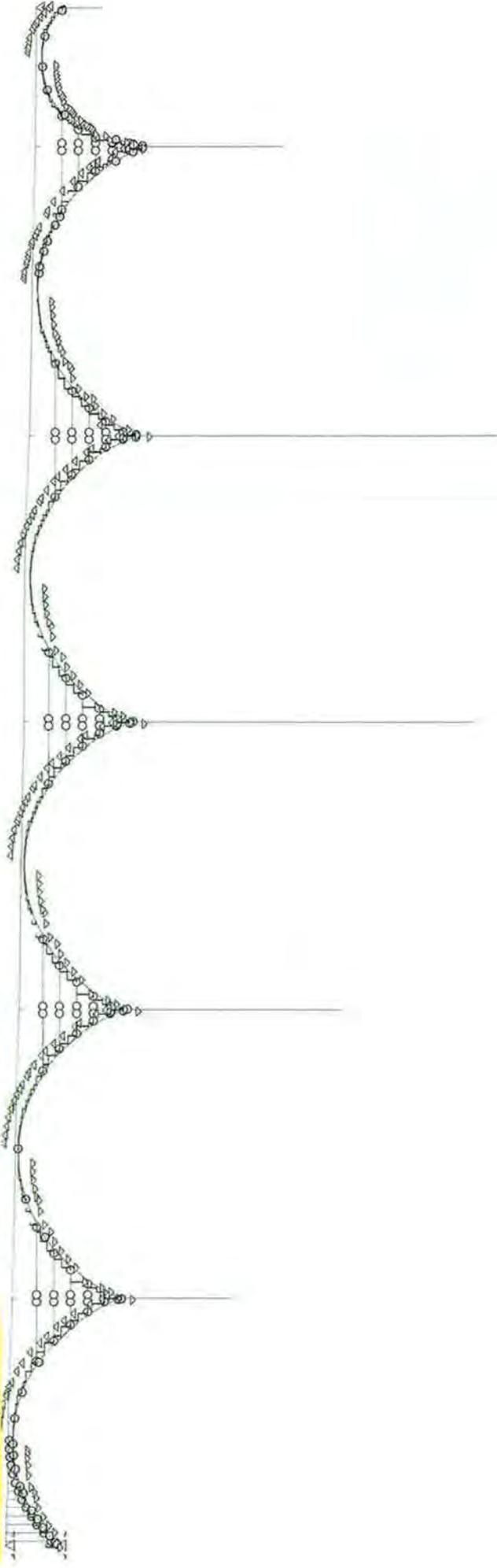
Belastung EK1%X: Ersatzkräfte X qd=1.500



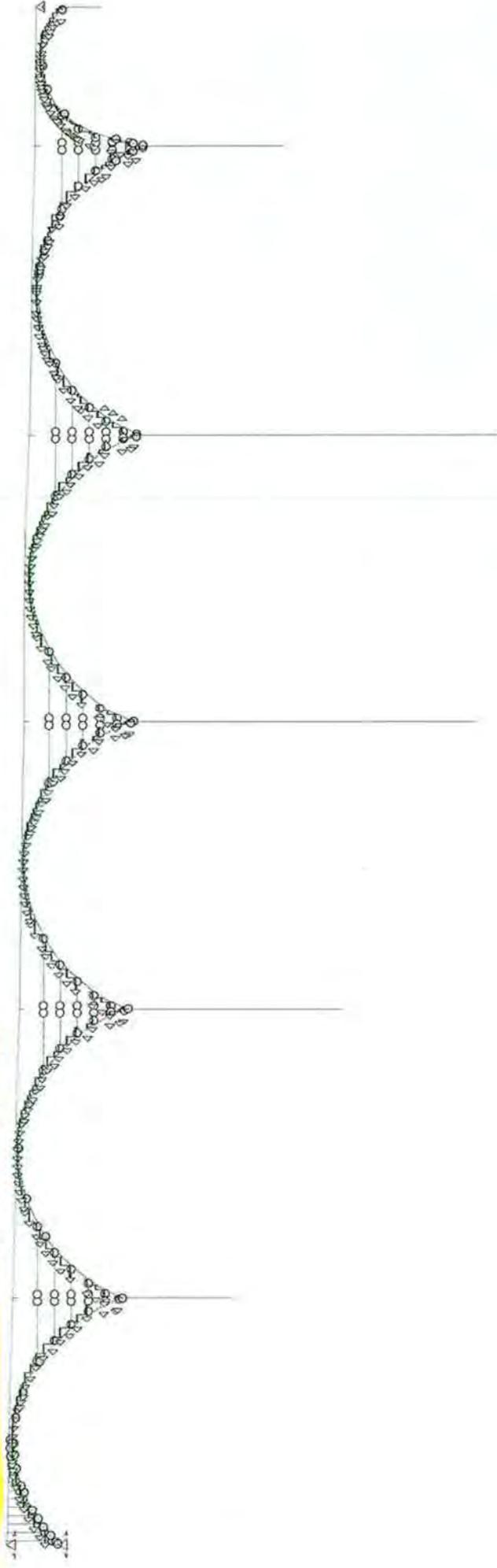
Belastung EG: Eigengewicht



Belastung Eh: Horizontaler Erddruck → Aus [6] übernehmen



Belastung Ev: Vertikaler Erddruck → Au [6] *übernehmen*

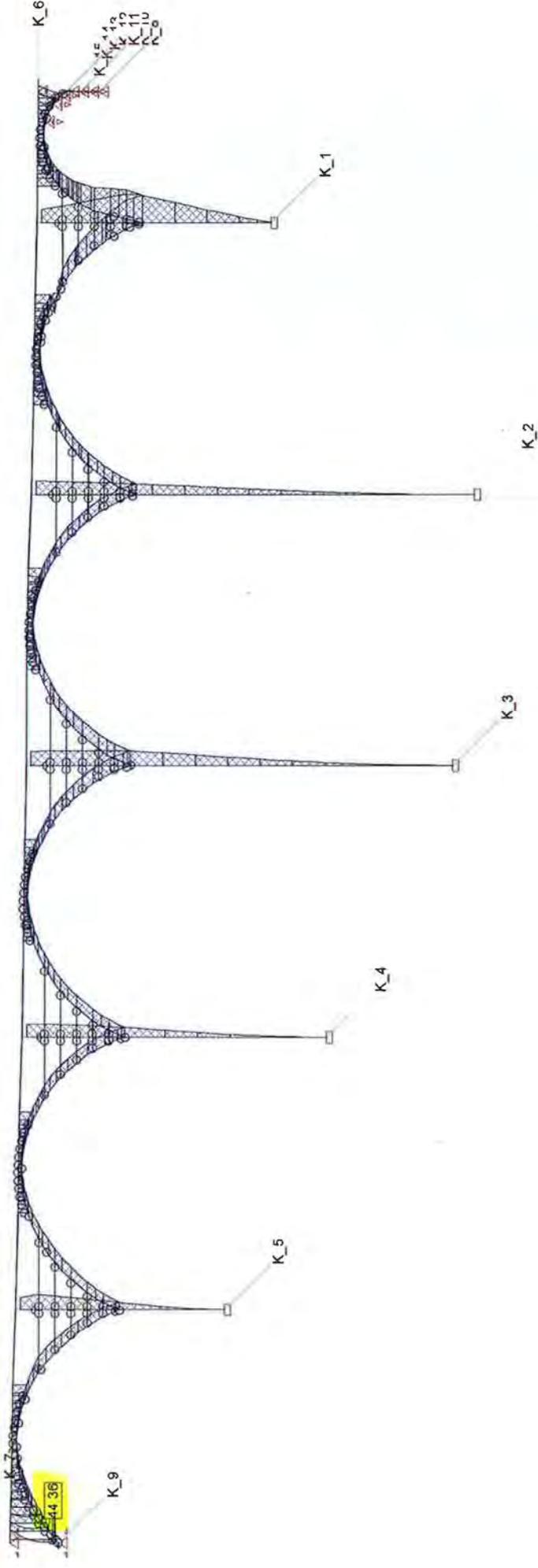


**Resultatkombination**

**Resultatkombination Ebx**

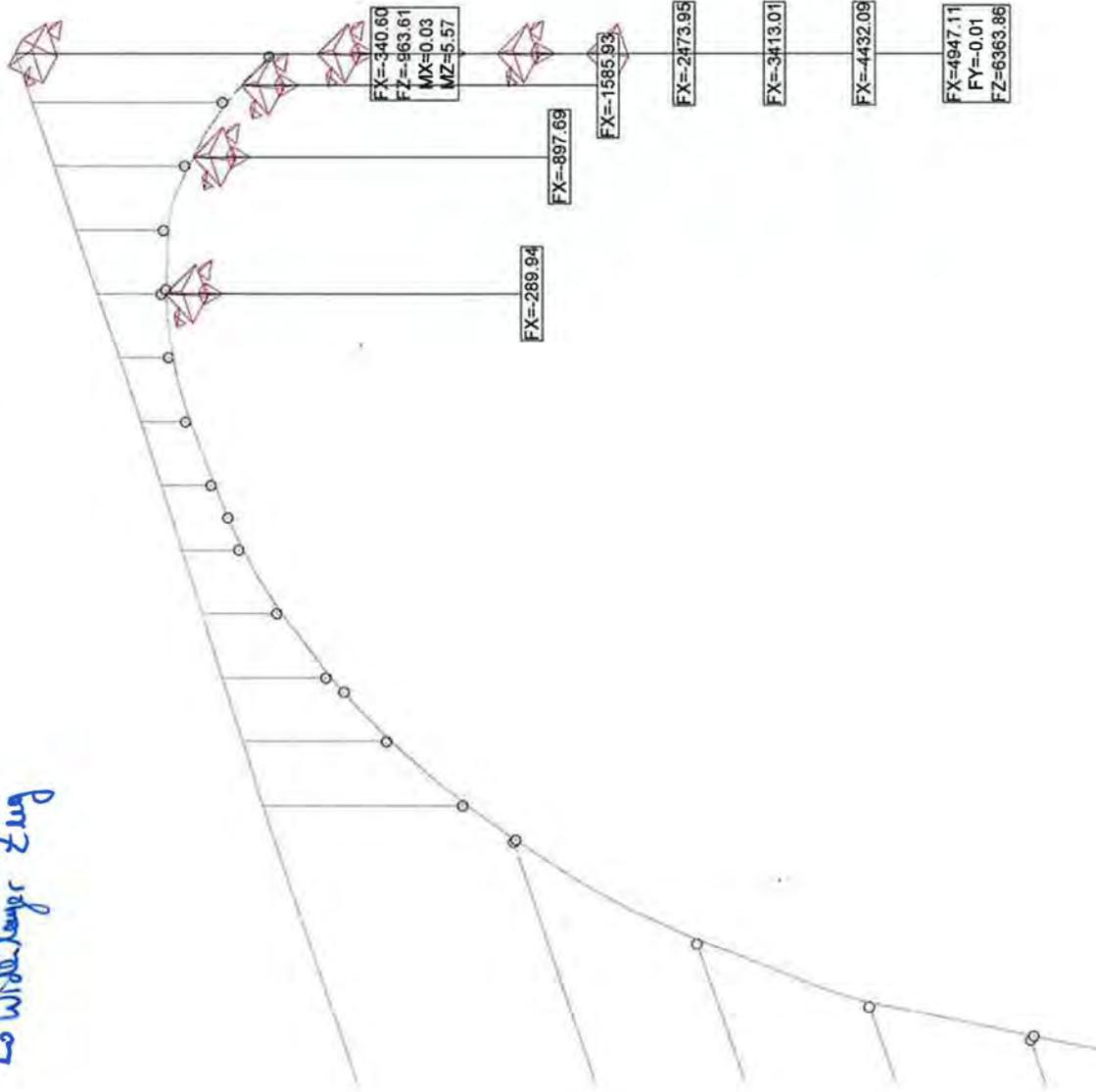
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
Ev	1.000	Vertikaler Erddruck
Eh	0.700	Horizontaler Erddruck
EK1&X	1.000	Ersatzkräfte X qd=1.500

VERSCHIEBUNGEN DX für: Ebx [mm], Überhöhung: 100.0



Reaktionen [kN]/[kNm] für: Ebv, Summe FX: -21674.93, Summe FY: 0.00, Summe FZ: 246074.06

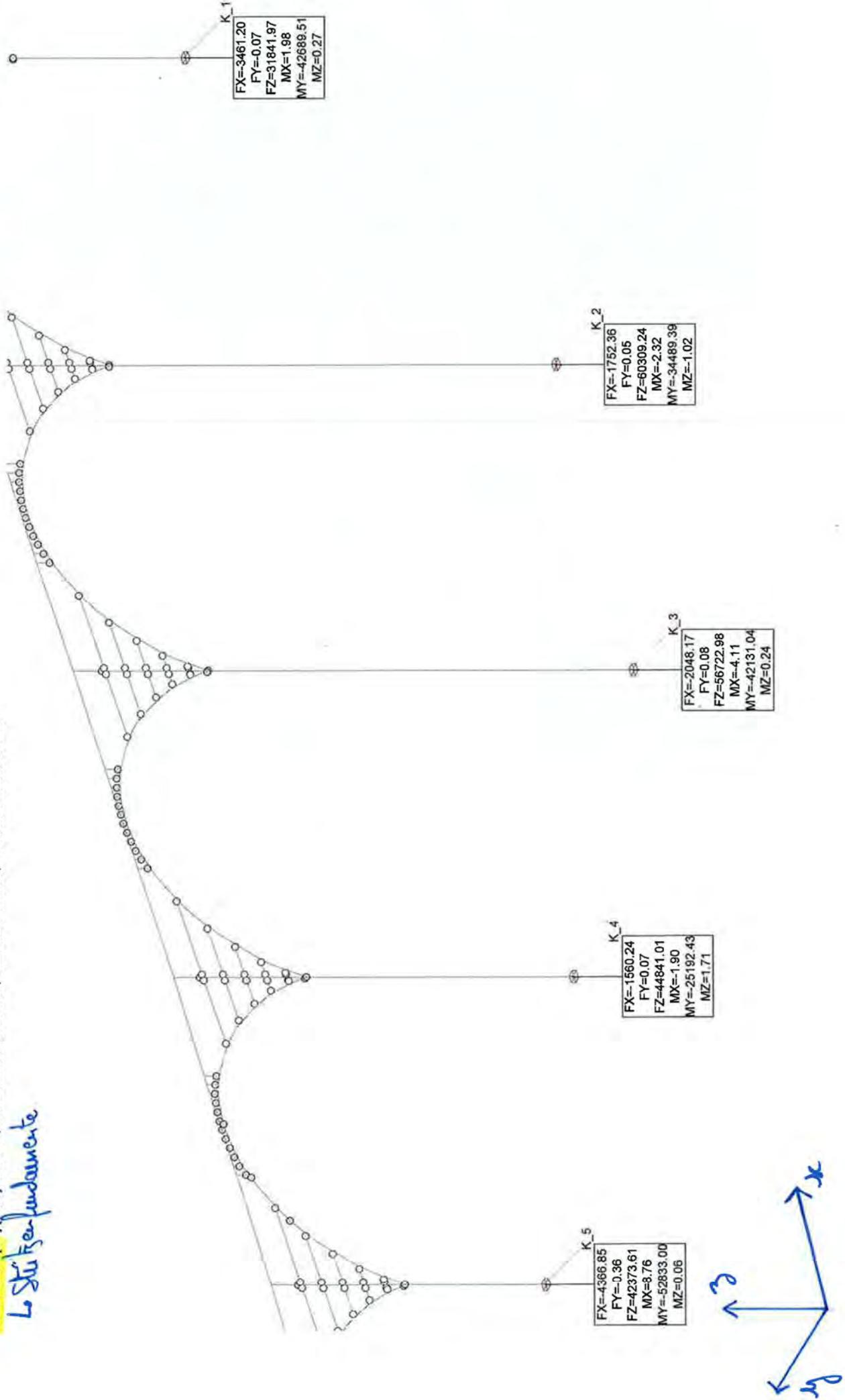
Lo Widerlager Zug



~ 99% des pers. von Erdwiderstand  
ausl. Esent.

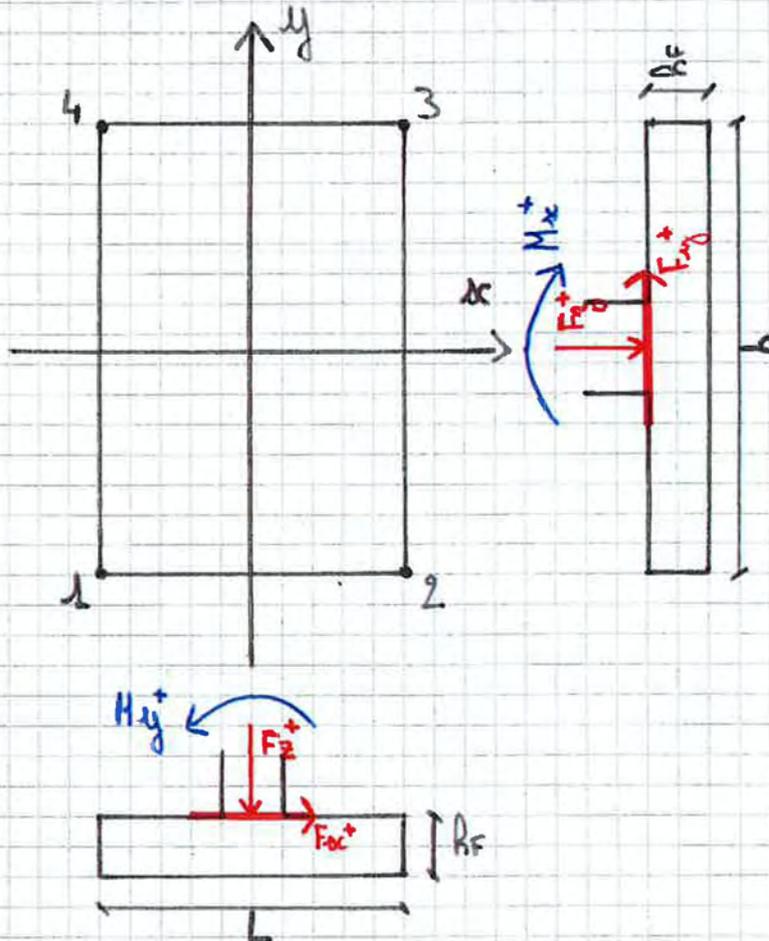
Reaktionen [kN]/[kNm] für: Ebx, Summe FX: -21674,93, Summe FY: 0,00, Summe FZ: 246074,06

*Lo Stützenfundamente*



## Bodenpressungen 3D.

$$\rightarrow P = \frac{N}{bL} + \frac{M_y}{I_y} \cdot x + \frac{M_x}{I_x} \cdot y$$



$$\bullet P_1 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot \rho_c \cdot \gamma_c}{b \cdot L} + (M_y - F_x \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} - (M_x + F_y \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$$

$$\bullet P_2 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot \rho_c \cdot \gamma_c}{b \cdot L} - (M_y - F_x \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} - (M_x + F_y \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$$

$$\bullet P_3 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot \rho_c \cdot \gamma_c}{b \cdot L} - (M_y - F_x \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} + (M_x + F_y \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$$

$$\bullet P_4 = \frac{F_z + b \cdot L \cdot \rho_c \cdot \gamma_c}{b \cdot L} + (M_y - F_x \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{L}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{bL^3}{12})} + (M_x + F_y \cdot \frac{h_F}{2}) \cdot (\frac{b}{2}) \cdot \frac{1}{(\frac{L \cdot b^3}{12})}$$

BODENPRESSUNGEN DURCH ERDBEBEN IN LÄNGSRICHTUNG (SEITE ZUG)												
Fundament Nr.	Auflagerkräfte				Geometrie				Bodenpressungen			
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	Länge (m)	Breite (m)	Fundamentdicke (m)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 (kN/m <sup>2</sup> )	P3 (kN/m <sup>2</sup> )	P4 (kN/m <sup>2</sup> )	
K_1	-3461.2	0	31'842	2	5.0	7.3	3.0	-285	2'180	2'180	-285	
K_2	-1752.4	0	60'309	-2	11.1	13.4	3.0	365	596	596	365	
K_3	-2048.2	0	56'723	-4	9.6	11.8	3.4	373	799	799	372	
K_4	-1560.2	0	44'841	-2	8.4	10.5	7.2	530	847	847	530	
K_5	-4366.9	0	42'374	9	8.0	10.5	10.0	478	1'031	1'031	478	

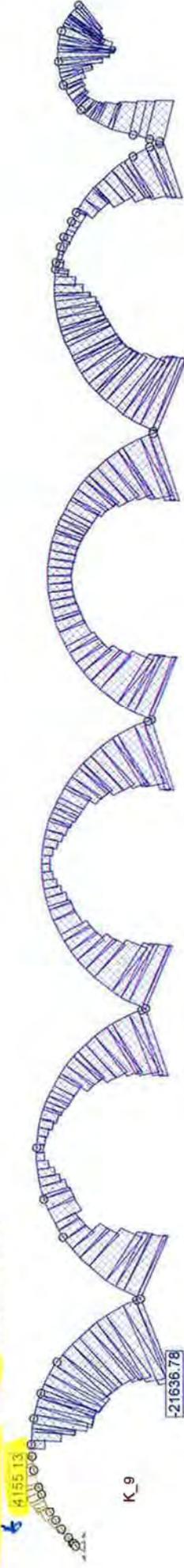
GLEITSICHERHEIT BEI ERDBEBEN IN LÄNGSRICHTUNG (SEITE ZUG)												
Fundament Nr.	Auflagerkräfte				R <sub>t,d</sub> = F <sub>z</sub> x tan(δ <sub>d</sub> *)							
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	R <sub>t,d</sub> (kN)							
K_1	-3461.2	0	31'842	2	9'813	<		FX, FY				i.O.
K_2	-1752.4	0	60'309	-2	18'587	<		FX, FY				i.O.
K_3	-2048.2	0	56'723	-4	17'482	<		FX, FY				i.O.
K_4	-1560.2	0	44'841	-2	13'820	<		FX, FY				i.O.
K_5	-4366.9	0	42'374	9	13'059	<		FX, FY				i.O.

$$\delta_{d} = \frac{2}{3} \varphi_d$$

KIPPSICHERHEIT BEI ERDBEBEN IN LÄNGSRICHTUNG (SEITE ZUG)												
Fundament Nr.	Auflagerkräfte				Geometrie				Kippsicherheit nach SIA 267, 8.5.3.6			
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	Länge (m)	Breite (m)	Fundamentdicke (m)	e <sub>y</sub> * (m)	e <sub>x</sub> * (m)	(e <sub>y</sub> /b) <sup>2</sup> + (e <sub>x</sub> /L) <sup>2</sup>		
K_1	-3461.2	0	31'842	2	5.0	7.3	3.0	0.00	1.10	0.05	<	1/9 i.O.
K_2	-1752.4	0	60'309	-2	11.1	13.4	3.0	0.00	0.46	0.00	<	1/9 i.O.
K_3	-2048.2	0	56'723	-4	9.6	11.8	3.4	0.00	0.60	0.00	<	1/9 i.O.
K_4	-1560.2	0	44'841	-2	8.4	10.5	7.2	0.00	0.34	0.00	<	1/9 i.O.
K_5	-4366.9	0	42'374	9	8.0	10.5	10.0	0.00	0.52	0.00	<	1/9 i.O.

$$* e_y = \frac{M_x + F_y \cdot h_f / 2}{F_z} \quad \text{und} \quad e_x = \frac{-M_y + F_x \cdot h_f / 2}{F_z}$$

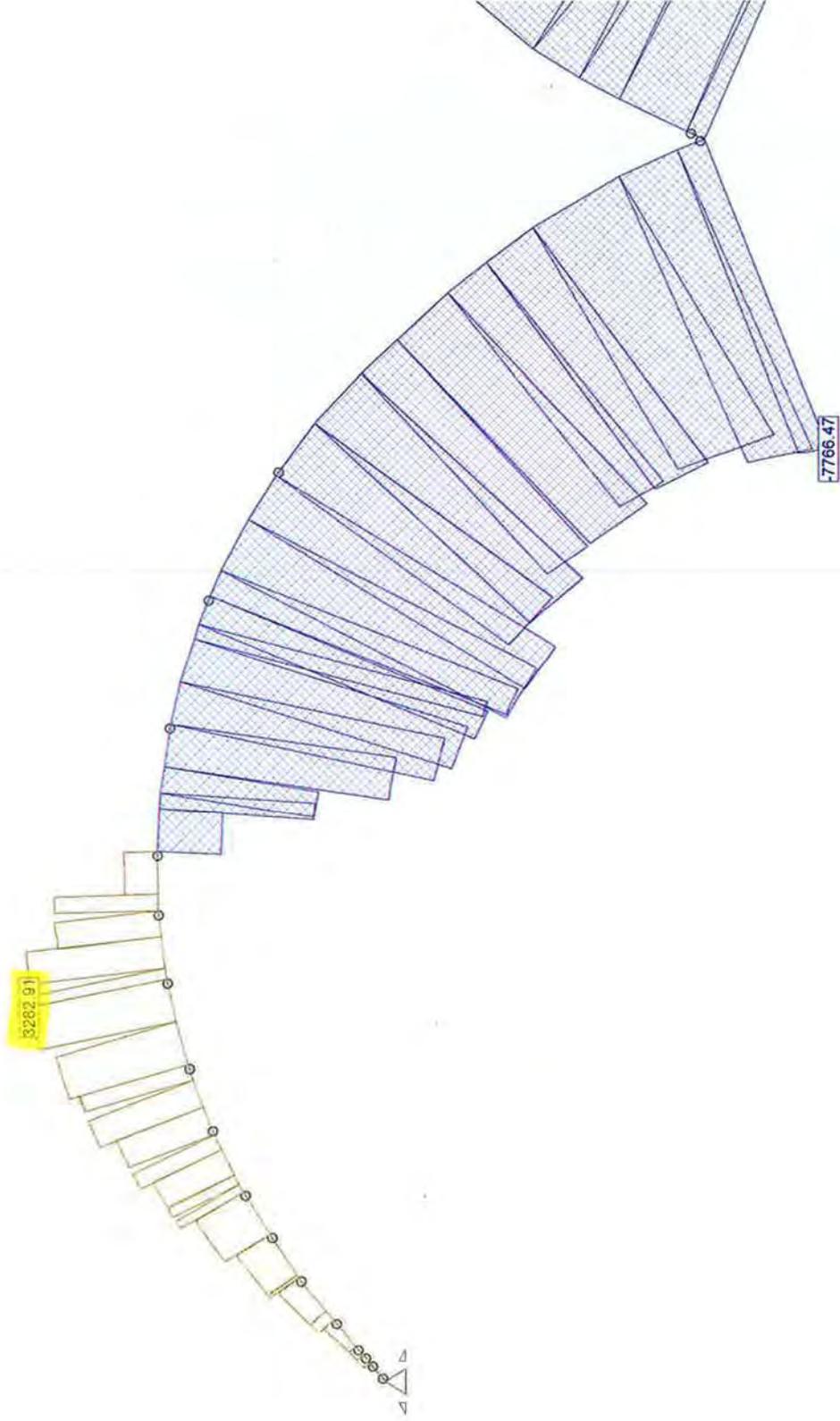
Schnittkraft N [kN] für Ebx. Teilsystem: Bogen



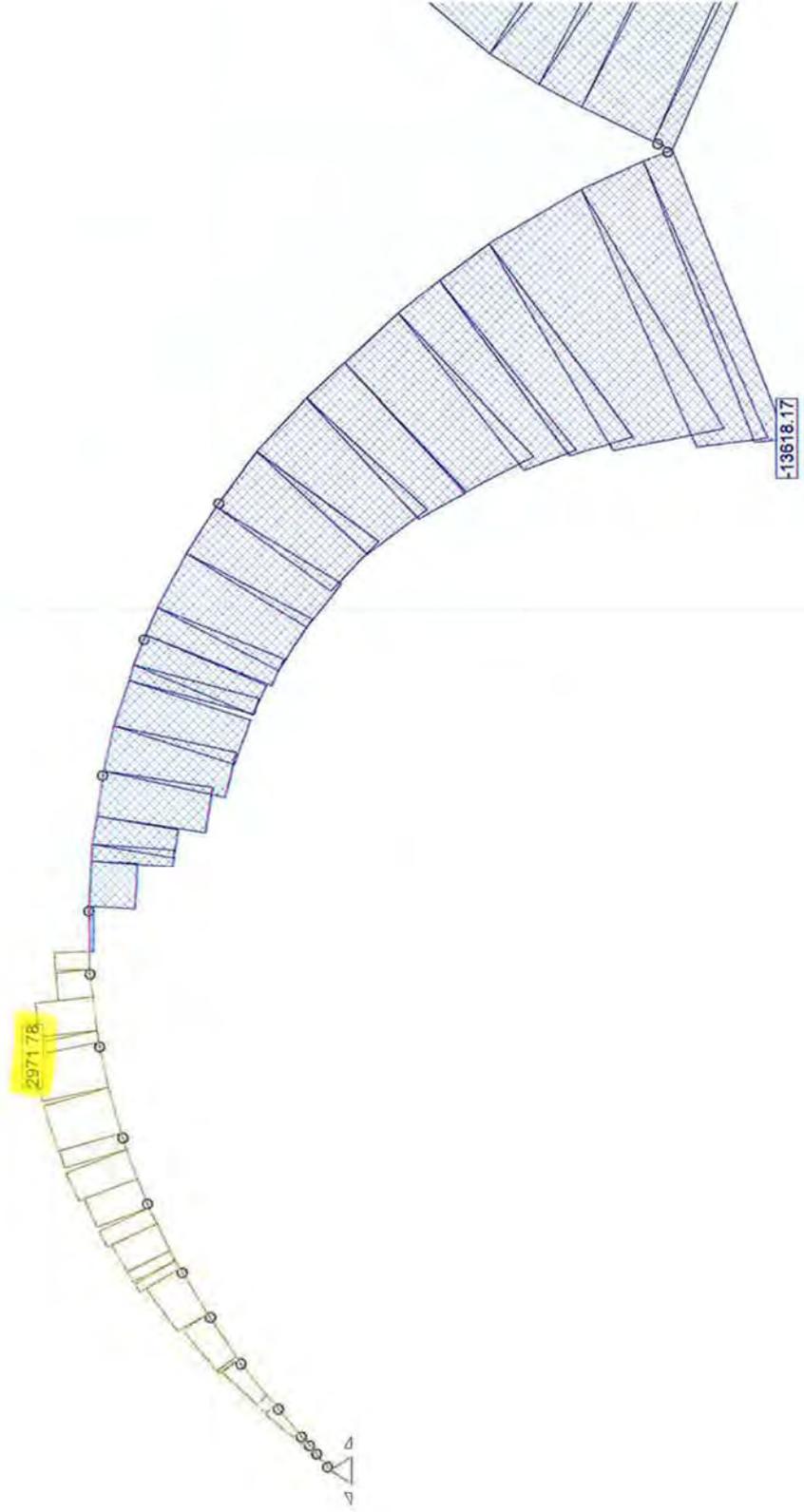
\* Anteil aus EG und Ev:  $1 \cdot N_{EG} + 1 \cdot N_{Ev} = 3283 + 2912 = 6255 \text{ kN}$  (siehe folgende Seiten)

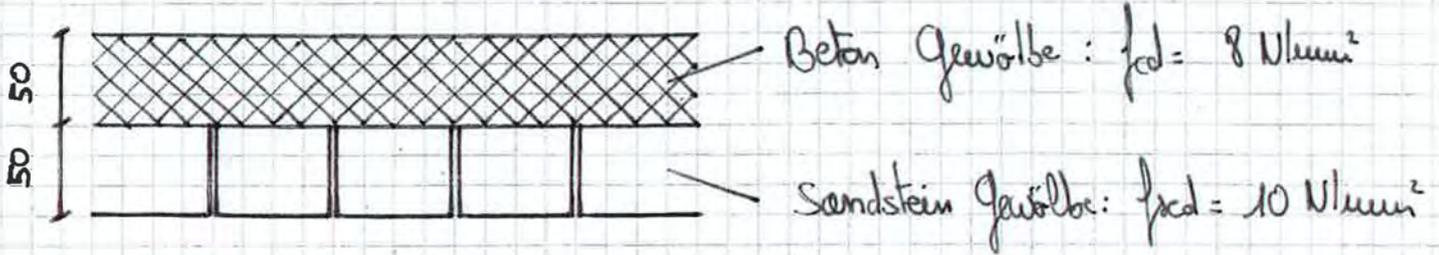
$\rightarrow \Delta N(\text{Erdbeben}) = -2100 \text{ kN}$

Schnittkraft N [kN] für: EG, Teilsystem: Bogen

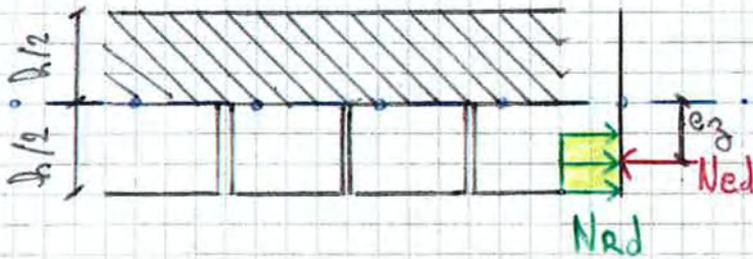
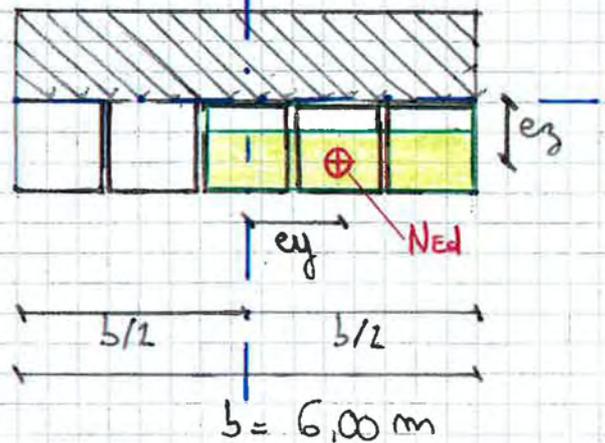


Schnittkraft N [kN] für: Ev, Teilsystem: Bogen



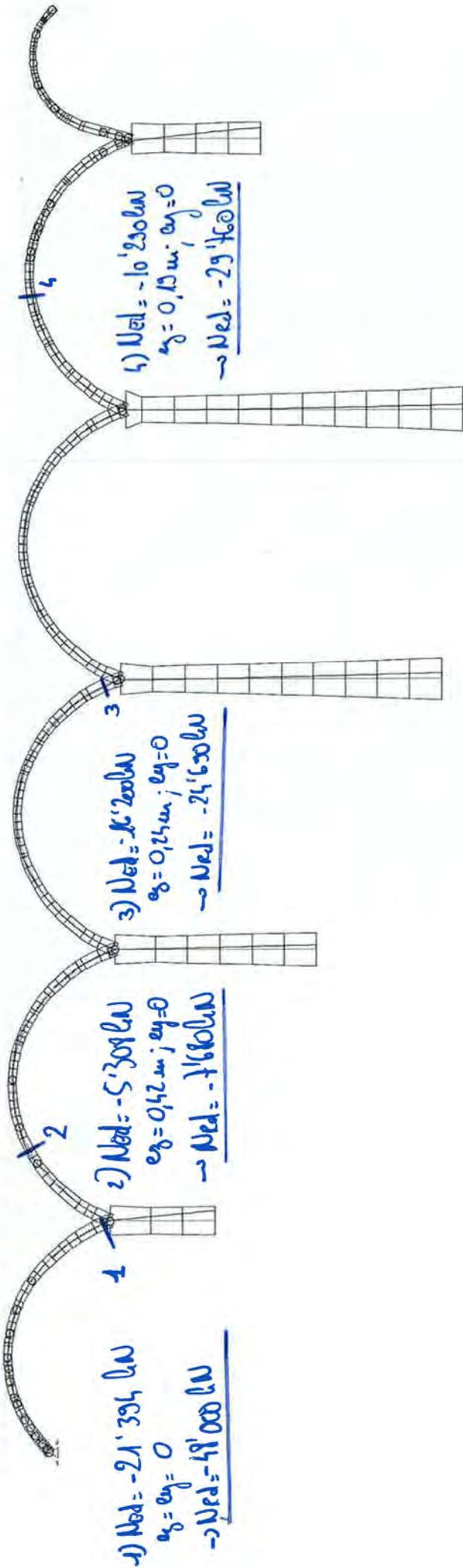
Kräfte im Bogen.
Materialeigenschaften der Durchlässe


Lage der Druckresultierenden: massgebender Fall im Beton ( $f_{cd} < f_{sd}$ )

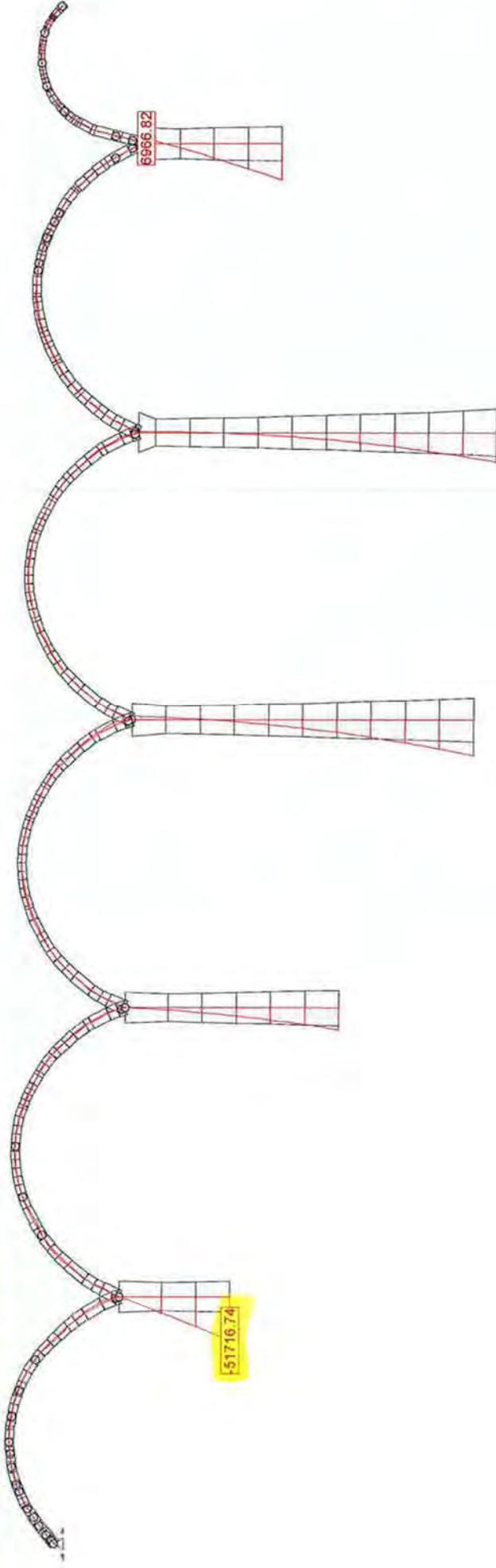
Längsschnitt

Querschnitt

Widerstand der Durchlässe:

$$\left. \begin{aligned}
 e_y &= \frac{M_z}{N_{xk}} \\
 e_z &= \frac{M_y}{N_{yk}}
 \end{aligned} \right\} N_{ed, \text{min}} = \left[ \left( \frac{b}{2} - |e_z| \right) \cdot 2 \right] \cdot \left[ \left( \frac{b}{2} - |e_y| \right) \cdot 2 \right] \cdot f_{cd}$$

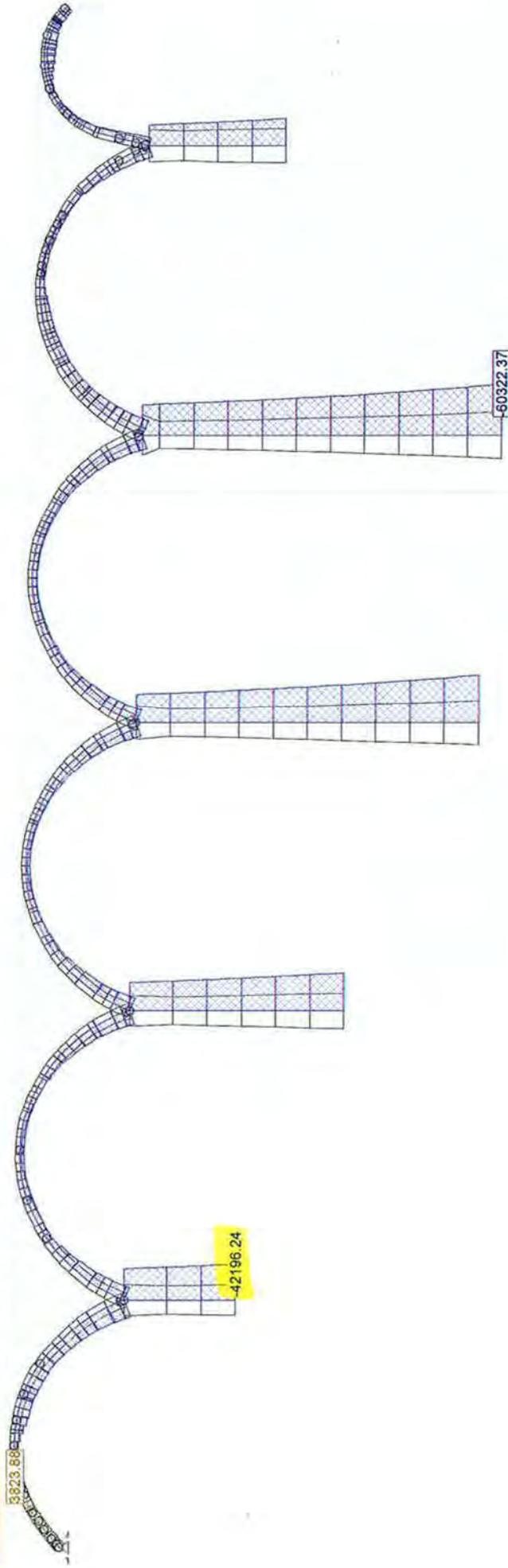
Normalkraftlinie [m] für: Ebx, mehrere Teilsysteme



Schnittkraft My [kNm] für: Ebv, mehrere Teilsysteme



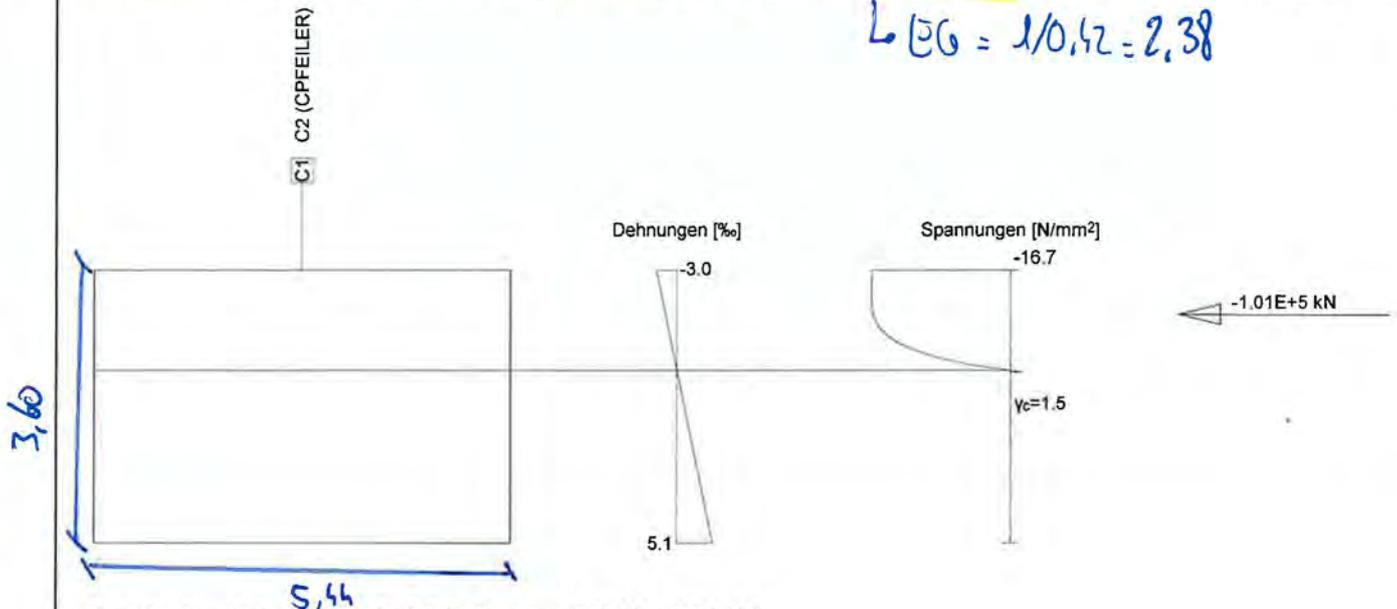
Schrittkraft N [kN] für: Ebx, mehrere Teilsysteme



Querschnitt QS50NACHWEIS (CPFEILER): Ausnutzung  $N_x=-42196.0; M_y=51717.0; \text{eff}(M,N) = 0.42$  erfüllt

Mstb. 1 : 99.3

$L_{EG} = 1/0.42 = 2.38$



Traglastanalyse Querschnitt (Träger): QS50NACHWEIS

Beanspruchung / Ausnutzung:  $\text{eff}(M,N) = 0.42$  erfüllt

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				Querkraft und Torsion			eff(V,T) [-]	Gesamt QS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	eff(M,N) [-]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	T [kNm]		
1	!GZT		-42196.0	51717.0	0	0.42					

Analyseparameter "GZT", Norm: SIA

ID	$\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm				Grenzdehnungen			$\sigma_s$ [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses	
	c	s	p	a	$\epsilon_{c1d}$ [%]	$\epsilon_{c2d}$ [%]	$\epsilon_{ud}$ [%]		$\gamma_c$ [-]	$\gamma_s$ [-]	$\gamma_p$ [-]	$\gamma_M$ [-]	$\alpha$ [-]	$\phi$ [-]
!GZT	4/1	1	1	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	1.15	1.05	45.00	0

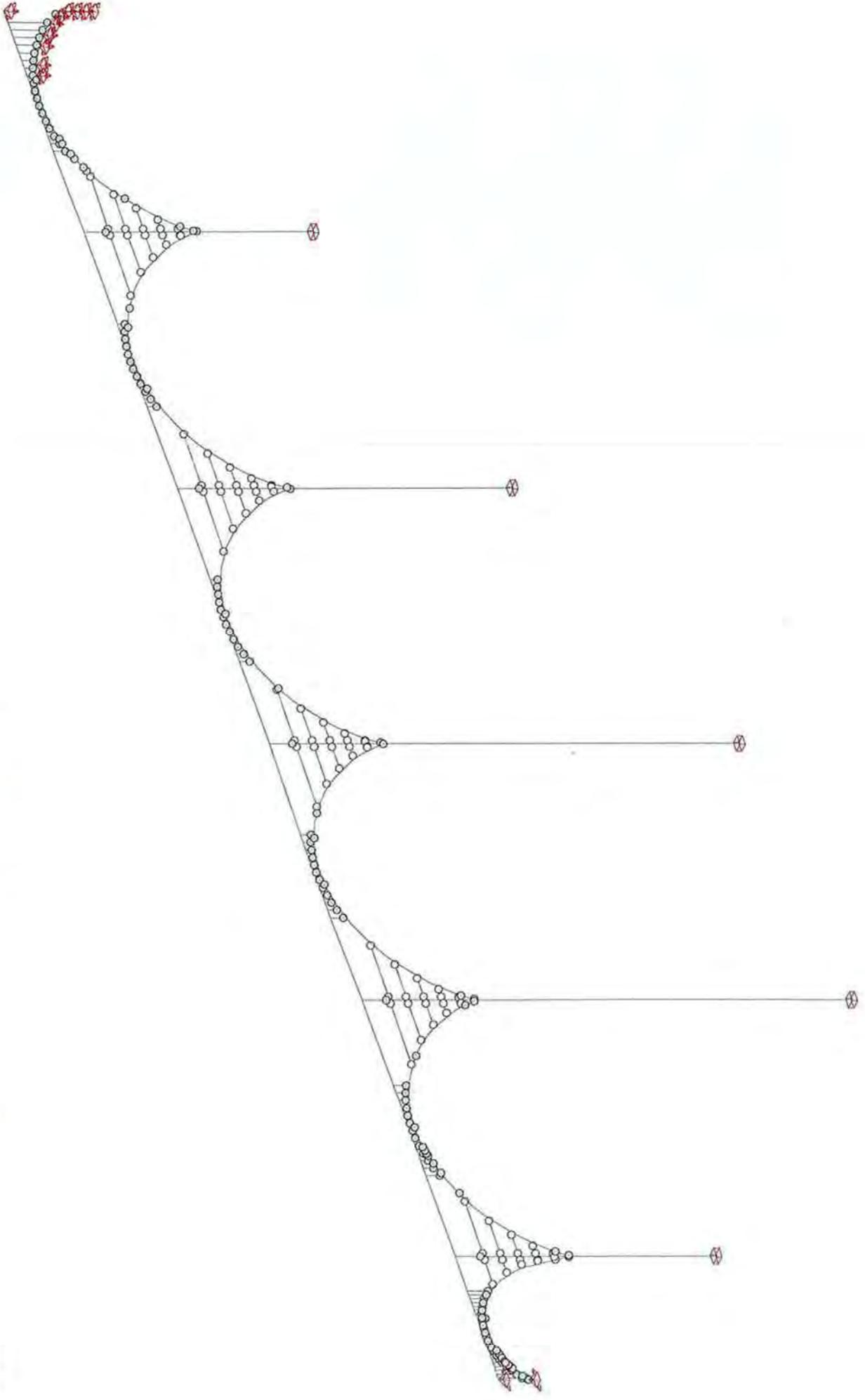
Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	$y_q$ [m]	$z_q$ [m]	$\epsilon$ [%]	$\sigma_d$ [N/mm²]	$\gamma$ [-]
C1	CPFEILER	0	3.6000	-3.0	-16.7	1.50
C1	CPFEILER	5.4400	-0.0000	5.1	0	1.50

Zustand im letzten Iterationsschritt = Grenzzustand

N [kN]	Innere Kräfte		Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]	$\epsilon_x$ [%]	$\chi_y$ [km <sup>-1</sup> ]	$\chi_z$ [km <sup>-1</sup> ]	$N/\epsilon_x$ [kN]	$M_y/\chi_y$ [kNm²]	$M_z/\chi_z$ [kNm²]
-1.01E+5	124202.8	0.0	1.1	2.3	-0.0	9.438E+7	5.488E+7	8.582E+7

Struktur



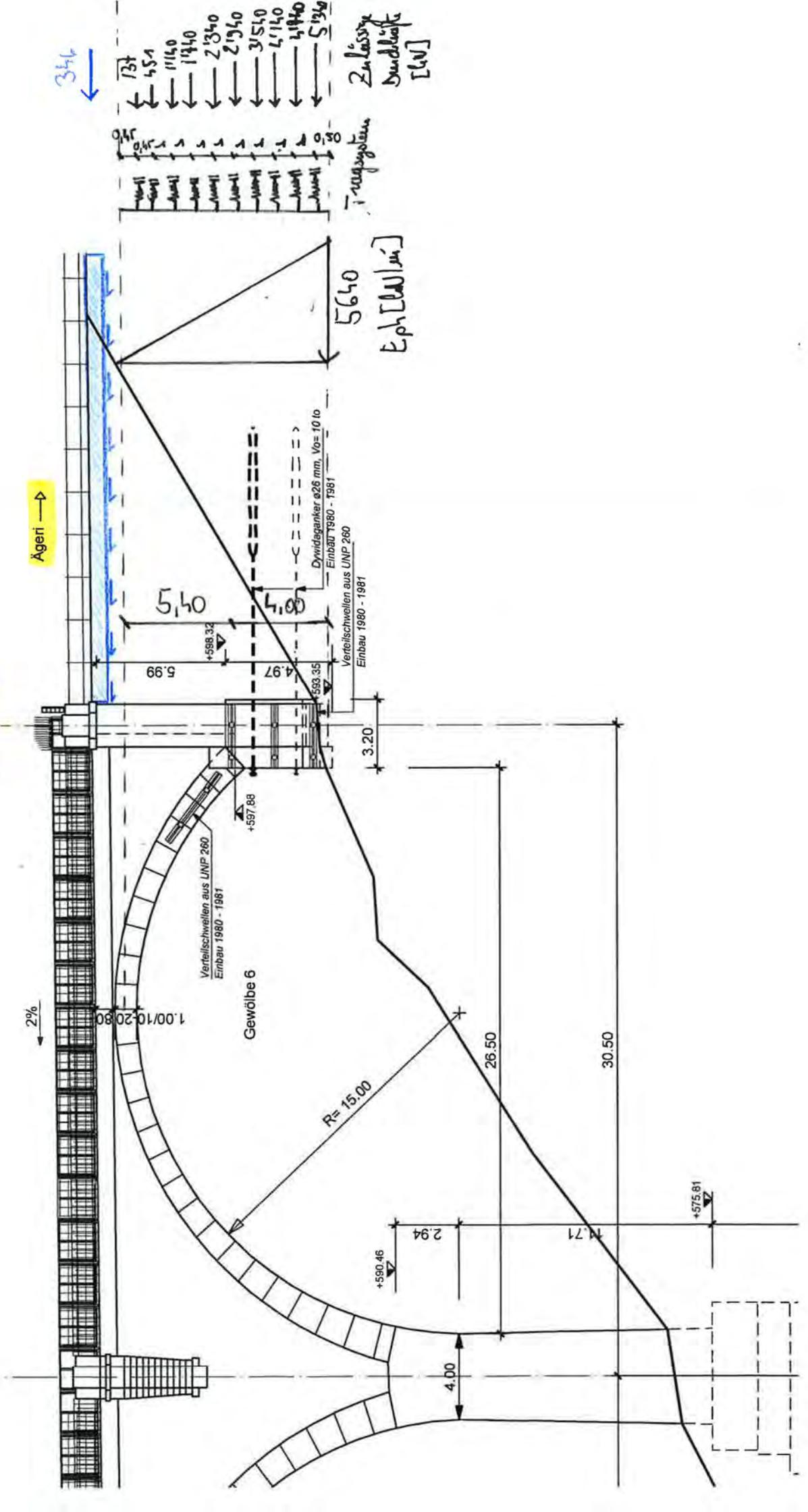
$\varphi = 30^\circ, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow k_{ph} = 5,00$   
 $S = 2/3 \cdot \varphi$   
 $q_{ph}(G) = 205 \text{ kN}$

Horizontale Widerstände bei WL Ägeri  
in Längsrichtung

B25

Pfeiler V

Widerlager Ägeri

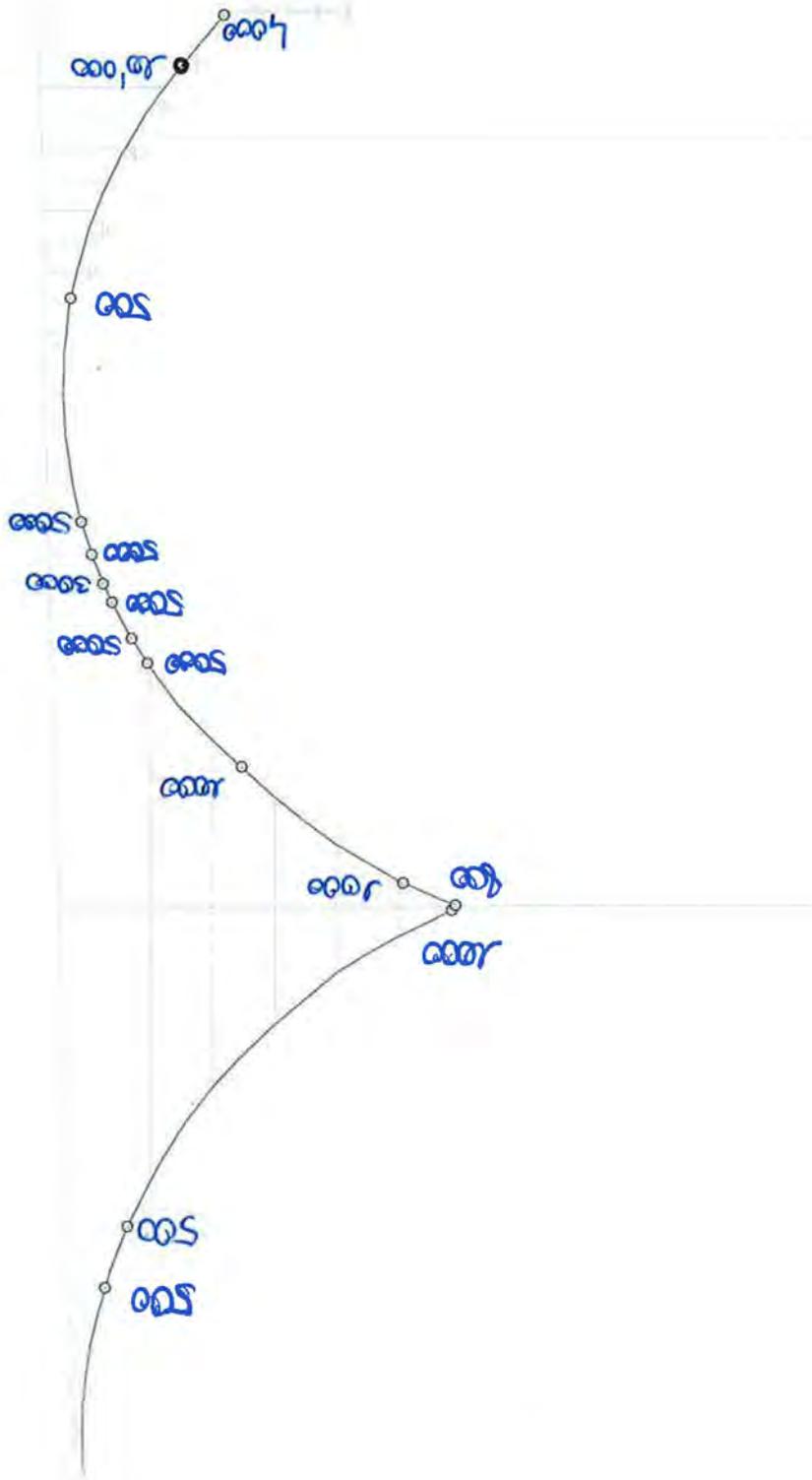




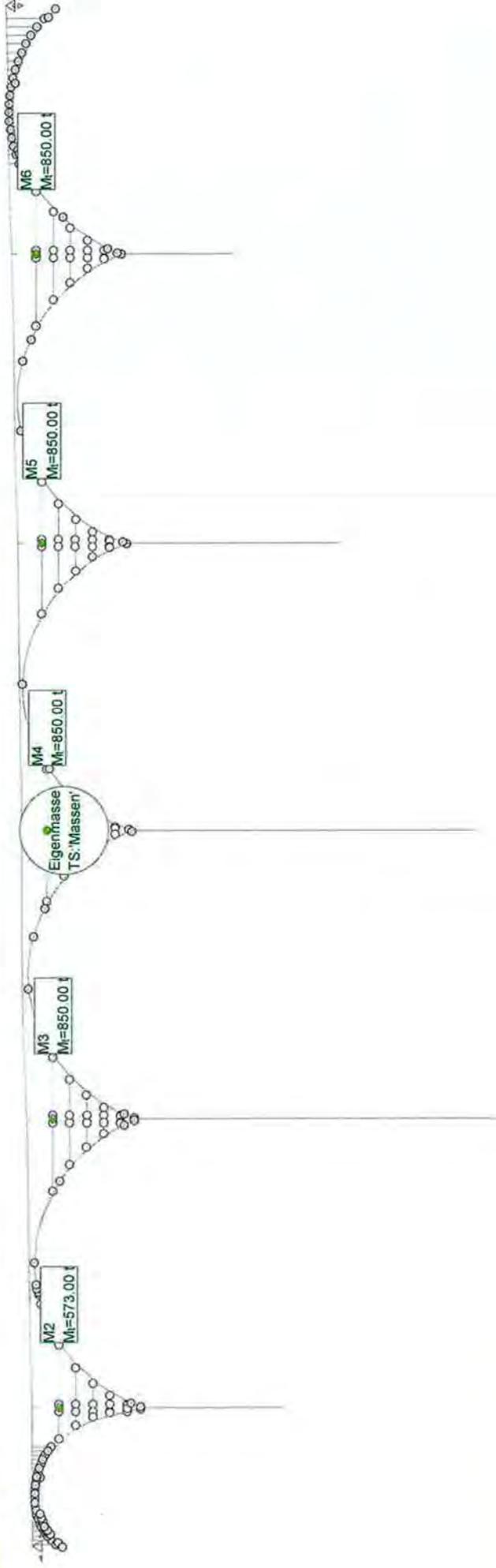


Gfendelkomponenten by [Name]

Struktur



Massen M1



EIGENFREQUENZEN

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1

EW-Nr.	$\omega^2$ [(rad/s) <sup>2</sup> ]	$\omega$ [rad/s]	Periode [s]	Frequenz [s <sup>-1</sup> ]
1	32.92	5.737	1.09512	0.91
2	61.77	7.859	0.79944	1.25
3	73.07	8.548	0.73504	1.36
4	87.40	9.349	0.67210	1.49
5	136.60	11.688	0.53760	1.86
6	220.03	14.833	0.42358	2.36
7	237.01	15.395	0.40813	2.45
8	254.36	15.949	0.39396	2.54
9	352.71	18.781	0.33456	2.99
10	380.39	19.504	0.32216	3.10

**MODALE PARTIZIPATIONSFAKTOREN**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1 (Massennormiert)

EW-Nr.	X	Y	Z
1	-0.00096248	-90.29546805	0.00004155
2	-0.04274573	43.24338435	-0.00063332
3	0.00963150	12.87267122	0.00010202
4	-1.059844E+2	-0.02318278	-2.62690790
5	-0.02367147	30.11925244	-0.00077401
6	-7.37318353	0.01755040	-0.82358705
7	-0.00533586	9.85789648	0.00006460
8	0.00030454	23.90952109	0.00052403
9	-0.00050076	12.46509650	-0.00010894
10	-26.39190762	-0.01036789	-2.31432212
*) $\sum p_i^2$	1.1983585E+4	1.1920360E+4	12.93502891

\*) : Summe der Quadrate der Partizipationsfaktoren  
(entspricht der angeregten Masse in der entspr. Richtung)

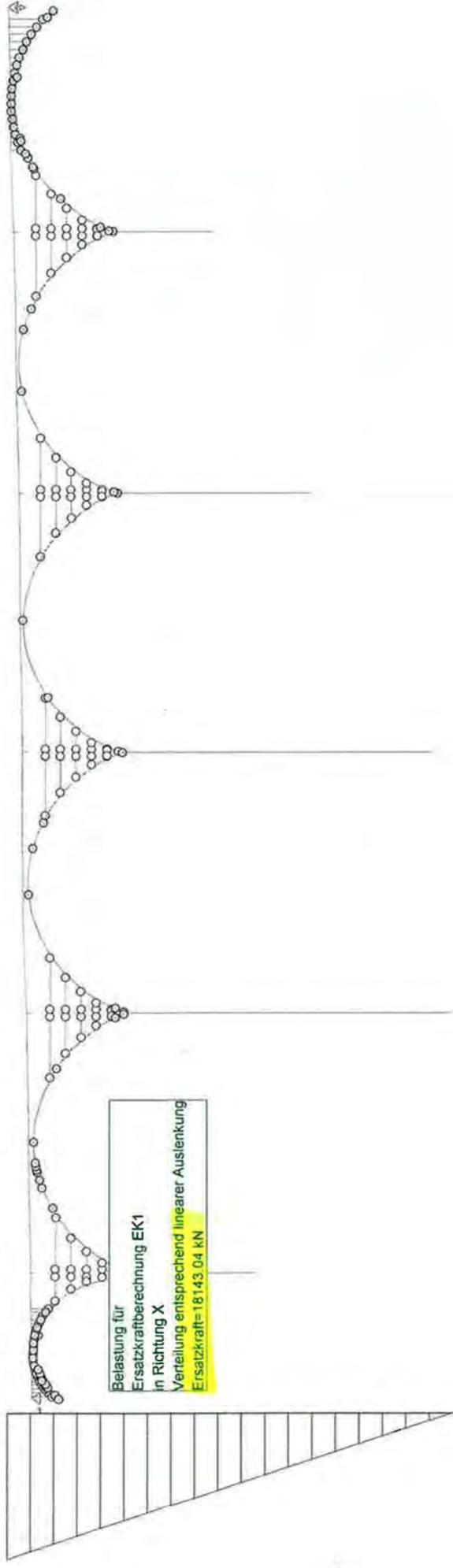
**MODALE MASSEN (sortiert nach Grösse pro Richtung)**

für Berechnung: EW1; Massenbelastung=M1

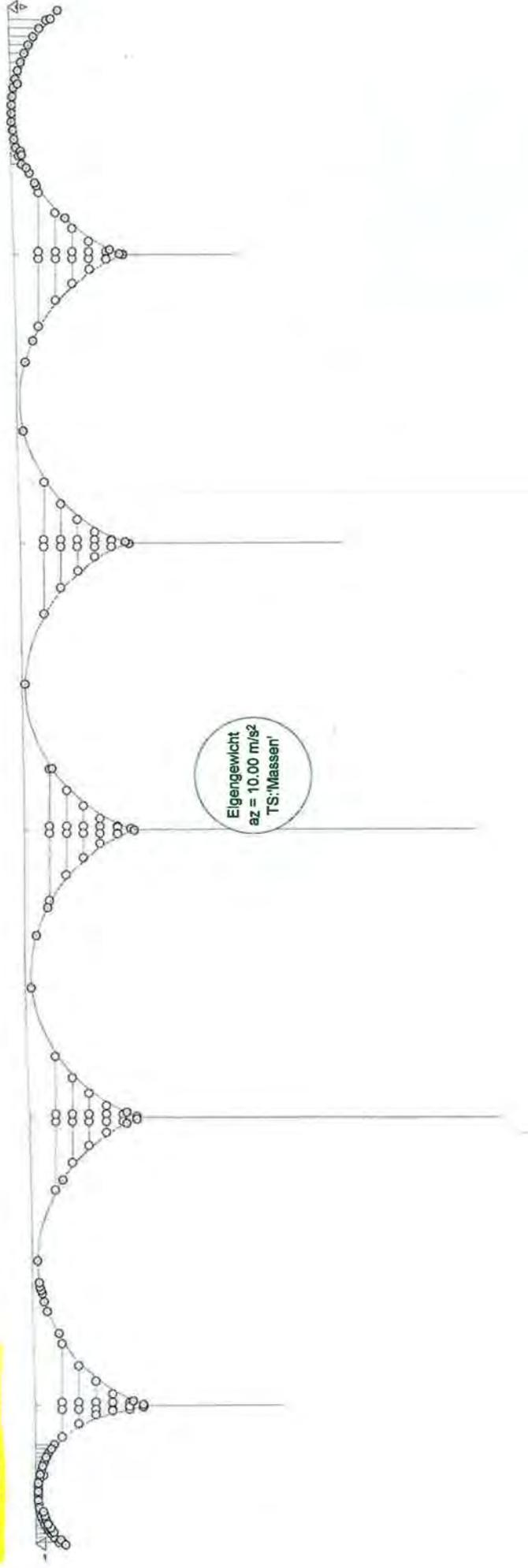
EW-Pos.	EW-Nr.	X-Richtung		Y-Richtung		Z-Richtung	
		mex [t]	$\Sigma$ mex [%]	mey [t]	$\Sigma$ mey [%]	mez [t]	$\Sigma$ mez [%]
1	4	11232.69	63.6%	8153.27	46.1%	6.90	0.0%
2	10	696.53	67.5%	1869.99	56.7%	5.36	0.1%
3	6	54.36	67.8%	907.17	61.9%	0.68	0.1%
4	2	0.00	67.8%	571.67	65.1%	0.00	0.1%
5	5	0.00	67.8%	165.71	66.0%	0.00	0.1%
6	3	0.00	67.8%	155.38	66.9%	0.00	0.1%
7	7	0.00	67.8%	97.18	67.5%	0.00	0.1%
8	1	0.00	67.8%	0.00	67.5%	0.00	0.1%
9	9	0.00	67.8%	0.00	67.5%	0.00	0.1%
10	8	0.00	67.8%	0.00	67.5%	0.00	0.1%

(t) : Gesamtmasse = 17672.36 t

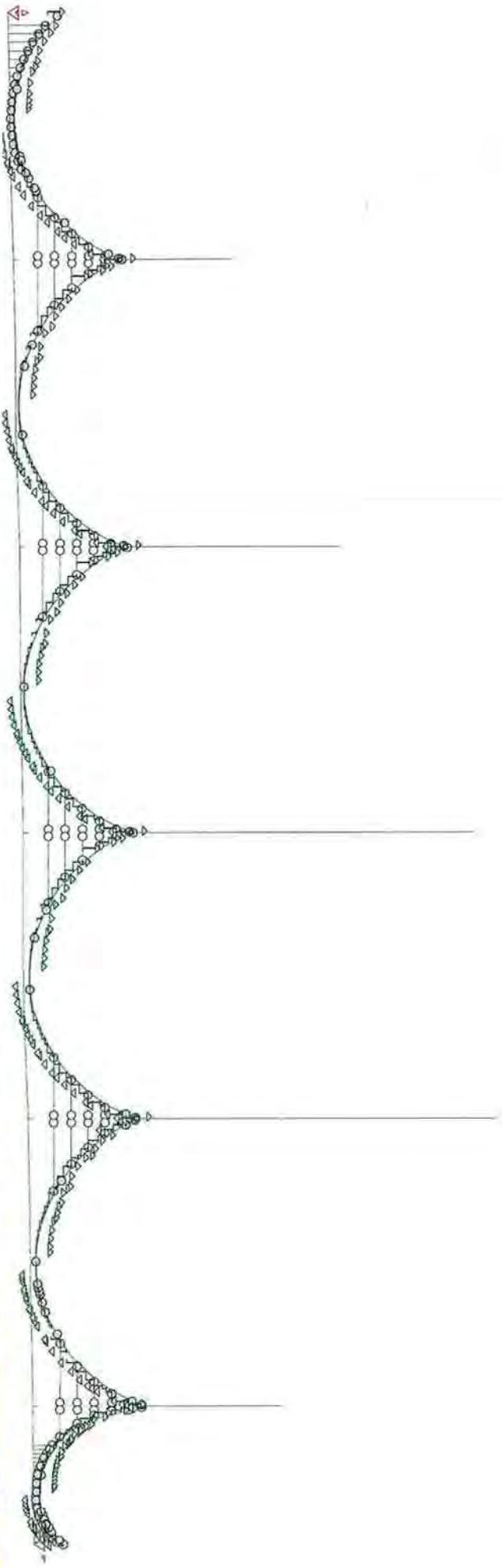
Belastung EK1%X: Ersatzkräfte X qd=1.500



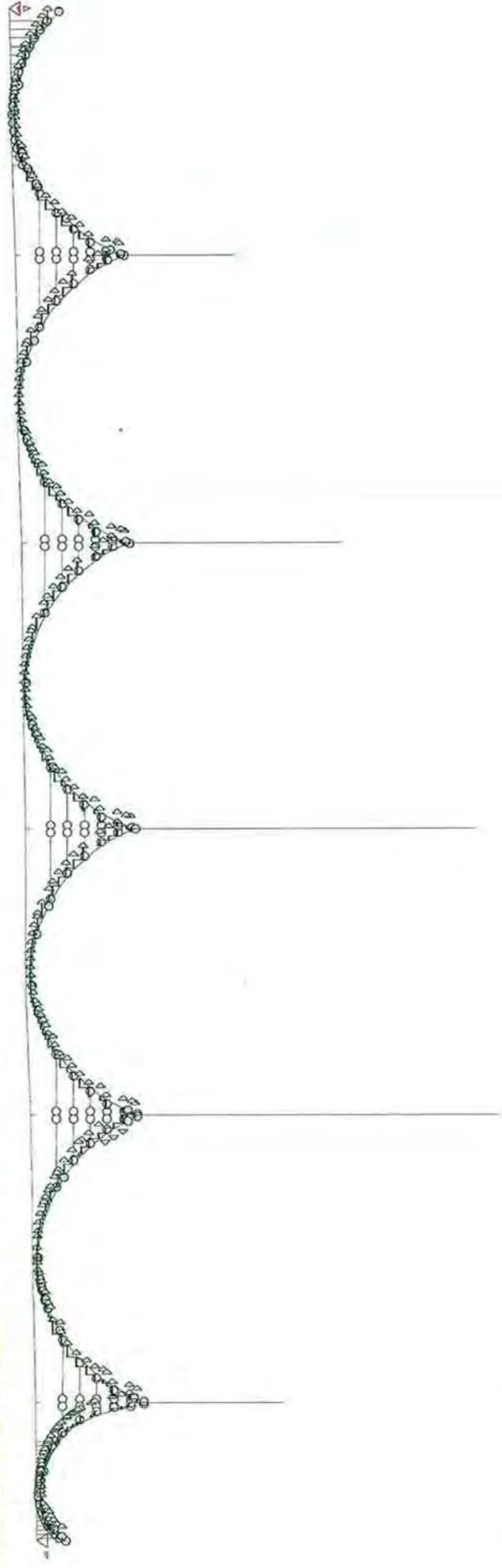
Belastung EG: Eigengewicht



Belastung Eh: Horizontaler Erddruck  $\rightarrow$  Aus [6] übernommen



Belastung Ev: Vertikaler Erddruck → aus [6] übernommen

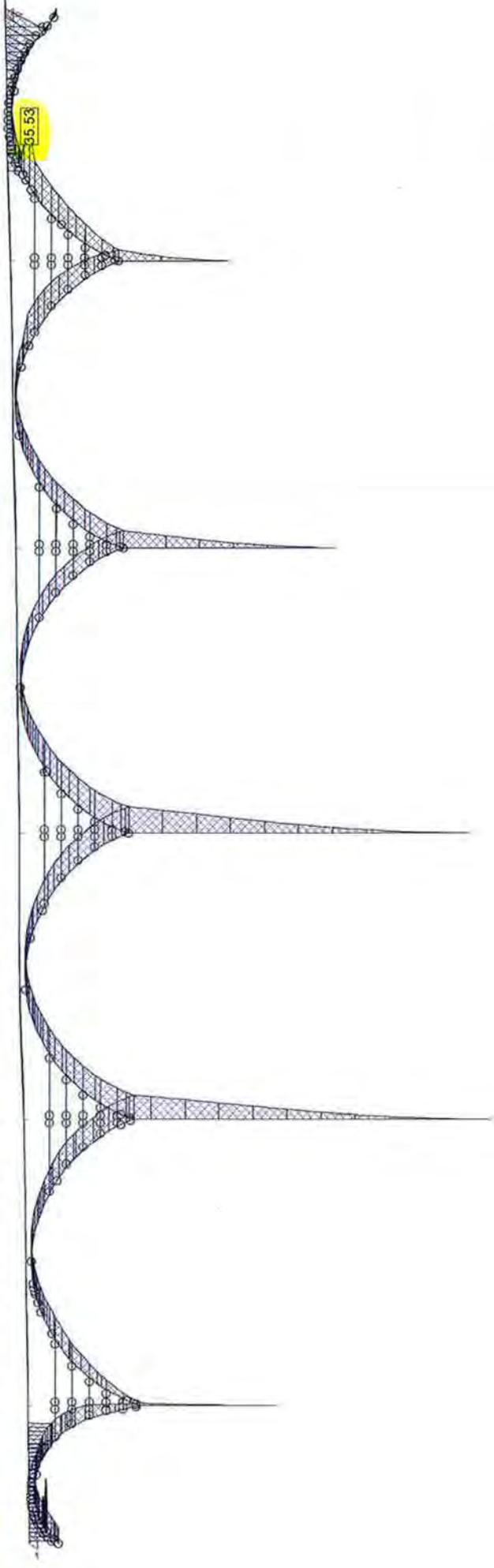


**Resultatkombination**

**Resultatkombination EBx**

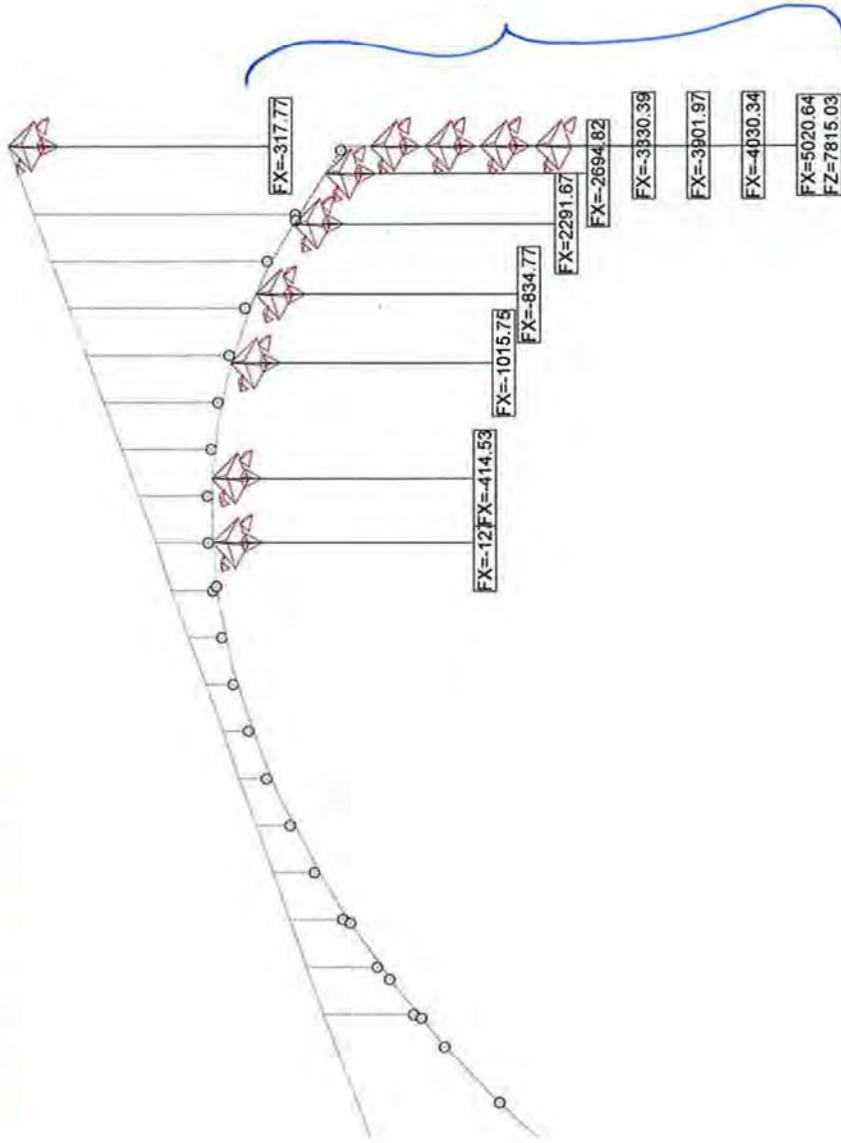
Id Belastung	Faktor	Beschreibung
EG	1.000	Eigengewicht
EK18X	1.000	Ersatzkräfte X qd=1.500
Ev	1.000	Vertikaler Erddruck
Eh	0.700	Horizontaler Erddruck

VERSCHIEBUNGEN DX für EBx [mm], Überhöhung: 200.0, Teilsystem: Massen



Reaktionen [kN]/[kNm] für: EBx, Summe FX: -16277.31, Summe FY: 0.00, Summe FZ: 245665.96

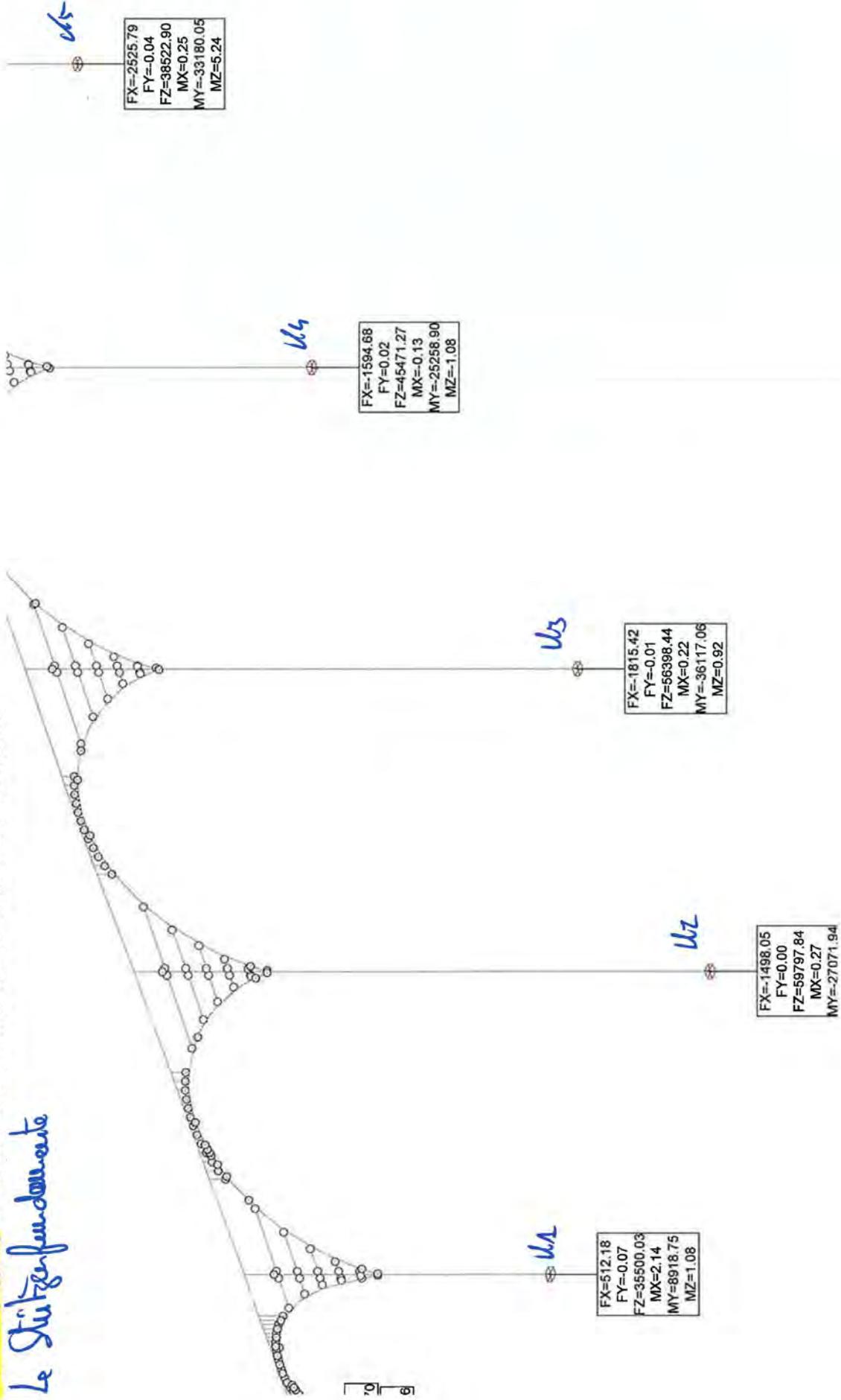
↳ Widerlager Aegei



~ 30% des passiven Erdwiderstandes mobilisiert.

Reaktionen [kN]/[kNm] für: EBx, Summe FX: -16277.31, Summe FY: 0.00, Summe FZ: 245665.96

*Le Stützenfundamente*



BODENPRESSUNGEN DURCH ERDBEBEN IN LÄNGSRICHTUNG (SEITE AEGERI)															
Fundament Nr.	Auflagerkräfte					Geometrie					Bodenpressungen				
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Länge (m)	Breite (m)	Fundamentdicke (m)	P1 (kN/m <sup>2</sup> )	P2 (kN/m <sup>2</sup> )	P3 (kN/m <sup>2</sup> )	P4 (kN/m <sup>2</sup> )			
K_1	512.18	0	35'500	2	8'919	5.0	7.3	3.0	1'316	780	780	1'316			
K_2	-1498.1	0	59'798	0	-27'072	11.1	13.4	3.0	387	567	567	387			
K_3	-1815.4	0	56'398	0	-36'117	9.6	11.8	3.4	401	765	765	401			
K_4	-1594.7	0	45'471	0	-25'259	8.4	10.5	7.2	537	854	854	537			
K_5	-2525.8	0	38'523	0	-33'180	8.0	10.5	10.0	525	892	892	525			

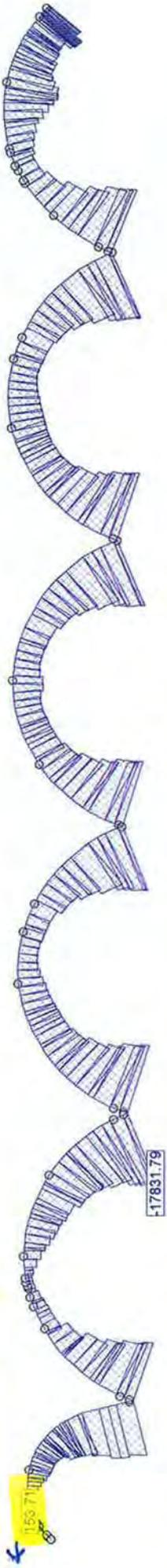
GLEITSICHERHEIT BEI ERDBEBEN IN LÄNGSRICHTUNG (SEITE AEGERI)										
Fundament Nr.	Auflagerkräfte					R <sub>t,d</sub> = F <sub>z</sub> x tan(δ <sub>d</sub> *)				
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	R <sub>t,d</sub> (kN)				
K_1	512.18	0	35'500	2	8'919	10'941	<	FX, FY	i.O.	
K_2	-1498.1	0	59'798	0	-27'072	18'429	<	FX, FY	i.O.	
K_3	-1815.4	0	56'398	0	-36'117	17'382	<	FX, FY	i.O.	
K_4	-1594.7	0	45'471	0	-25'259	14'014	<	FX, FY	i.O.	
K_5	-2525.8	0	38'523	0	-33'180	11'872	<	FX, FY	i.O.	

\*  $\delta_d = \frac{2}{3} \varphi_d$

KIPPSICHERHEIT BEI ERDBEBEN IN LÄNGSRICHTUNG (SEITE AEGERI)															
Fundament Nr.	Auflagerkräfte					Geometrie					Kippsicherheit nach SIA 267, 8.5.3.6				
	FX (kN)	FY (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Länge (m)	Breite (m)	Fundamentdicke (m)	e <sub>y</sub> * (m)	e <sub>x</sub> * (m)	(e <sub>y</sub> /b) <sup>2</sup> + (e <sub>x</sub> /L) <sup>2</sup>				
K_1	512.18	0	35'500	2	8'919	5.0	7.3	3.0	0.00	-0.22	0.00	<	1/9	i.O.	
K_2	-1498.1	0	59'798	0	-27'072	11.1	13.4	3.0	0.00	0.36	0.00	<	1/9	i.O.	
K_3	-1815.4	0	56'398	0	-36'117	9.6	11.8	3.4	0.00	0.52	0.00	<	1/9	i.O.	
K_4	-1594.7	0	45'471	0	-25'259	8.4	10.5	7.2	0.00	0.34	0.00	<	1/9	i.O.	
K_5	-2525.8	0	38'523	0	-33'180	8.0	10.5	10.0	0.00	0.37	0.00	<	1/9	i.O.	

\*  $e_y = \frac{M_x + F_y \cdot h_f / 2}{F_z}$  und  $e_x = \frac{-M_y + F_x \cdot h_f / 2}{F_z}$

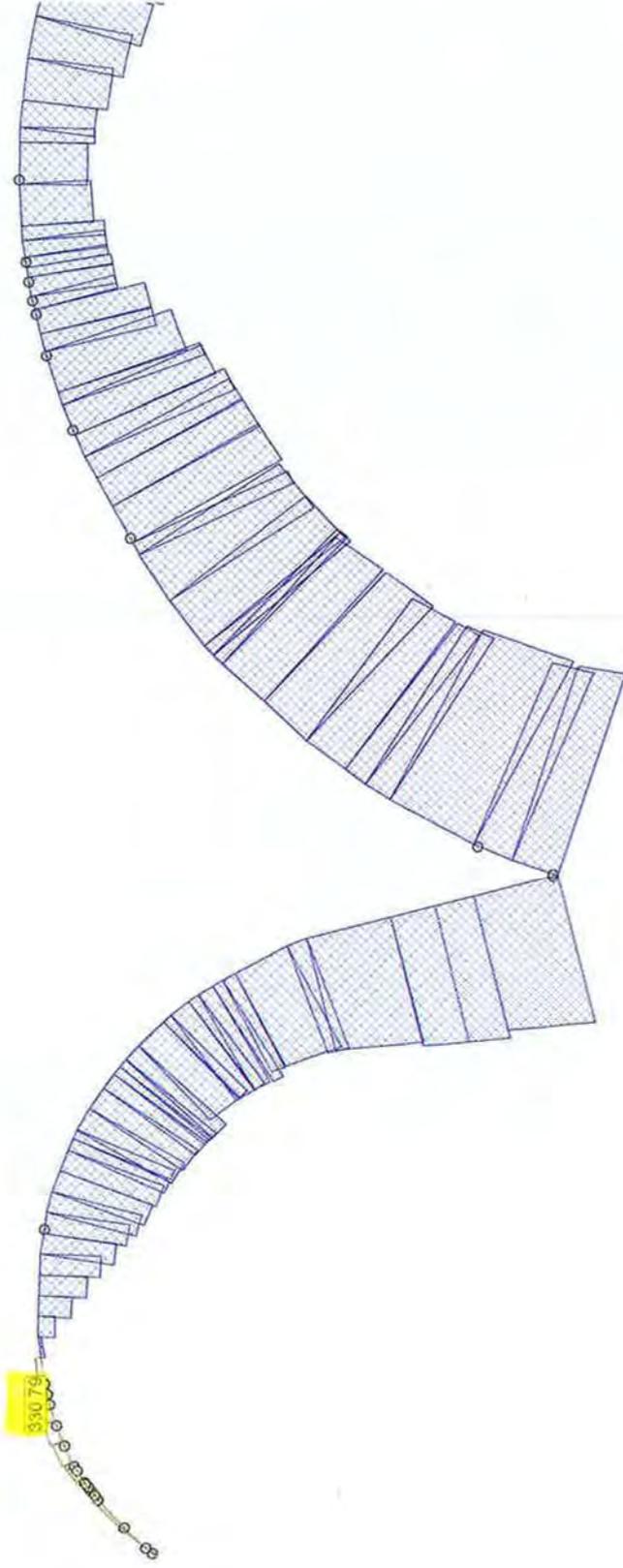
Schnittkraft N [kN] für EBx, Teilsystem: Bogen



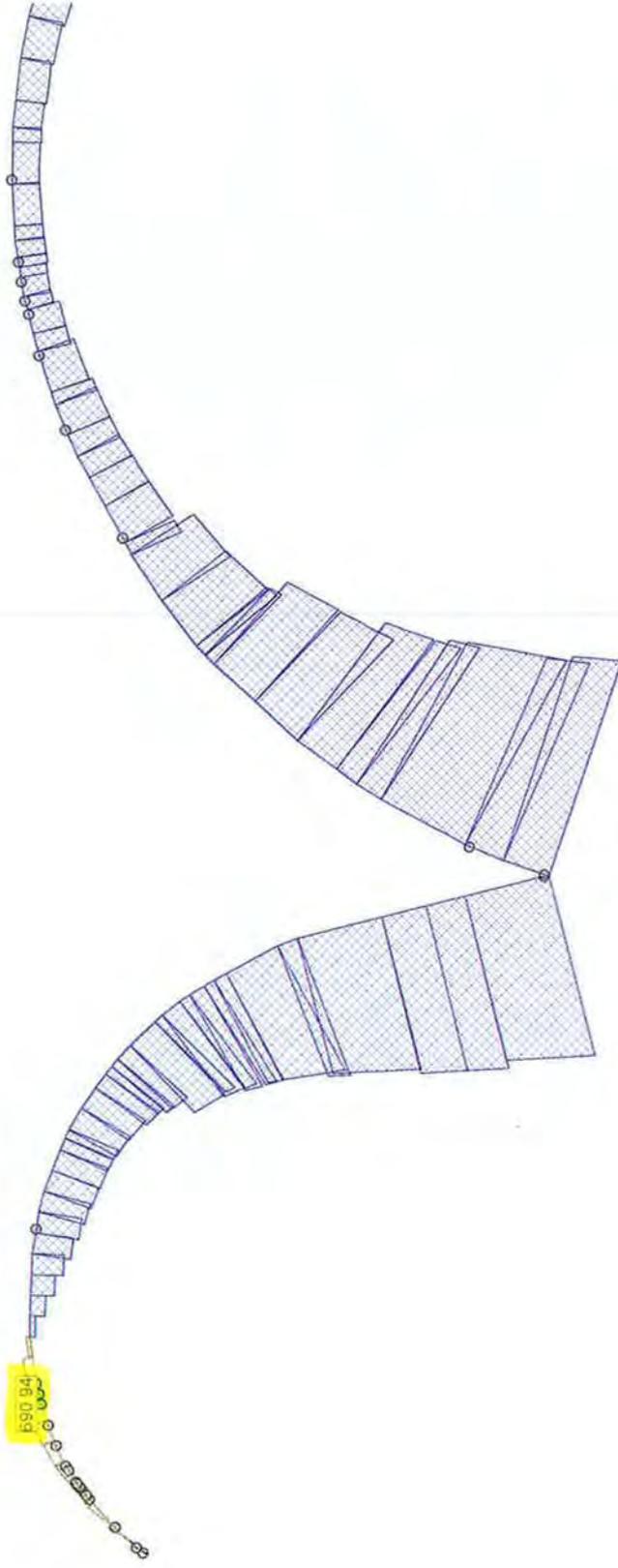
\* Anteil aus  $E_0$  und  $E_1$ ;  $N_{(E_0)} + N_{(E_1)} = 331 + 691 = 1022 \text{ kN}$ .

→  $\Delta N (\text{Erdbeben}) = -968 \text{ kN}$ .

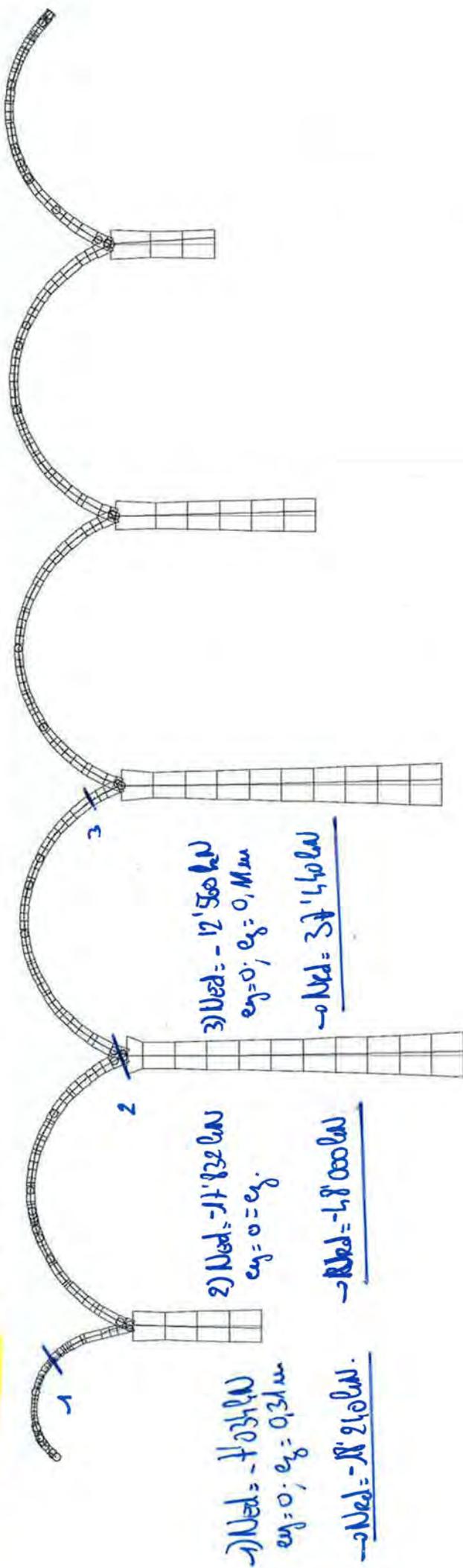
Schnittkraft N [kN] für: EG, Teilsystem: Bogen



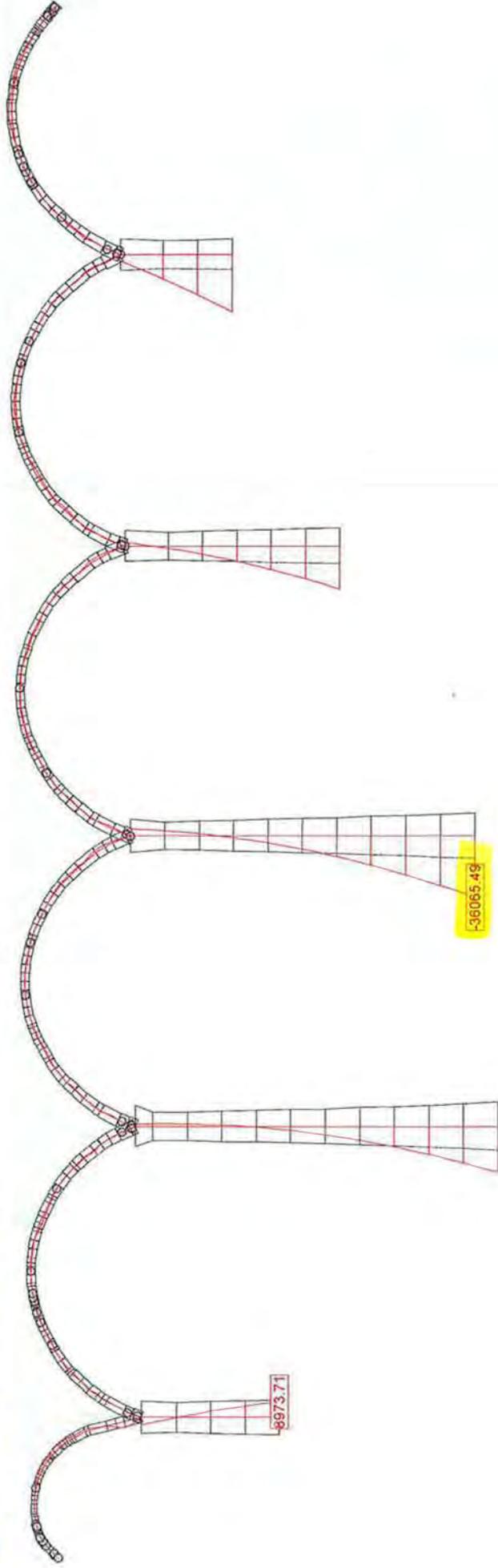
Schnittkraft N [kN] für: Ev, Teilsystem: Bogen



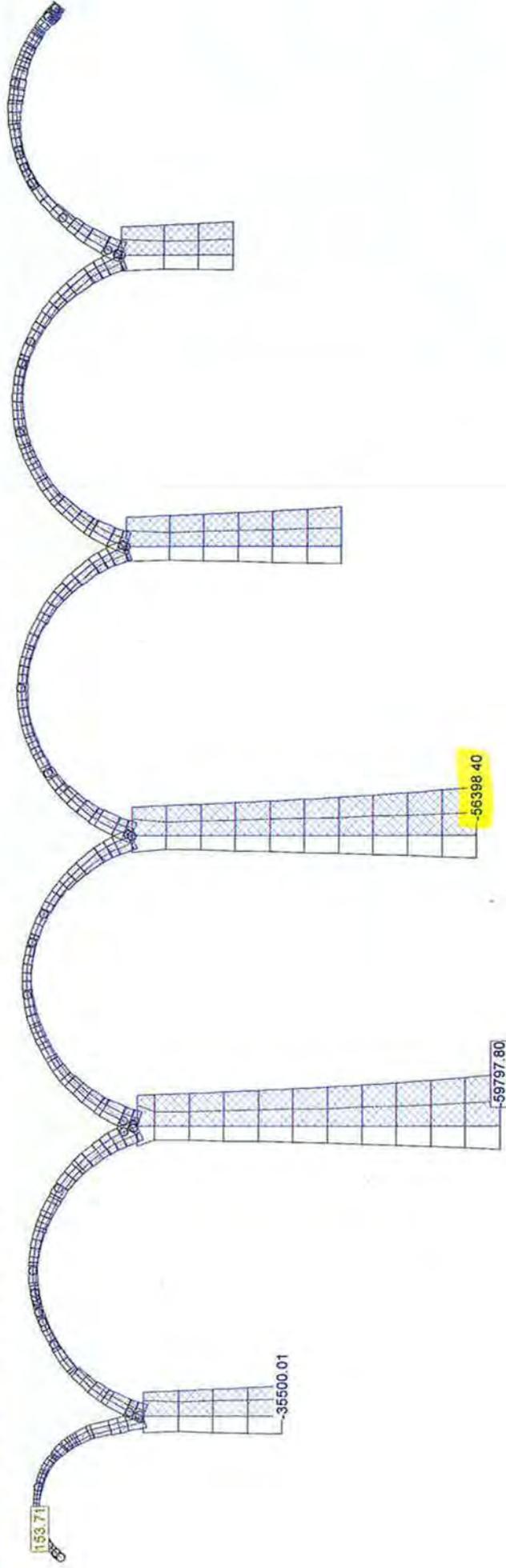
Normalkraftlinie [m] für EBx, mehrere Teilsysteme



Schnittkraft My [kNm] für: EBx, mehrere Teilsysteme

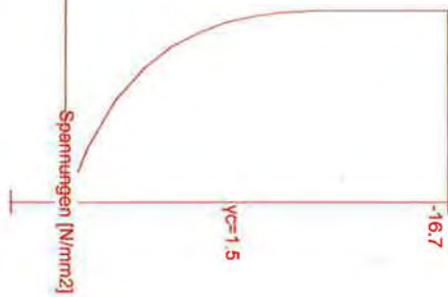
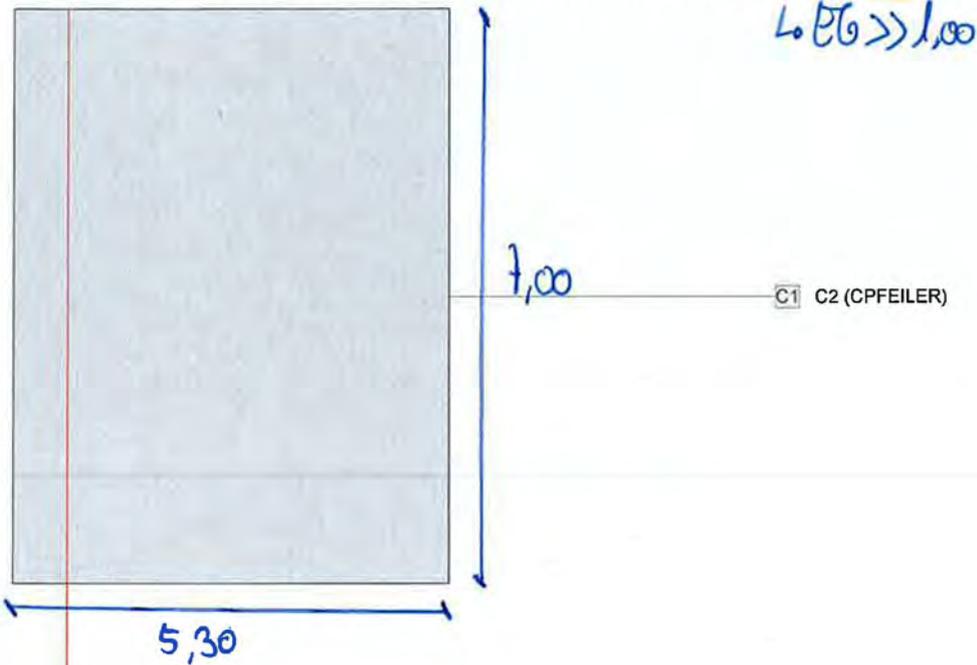


Schnittkraft N [kN] für EBx, mehrere Teilsysteme



Querschnitt QS32NACHWEIS (CPFEILER): Ausnutzung  $N_x = -56398.0$ ;  $M_z = 36065.0$ ;  $\text{eff}(M, N) = 0.12$  erfüllt

Mstab. 1:92.1



**Traglastanalyse Querschnitt (Träger): QS32NACHWEIS**

**Beanspruchung / Ausnutzung: eff(M,N) = 0.12 erfüllt**

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				eff(M,N) [-]	Querkraft und Torsion			eff(V,T) [-]	Gesamt QS eff(M,N,V,T) [-]
			N [kN]	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]			V <sub>y</sub> [kN]	V <sub>z</sub> [kN]	T [kNm]		
1	!GZT		-56398.0	0	36065.0	0.12						

**Analyseparameter "IGZT", Norm: SIA**

ID	σ-ε-Diagramm				Grenzdehnungen			σ <sub>s</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Widerstandsbeiwerte				Diverses	
	c	s	p	a	ε <sub>c1d</sub> [‰]	ε <sub>c2d</sub> [‰]	ε <sub>ud</sub> [‰]		γ <sub>c</sub> [-]	γ <sub>s</sub> [-]	γ <sub>p</sub> [-]	γ <sub>M</sub> [-]	α [-]	φ [-]
!GZT	4/1	1	1	1	-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	1.15	1.05	45.00	0

**Maximale Dehnungen und Spannungen**

Name	Klasse	y <sub>q</sub> [m]	z <sub>q</sub> [m]	ε [‰]	σ <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ [-]
C1	CPFEILER	5.3000	7.0000	-3.0	-16.7	1.50
C1	CPFEILER	0	0	0.4	0	1.50

**Zustand im letzten Iterationsschritt = Grenzzustand**

N [kN]	Innere Kräfte		Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
	M <sub>y</sub> [kNm]	M <sub>z</sub> [kNm]	ε <sub>x</sub> [‰]	χ <sub>y</sub> [km <sup>-1</sup> ]	χ <sub>z</sub> [km <sup>-1</sup> ]	N/ε <sub>x</sub> [kN]	M <sub>y</sub> /χ <sub>y</sub> [kNm <sup>2</sup> ]	M <sub>z</sub> /χ <sub>z</sub> [kNm <sup>2</sup> ]
-4.56E+5	-0.0	292047.6	-1.3	0.0	0.6	3.547E+8	7.838E+8	4.516E+8

---

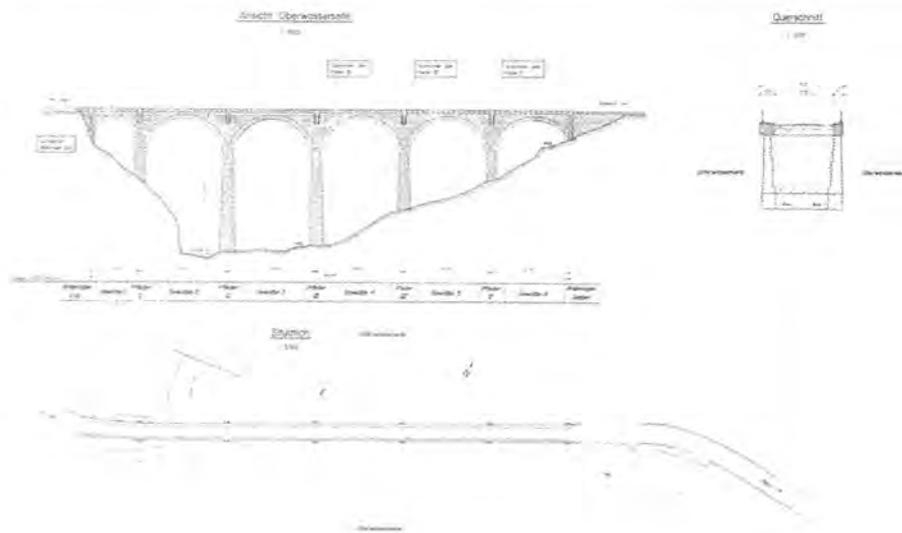
## Anhang G

# Hauptinspektionsbericht 2019

Zustandsbericht Bauwerk

Bauwerksnummer: <b>1704-0005</b>		Bauwerksname: <b>Alte Lorzentobelbrücke</b>	
Bauwerksart: <b>Brücke mit Bogentragwerk</b>		Bauwerksfunktion: <b>Trägt Strasse / Weg</b>	Abnahmedatum:
Referenzachse: <b>VER</b>	Achse-Km:	Standortgemeinde: <b>Menzingen / Baar</b>	Koordinaten: <b>2'684'736 / 1'225'943</b>
Eigentümer: <b>Zug</b>		Erhaltungspflichtiger: <b>Zug</b>	

Referenzachse	Kanton	Gemeinde	Koordinaten	Bezeichnung	Bauwerk Nr.
VER	ZG	Menzingen	684735 / 225943	Alte Lorzentobelbrücke	1704-0005



Datum der Inspektion: <b>08.08.2019</b>	Inspektionsart: <b>Hauptinspektion</b>
--	---

Zustandsbeurteilung Bauwerk: <b>3 in schadhaftem Zustand</b>		Erhaltungsmassnahme: <b>Lokale Instandsetzung, Gesamtinstandsetzung</b>	
Zustandsbeurteilung schlechtestes Bauwerksteil: <b>5 in alarmierendem Zustand</b>		Geschätzte Kosten: <b>Fr. 5'050'000</b>	Empfohlen bis: <b>2022</b>
Ergänzende Inspektion:		Sofortmassnahme: <b>Bauliche Sofortmassnahme</b>	
Verfasser Zustandsbericht: <b>TBA Kt. Zug, Thomas Gloggner</b>	Ort: <b>Zug</b>	Datum: <b>22.08.19</b>	Unterschrift: <i>Th. Gloggner</i>
Verantwortlicher Erhaltungspflichtiger:		<b>30.8.19</b>	Unterschrift: <i>H. Tölgemann</i>

# Inhaltsverzeichnis

	Seiten
INHALTSVERZEICHNIS	2
BAUWERKSIONFORMATIONEN	3
<i>Kommentare zum Bauwerk</i>	3
<i>Weitere Eigentümer / Erhaltungspflichtige</i>	3
<i>Sekundärachse</i>	3
ANGABEN ZUR INSPEKTION	4
<i>Kommentare zur Inspektion</i>	4
<i>Zustand aller Bauteile</i>	5
INSPEKTION BAUTEILE	7
<i>BG_F Belag Fahrbahn</i>	7
<i>EN_F Entwässerung Fahrbahn</i>	15
G1 Gewölbe 1	18
G2 Gewölbe 2	24
G3 Gewölbe 3	32
G4 Gewölbe 4	41
G5 Gewölbe 5	50
G6 Gewölbe 6	57
GLD Geländer	62
MA Stirnmauern über Pfeiler/Gewölbe	67
N Sicherheitsnetz Gewölbe 3	91
PF1 Pfeiler 1	92
PF2 Pfeiler 2	95
PF3 Pfeiler 3	96
PF4 Pfeiler 4	99
PF5 Pfeiler 5	103
RB_N Randbord Nord, Unterwasserseite	107
RB_S Randbord Süd, Oberwasserseite	120
W_O Widerlager Ost, Aegeri	129
W_W Widerlager West, Zug	137
ZA Schutzgitter	145

## Bauwerksinformationen

Bauwerks-Nr.: **1704-0005**

Bauwerksname: **Alte Lorzentobelbrücke**



Gesamtlänge [m]:

**201.95**

Gesamtbreite [m]:

**6.41**

Gesamtfläche [m2]:

**1294.50**

Hauptspanweite [m]:

**34.20**

Max. Bauwerkshöhe [m]:

**55.00**

Anzahl Brückenfelder:

### Kommentare zum Bauwerk

Bauwerksart:

Bauwerksfunktion:

Kommentar:

IVS Objekt ZG171.2.1, Inventar schützenswerter Denkmäler

### Weitere Eigentümer / Erhaltungspflichtige

zweiter Eigentümer:

weiterer Eigentümer:

zweiter Erhaltungspflichtiger:

weiterer Erhaltungspflichtiger:

### Sekundärachse

Nummer:

GW-6000

## Angaben zur Inspektion

Bauwerks-Nr.: <b>1704-0005</b>	Bauwerksname: <b>Alte Lorzentobelbrücke</b>
vom: <b>08.08.2019</b>	Inspektionsart: <b>Hauptinspektion</b>

## Kommentare zur Inspektion

Inspektionsart:

Zustandsbeurteilung:

Art der ergänzenden Inspektion:

Erhaltungsmassnahme:

Das Geländer beim Widerlager West, Zug, ist so rasch wie möglich instand zu stellen. Aufgrund der fortgeschrittenen Korrosion stellt es ein Sicherheitsrisiko dar.

Gewölbe 1- 6, Stirnmauern über Pfeiler/Gewölbe, Pfeiler 4 + 5, und Widerlager Ost, Ägeri sowie West, Zug.

Aufgrund der Schadensbilder drängen sich umfassende Instandsetzungsmassnahmen auf.

Sofortmassnahme:

Sicherheitsschutznetze unter den Gewölben 2 + 4 montieren oder Absperrungen mit Warnhinweisen erstellen. Es besteht eine latente Gefahr für Fussgänger durch herabfallende Steine oder Mörtelfugen.

Beschrieb:

## Zustand aller Bauteile

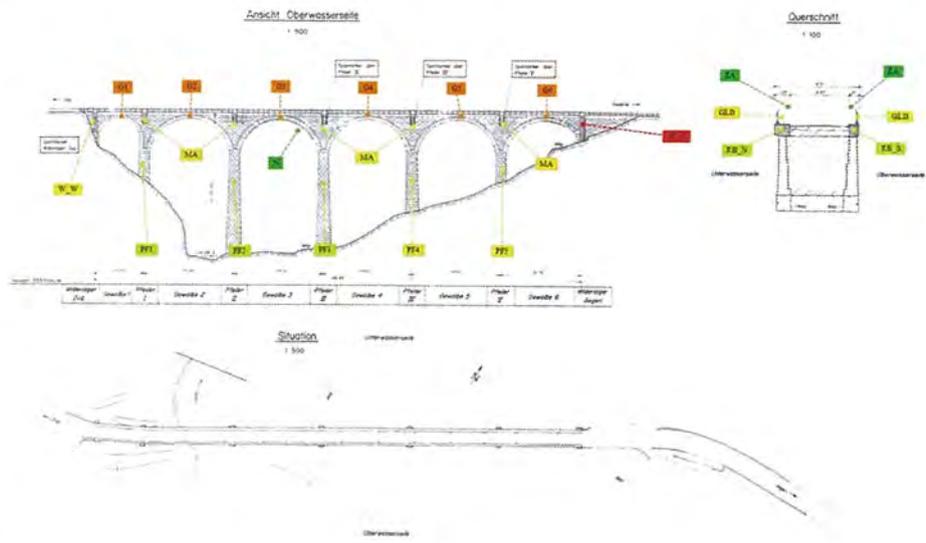
### aktuelle Inspektion

Nummer	Name	Zustandsbeurteilung								Erhaltungsmassnahme
		1	2	3	4	5	91	92		
BG_F	Belag Fahrbahn									Erneuerung der Belags- o. Randfugen
EN_F	Entwässerung Fahrbahn									keine Massnahme
G1	Gewölbe 1									Instandsetzung
G2	Gewölbe 2									Instandhaltung (betrieblicher Unterhalt)
G3	Gewölbe 3									Instandsetzung
G4	Gewölbe 4									Instandhaltung (betrieblicher Unterhalt)
G5	Gewölbe 5									Instandsetzung
G6	Gewölbe 6									Instandsetzung
GLD	Geländer									Lokale Instandsetzung
MA	Stirnmauern über Pfeiler/Gewölbe									Instandsetzung mit Verstärkung
N	Sicherheitsnetz Gewölbe 3									
PF1	Pfeiler 1									keine Massnahme
PF2	Pfeiler 2									keine Massnahme
PF3	Pfeiler 3									
PF4	Pfeiler 4									Instandsetzung
PF5	Pfeiler 5									Instandsetzung
RB_N	Randbord Nord, Unterwasserseite									keine Massnahme
RB_S	Randbord Süd, Oberwasserseite									keine Massnahme
W_O	Widerlager Ost, Aegeri									Instandsetzung
W_W	Widerlager West, Zug									Instandsetzung
ZA	Schutzgitter									

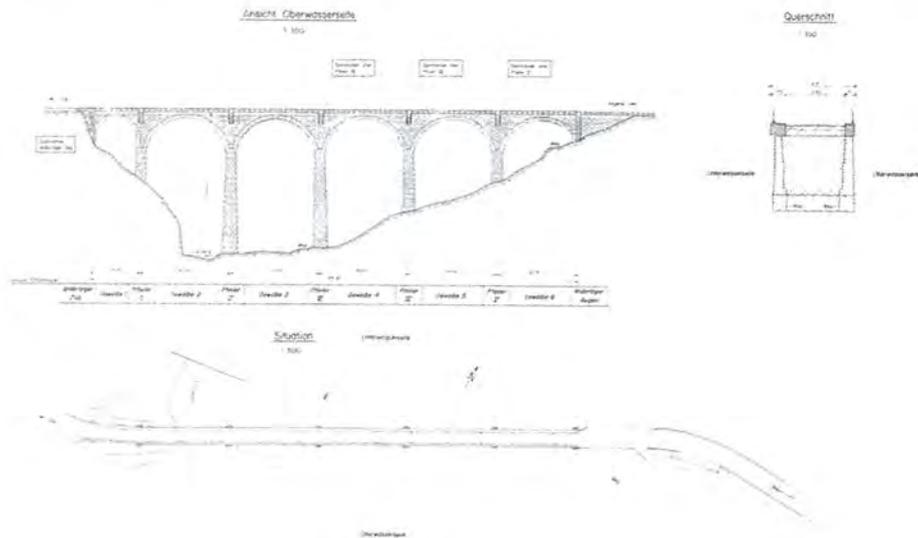
### letzte Inspektion

	Nicht aufgenommene bestehende Befunde
--	---------------------------------------

Blatt Nr.	VER
Kanton	ZG
Gemeinde	Menzingen
Koordinaten	684735 / 225943
Bauwerk	Alte Lorzentobelbrücke
Bauwerk-Nr.	414.06



Referenzachse	Kanton	Gemeinde	Koordinaten	Bezeichnung	Bauwerk-Nr.
VER	ZG	Menzingen	684735 / 225943	Alte Lorzentobelbrücke	1704-0005



# Inspektion Bauteile

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**BG\_F Belag Fahrbahn**

Typ:

**Strassenbelag**

Bauart:

**Asphaltmischgut**

Bild (39)



Ausmass: [m²]

**900.00**

## Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand	4. (=ZK4) in schlechtem Zustand	9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand	5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand	91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand		92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

## Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
326 Erneuerung der Belags- o. Randfugen		4 Belagsarbeiten	2020	2021	

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1002 / Setzungen	hauptsächlich über den Pfeilern und über Widerlager Ost, Ägeri	teils über 2 cm	1, 2, 3, 4, 5, 6	S, M
1103 / Blasen	örtlich wiederkehrend		7	S
1202 / Schubrisse	örtlich wiederkehrend, vorwiegend bei den Kanzeln / über den Pfeilern		8, 9	S
1304 / Abgeplatzte Flickstellen	Seite Richtung Zug		10	S
317 / Undichte Randabschlüsse	entlang Bankette und Einlaufschächte, auf der ganzen Bauwerkslänge vorkommend		11, 12, 13	S

Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung            **N** Nachrechnung                    **S** Sichtkontrolle                    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk            **K** Kontrollöffnung                    **G** Georadar                        **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung            **Ie** Impact Echo                    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 1) Bild (7)



(Nr.: 2) Bild (31)



(Nr.: 3) Bild (33)



(Nr.: 4) Bild (32)



(Nr.: 5) Bild (40)



(Nr.: 6) Bild (29)



(Nr.: 7) Bild (46)



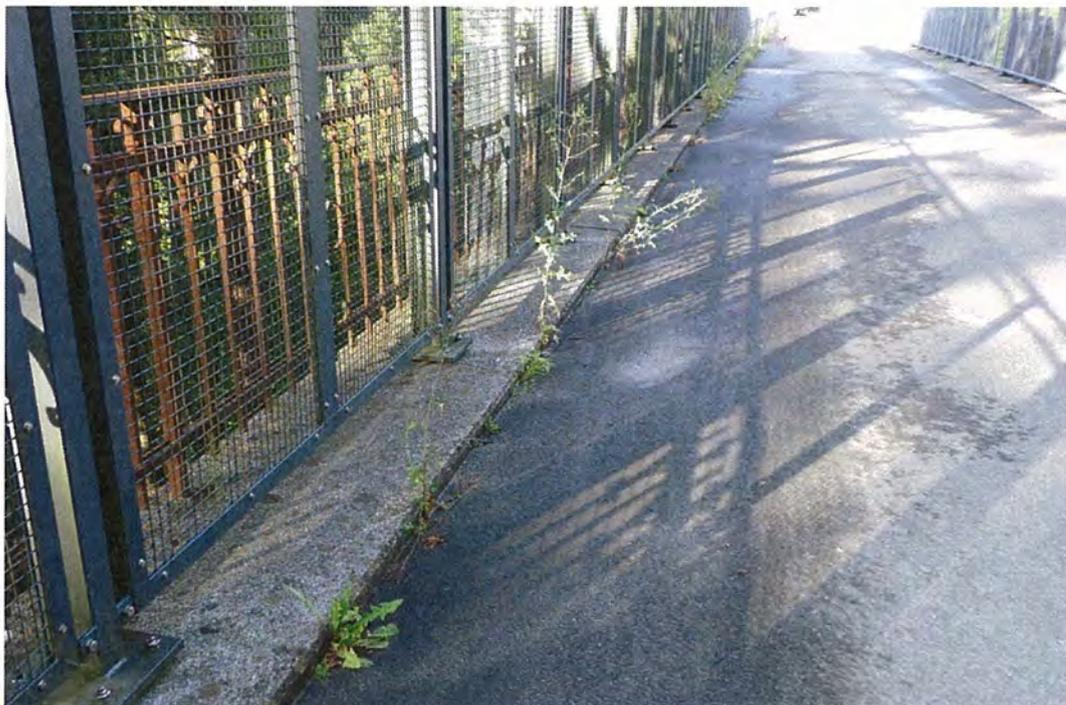
(Nr.: 8) Bild (35)



(Nr.: 9) Bild (34)



(Nr.: 10) Bild (30)



(Nr.: 11) Bild (8)



(Nr.: 12) Bild (36)



(Nr.: 13) Bild (37)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (83)

**EN\_F Entwässerung Fahrbahn**

Typ:

**Ableitung**

Bauart:

**andere Bauart**



Ausmass: [m]

**1.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand

2. (=ZK2) in **annehmbarem Zustand**

3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand

5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar

91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich

92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
1 keine Massnahme					

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1319 / Lose oder gebrochene Rohrverbindungen	Speier	PVC-Rohre sind abgebrochen (nicht UV-beständig)	14, 15	S

Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 14) Bild (59)



(Nr.: 15) Bild (76)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (22)

**G1 Gewölbe 1**

Typ:

**Bogen**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**95.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand 2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand 3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand	4. (=ZK4) in schlechtem Zustand 5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand	9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar 91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich 92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich
--	---	---

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	verbreitet unter den Wangen und gegen die Gewölbmitte		16, 17, 18	S, A
1302 / Lose Mörtelfugen	örtlich wiederkehrend, vorwiegend unter den Wangen		19, 20	S, A
143 / Abrieb	Die Oberflächen der Natursteine werden durch die Witterung abgewaschen.		21	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Ausspeier		22	S
303 / Flächenhafte Nassstellen	vorwiegend über den Pfeilern		23	S, A

Legende:    **A** Abklopfen    **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung    **S** Sichtkontrolle    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
**Ls** Laserscanning    **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung    **G** Georadar    **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
**U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 16) Bild (37)



(Nr.: 17) Bild (41)



(Nr.: 18) Bild (30)



(Nr.: 19) Bild (27)



(Nr.: 20) Bild (28)



(Nr.: 21) Bild (27)



(Nr.: 22) Bild (28)



(Nr.: 23) Bild (30)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**G2 Gewölbe 2**

Typ:

**Bogen**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**

Bild (65.1)



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**235.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
22 Instandhaltung (betrieblicher Unterhalt)	Sicherheitsschutznetz analog Gewölbe 3 montieren.	3 Metallbau	2020	2021	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	verbreitet unter den Wangen und gegen die Gewölbemitte		24, 25	S, A
1302 / Lose Mörtelfugen	örtlich wiederkehrend, vorwiegend unter den Wangen		26, 27	S, A
1313 / Ausbrüche	Unterseite des Gewölbes		28	S, A
143 / Abrieb	Die Oberflächen der Natursteine werden durch die Witterung abgewaschen.		29, 30, 31	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Ausspeier		32	S
303 / Flächenhafte Nässestellen	vorwiegend über den Pfeilern		33, 34, 35, 36	S, A

Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 24) Bild (19)



(Nr.: 25) Bild (21)



(Nr.: 26) Bild (19)



(Nr.: 27) Bild (63)



(Nr.: 28) Bild (66)



(Nr.: 29) Bild (21)



(Nr.: 30) Bild (19)



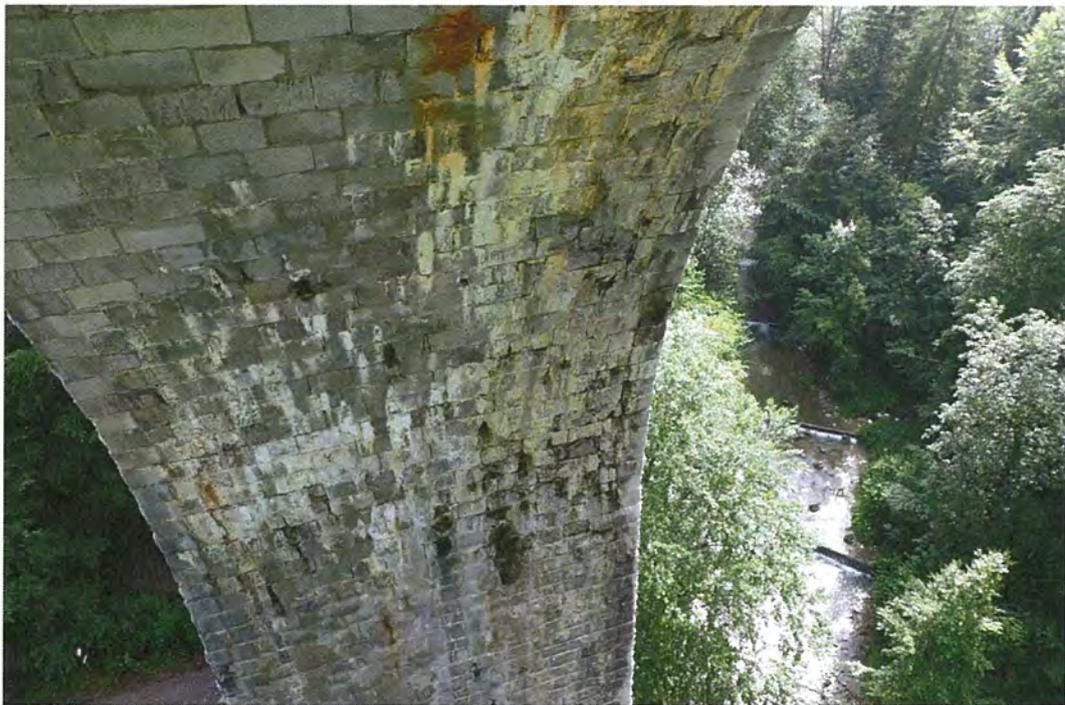
(Nr.: 31) Bild (61)



(Nr.: 32) Bild (60)



(Nr.: 33) Bild (20)



(Nr.: 34) Bild (64)



(Nr.: 35) Bild (18)



(Nr.: 36) Bild (59)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**G3 Gewölbe 3**

Typ:

**Bogen**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**

Bild (72)



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**265.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	verbreitet unter den Wangen und gegen die Gewölbemitte	Risse haben zugenommen	37, 38, 39	S, A, M
1302 / Lose Mörtelfugen	Unterseite, wiederkehrend		40	S, A
1313 / Ausbrüche	Unterseite des Gewölbes		41	S, A
143 / Abrieb	Die Oberflächen der Natursteine werden durch die Witterung abgewaschen.		42, 43	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Ausspeier		44	S
303 / Flächenhafte Nässestellen	vorwiegend über den Pfeilern		45, 46, 47, 48, 49, 50	S, A

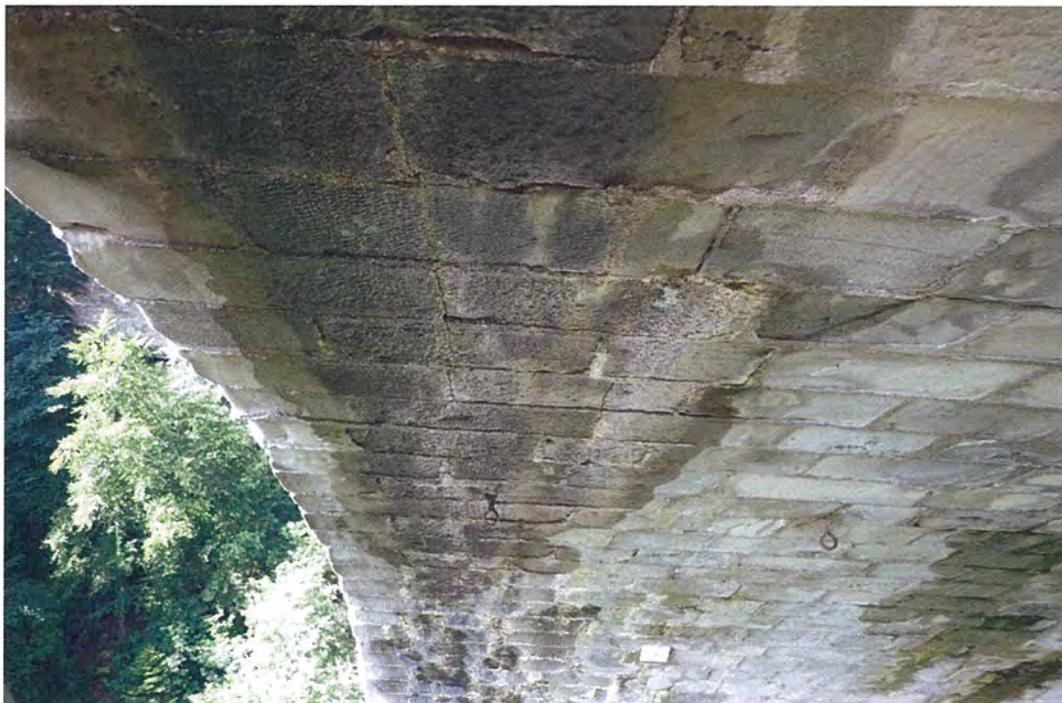
Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **Ie** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 37) Bild (102)



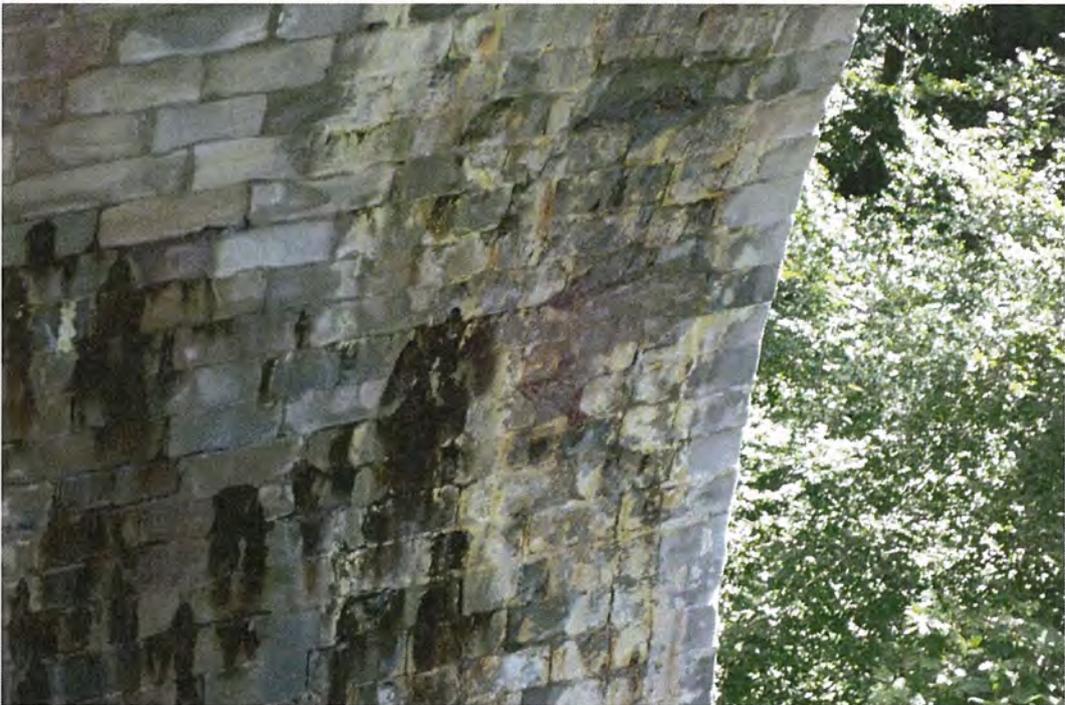
(Nr.: 38) Bild (101)



(Nr.: 39) Bild (89)



(Nr.: 40) Bild (76)



(Nr.: 41) Bild (91)



(Nr.: 42) Bild (97)



(Nr.: 43) Bild (98)



(Nr.: 44) Bild (108)-1



(Nr.: 45) Bild (73)



(Nr.: 46) Bild (88)



(Nr.: 47) Bild (103)



(Nr.: 48) Bild (90)



(Nr.: 49) Bild (96)



(Nr.: 50) Bild (110)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**G4 Gewölbe 4**

Typ:

**Bogen**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**

Bild (118)



Ausmass: [m²]

**265.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
22 Instandhaltung (betrieblicher Unterhalt)	Sicherheitsschutznetz analog Gewölbe 3 montieren.	3 Metallbau	2020	2021	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	verbreitet unter den Wangen und gegen die Gewölbmitte, Risse schräg zur Drucklinie		51	S, A, M
1302 / Lose Mörtelfugen	Unterseite, wiederkehrend		52, 53	S, A
1313 / Ausbrüche	Unterseite des Gewölbes		54	S, A
143 / Abrieb	Die Oberflächen der Natursteine werden durch die Witterung abgewaschen.		55, 56	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Ausspeier		57	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Ausspeier		58	S
303 / Flächenhafte Nässestellen	vorwiegend über den Pfeilern		59, 60, 61, 62, 63, 64	S, A

Legende:    **A** Abklopfen    **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung    **S** Sichtkontrolle    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
**Ls** Laserscanning    **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung    **G** Georadar    **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
**U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 51) Bild (126)



(Nr.: 52) Bild (125)



(Nr.: 53) Bild (129)



(Nr.: 54) Bild (130)



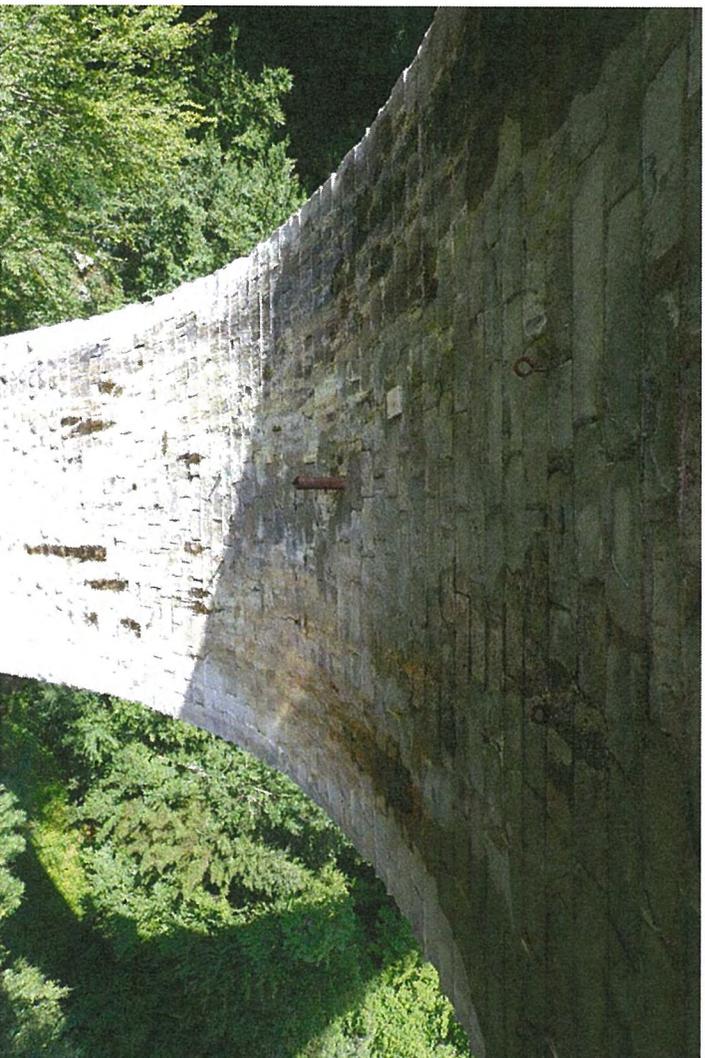
(Nr.: 55) Bild (132)



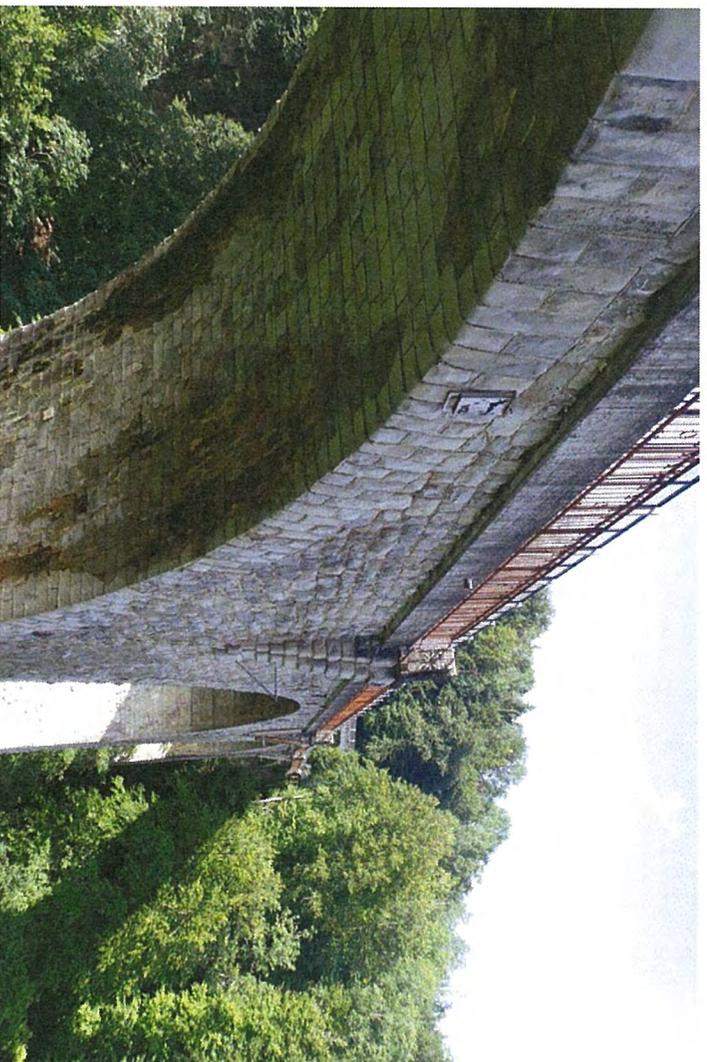
(Nr.: 56) Bild (127)



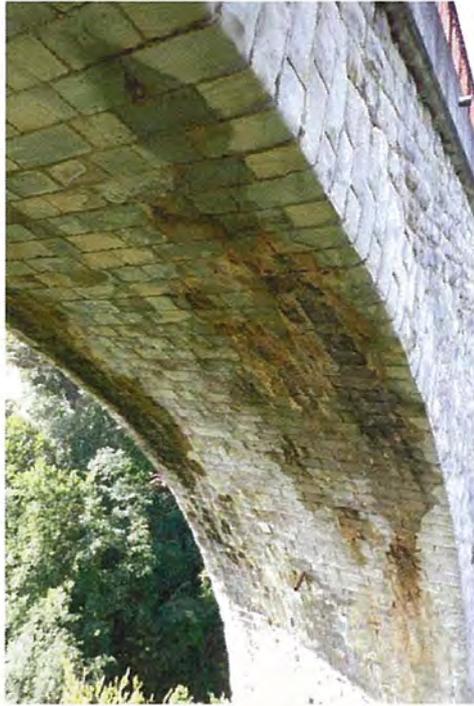
(Nr.: 57) Bild (127)



(Nr.: 58) Bild (127)



(Nr.: 59) Bild (120)



(Nr.: 60) Bild (121)



(Nr.: 61) Bild (127)



(Nr.: 62) Bild (128)



(Nr.: 63) Bild (129)



(Nr.: 64) Bild (131)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**G5 Gewölbe 5**

Typ:

**Bogen**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**

Bild (146)



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**265.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	verbreitet unter den Wangen und gegen die Gewölbemitte		65, 66	S, A, M
1302 / Lose Mörtelfugen	Gewölbeuntersicht		67, 68	S, A
1313 / Ausbrüche	vorwiegend über den Pfeilern		69, 70	S, A
143 / Abrieb	Die Oberflächen der Natursteine werden durch die Witterung abgewaschen.		71	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Ausspeier, Entwässerungsrohr über den Pfeilern		72	S
303 / Flächenhafte Nässestellen	vorwiegend über den Pfeilern		73, 74	S, A

Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 65) Bild (151)



(Nr.: 66) Bild (164)



(Nr.: 67) Bild (150)



(Nr.: 68) Bild (159)



(Nr.: 69) Bild (161)



(Nr.: 70) Bild (164)



(Nr.: 71) Bild (165)



(Nr.: 72) Bild (160)



(Nr.: 73) Bild (147)



(Nr.: 74) Bild (149)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (168)

**G6 Gewölbe 6**

Typ:

**Bogen**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**

Ausmass: [m²]

**190.00**



### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	verbreitet unter den Wangen und gegen die Gewölbemitte	Oberwasserseite über 3 cm offen	75, 76	S, A
1302 / Lose Mörtelfugen	örtlich wiederkehrend		77, 78	S, A
1313 / Ausbrüche	vorwiegend über den Pfeilern		79	S, A
303 / Flächenhafte Nassstellen	vollflächig unter dem Gewölbe 6		80, 81	S, A

Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung                    **S** Sichtkontrolle                    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung                    **G** Georadar                         **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung                **le** Impact Echo                    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 75) Bild (177)



(Nr.: 76) Bild (178)



(Nr.: 77) Bild (178)



(Nr.: 78) Bild (179)



(Nr.: 79) Bild (179)



(Nr.: 80) Bild (172)



(Nr.: 81) Bild (176)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (75)

**GLD**      **Geländer**

Typ:

**Geländer**

Bauart:

**Stahlkonstruktion**

Ausmass: [m]

**400.00**



### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand 2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand 3. (=ZK3) in <b>schadhaftem Zustand</b>	4. (=ZK4) in schlechtem Zustand 5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand	9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar 91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich 92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich
---	---	---

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
230 Lokale Instandsetzung	Das Geländer beim Widerlager West, Zug, ist so rasch wie möglich instand zu stellen. Aufgrund der fortgeschrittenen Korrosion stellt es ein Sicherheitsrisiko dar.	3 Metallbau	2020	2021	

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
2213 / Flächenhafte Korrosion	vollfächig		82, 83, 84, 85	S
2214 / Unterrostung	Geländerpfosten sind durchgerostet.		86, 87	S

Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 82) Bild (47)



(Nr.: 83) Bild (62)



(Nr.: 84) Bild (85)



(Nr.: 85) Bild (88)



(Nr.: 86) Bild (90)



(Nr.: 87) Bild (89)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (36)

**MA Stirnmauern über Pfeiler/Gewölbe**

Typ:

**Konsolmauer**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m²]

**2540.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in **schadhaftem Zustand**

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
232 Instandsetzung mit Verstärkung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1109 / übrige Verformungen	verbreitet, vorallem an den Kanzeln	Schubverformungen über den Pfeilern und Ausbauchungen in den Kanzelbereichen	88, 89, 90	S, A
1216 / übrige Risse	Scheitel, Schlusssteine , Wangensteine und Kanzeln (entlang der Verstärkungen)		91, 92, 93	S, A
1302 / Lose Mörtelfugen	ca. 20%		94, 95, 96, 97, 98	S, A
1313 / Ausbrüche	Aussenschicht der Natursteine		99, 100, 101, 102, 103	S, A
143 / Abrieb	der Witterung ausgesetzte Oberflächen, vorwiegend bei den Kanzeln	ausgewaschene Natursteinoberflächen	104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Verstärkungen aus Stahlträgern und Spannankern		115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123	S
302 / Lokale Nässestellen	örtlich wiederkehrend, vorwiegend über den Pfeilern zwischen den Gewölben		124, 125, 126, 127, 128	S, A
511 / Bewuchs	über den Widerlagern und Pfeiler 1 + 5		129, 130, 131	S, A

Legende:    A    Abklopfen                    L    Laboruntersuchung    N    Nachrechnung            S    Sichtkontrolle            E    Endoskopie/Glasfaseroptik  
               Ls    Laserscanning                    M    Messung am Bauwerk    K    Kontrollöffnung            G    Georadar                    Ub    Untersuchung am Bauwerk  
               U    Ultraschallprüfung                Ie    Impact Echo                \    Andere U-Methode



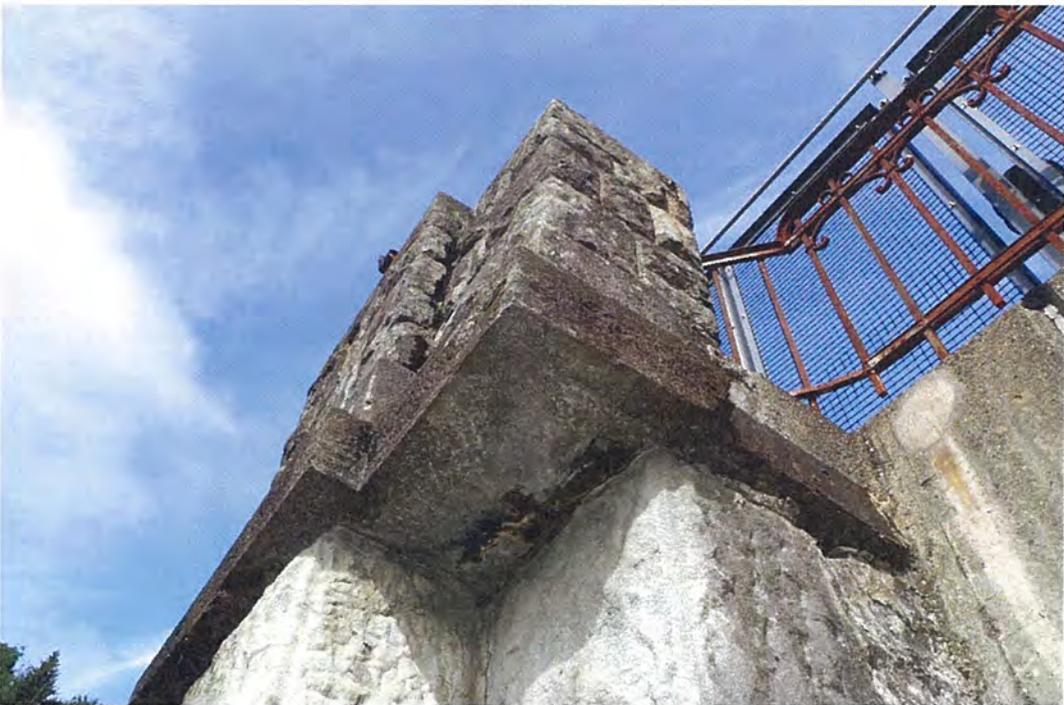
(Nr.: 88) Bild (104)



(Nr.: 89) Bild (145)



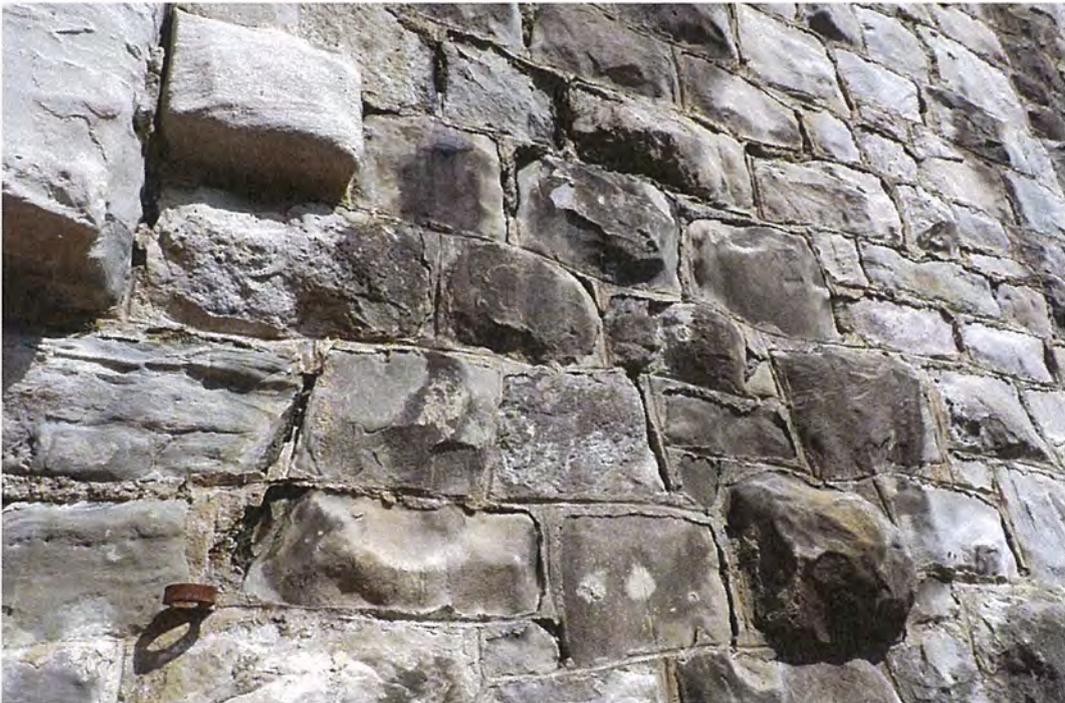
(Nr.: 90) Bild (112)



(Nr.: 91) Bild (71)



(Nr.: 92) Bild (70)



(Nr.: 93) Bild (144)



(Nr.: 94) Bild (38)



(Nr.: 95) Bild (102)



(Nr.: 96) Bild (50)



(Nr.: 97) Bild (61)



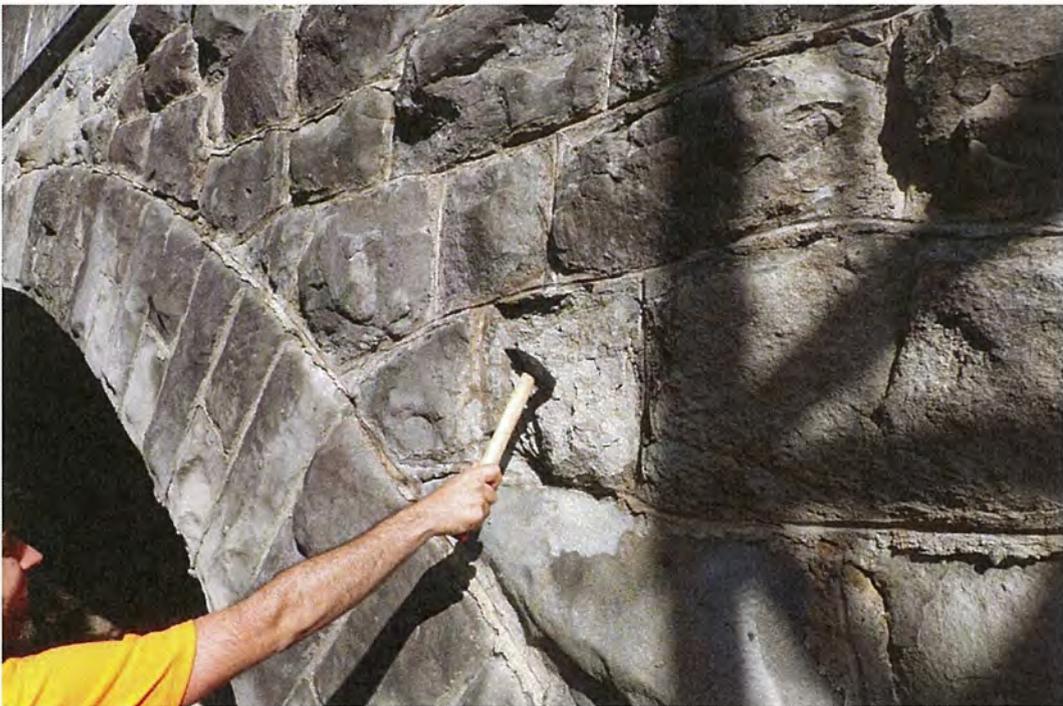
(Nr.: 98) Bild (81)



(Nr.: 99) Bild (55)



(Nr.: 100) Bild (22)



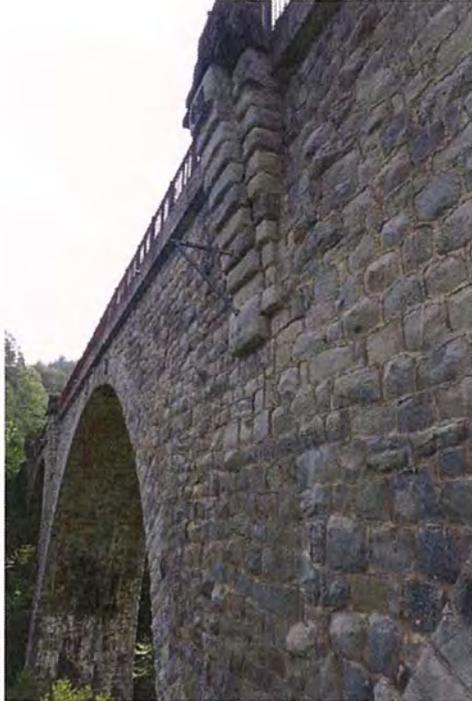
(Nr.: 101) Bild (43)



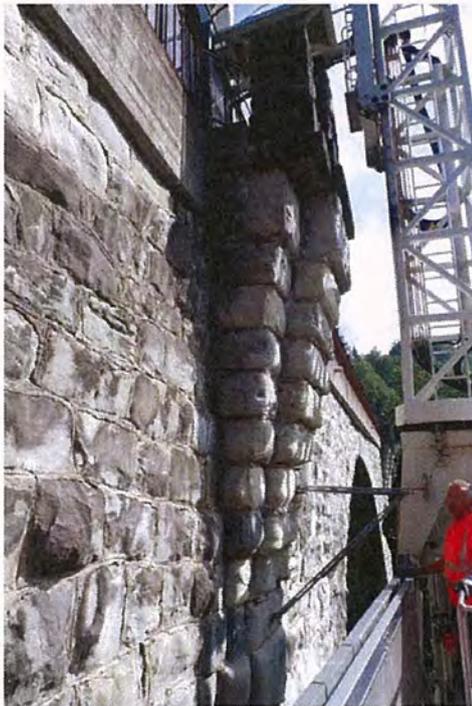
(Nr.: 102) Bild (44)



(Nr.: 103) Bild (45)



(Nr.: 104) Bild (107)



(Nr.: 105) Bild (115)



(Nr.: 106) Bild (83)



(Nr.: 107) Bild (56)



(Nr.: 108) Bild (51)



(Nr.: 109) Bild (99)



(Nr.: 110) Bild (100)



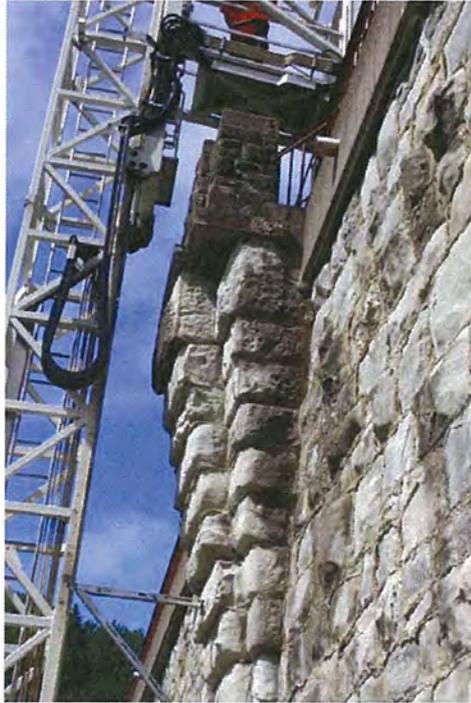
(Nr.: 111) Bild (103)



(Nr.: 112) Bild (138)



(Nr.: 113) Bild (143)



(Nr.: 114) Bild (148)



(Nr.: 115) Bild (42)



(Nr.: 116) Bild (43)



(Nr.: 117) Bild (79)



(Nr.: 118) Bild (82)



(Nr.: 119) Bild (70)



(Nr.: 120) Bild (58)



(Nr.: 121) Bild (83)



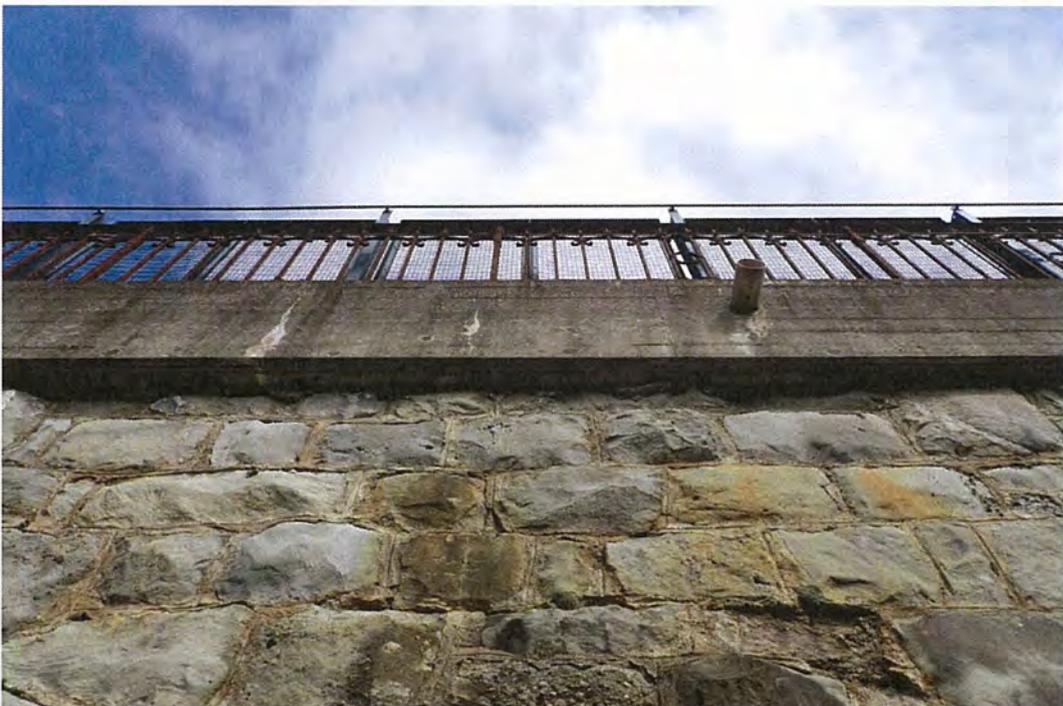
(Nr.: 122) Bild (87)



(Nr.: 123) Bild (171)



(Nr.: 124) Bild (112)



(Nr.: 125) Bild (114)



(Nr.: 126) Bild (139)



(Nr.: 127) Bild (84)



(Nr.: 128) Bild (88)



(Nr.: 129) Bild (53)



(Nr.: 130) Bild (68)



(Nr.: 131) Bild (162)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (100)

**N**      **Sicherheitsnetz Gewölbe 3**

Typ:

**Sicherheitseinrichtung**

Bauart:

**Stahlkonstruktion**



Ausmass: [Stk]

**1.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (100)

**PF1 Pfeiler 1**

Typ:

**Einzelpfeiler**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**192.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand	4. (=ZK4) in schlechtem Zustand	9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar
2. (=ZK2) in <b>annehmbarem Zustand</b>	5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand	91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand		92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
1 keine Massnahme					

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
2101 / Kalkausscheidungen	Seite Gewölbe 2		132	S
301 / Nassstellen	Seite Gewölbe 2		133	S, A

Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **Ie** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 132) Bild (67)



(Nr.: 133) Bild (70)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**PF2 Pfeiler 2**

Bild (65)

Typ:

**Einzelpfeiler**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**426.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand 2. (=ZK2) in <b>annehmbarem Zustand</b> 3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand	4. (=ZK4) in schlechtem Zustand 5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand	9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar 91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich 92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich
---	---	---

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
1 keine Massnahme					

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (104)

**PF3 Pfeiler 3**

Typ:

**Einzelpfeiler**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**402.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in **annehmbarem Zustand**  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
2101 / Kalkausscheidungen	Seite Gewölbe 3		134, 135, 136	S

Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **Ie** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 134) Bild (104)



(Nr.: 135) Bild (100)



(Nr.: 136) Bild (103)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (117)

**PF4 Pfeiler 4**

Typ:

**Einzelpfeiler**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m²]

**231.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in **schadhaftem Zustand**

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1210 / Längsrisse	unterwasserseitig		137, 138	S, A, M
1302 / Lose Mörtelfugen	unterwasserseitig		139	S, A
2101 / Kalkausscheidungen	oberwasserseitig		140, 141	S, A

Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung            **N** Nachrechnung                    **S** Sichtkontrolle                    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk            **K** Kontrollöffnung                    **G** Georadar                         **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung                **le** Impact Echo                    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 137) Bild (134)



(Nr.: 138) Bild (109)



(Nr.: 139) Bild (131)



(Nr.: 140) Bild (133)



(Nr.: 141) Bild (110)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (156)

**PF5 Pfeiler 5**

Typ:

**Einzelpfeiler**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**123.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in **schadhaftem Zustand**

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1216 / übrige Risse	kleinere Risse ringsum		142	S, A, M
1303 / Abplatzungen	im Übergang zum Gewölbe 5		143	S, A
2101 / Kalkausscheidungen	oberer Bereich im Übergang zum Gewölbe 5		144, 145	S, A

Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung                    **S** Sichtkontrolle                    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung                    **G** Georadar                        **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung                **le** Impact Echo                    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 142) Bild (113)



(Nr.: 143) Bild (161)



(Nr.: 144) Bild (157)



(Nr.: 145) Bild (112)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (42)

**RB\_N**      **Randbord Nord, Unterwasserseite**

Typ:

**Randborde**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**800.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand

2. (=ZK2) in **annehmbarem Zustand**

3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand

5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar

91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich

92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
1 keine Massnahme					

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1211 / Querrisse	regelmässig wiederkehrend		146, 147, 148, 149, 150	S, A, M
1303 / Abplatzungen	Richtung Ägeri		151, 152, 153, 154	S, A
1305 / Frostabplatzungen	in der Mitte des Bauwerkteils		155, 156, 157	S, A, M
506 / Poröser Beton	vollflächig	verwitterte Oberflächen	158, 159, 160, 161, 162	S, A
508 / Betonüberdeckung unter 15 mm	örtlich wiederkehrend		163, 164, 165, 166, 167, 168	S, A

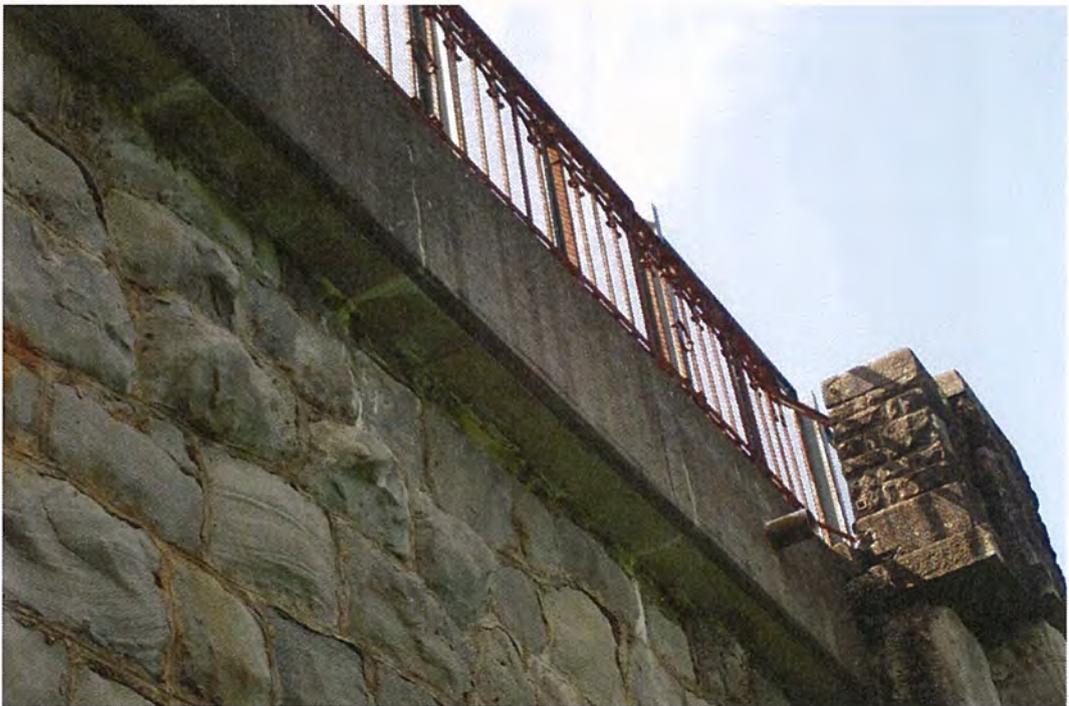
Legende:    **A** Abklopfen            **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning        **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung        **G** Georadar                **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung    **le** Impact Echo            **\** Andere U-Methode



(Nr.: 146) Bild (137)



(Nr.: 147) Bild (153)



(Nr.: 148) Bild (154)



(Nr.: 149) Bild (52)



(Nr.: 150) Bild (56)



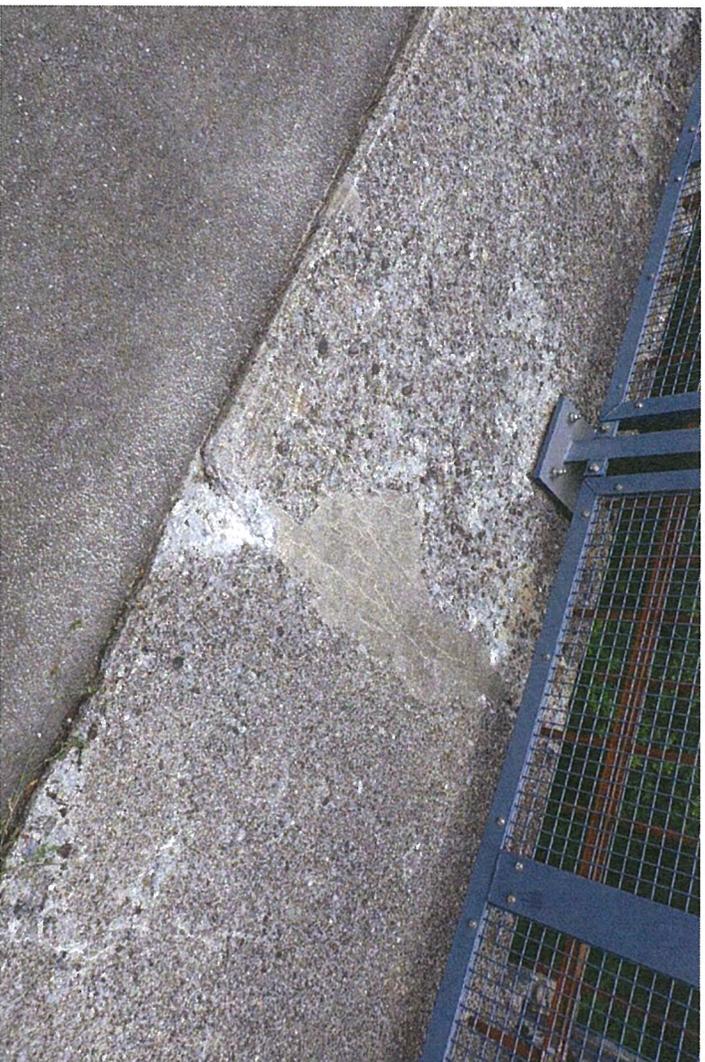
(Nr.: 151) Bild (47)



(Nr.: 152) Bild (48)



(Nr.: 153) Bild (53)



(Nr.: 154) Bild (54)



(Nr.: 155) Bild (60)



(Nr.: 156) Bild (61)



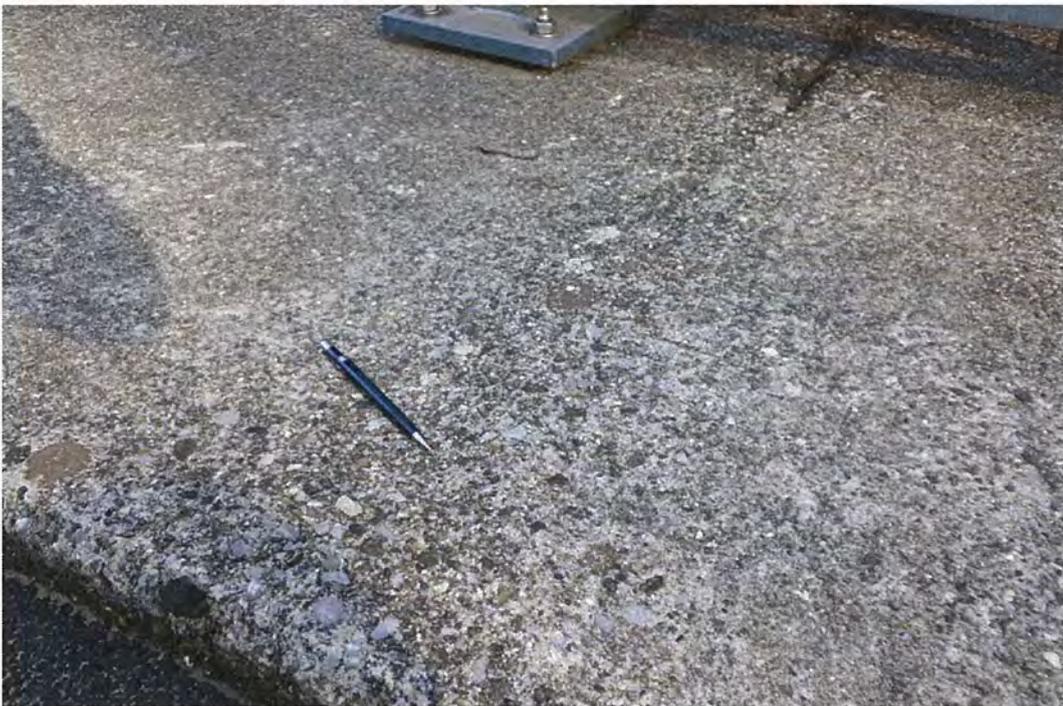
(Nr.: 157) Bild (55)



(Nr.: 158) Bild (11)



(Nr.: 159) Bild (57)



(Nr.: 160) Bild (10)



(Nr.: 161) Bild (43)



(Nr.: 162) Bild (49)



(Nr.: 163) Bild (12)



(Nr.: 164) Bild (45)



(Nr.: 165) Bild (50)



(Nr.: 166) Bild (51)



(Nr.: 167) Bild (58)



(Nr.: 168) Bild (59)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (63)

**RB\_S**      **Randbord Süd, Oberwasserseite**

Typ:

**Randborde**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m²]

**604.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand 2. (=ZK2) in <b>annehmbarem Zustand</b> 3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand	4. (=ZK4) in schlechtem Zustand 5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand	9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar 91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich 92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich
---	---	---

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
1 keine Massnahme					

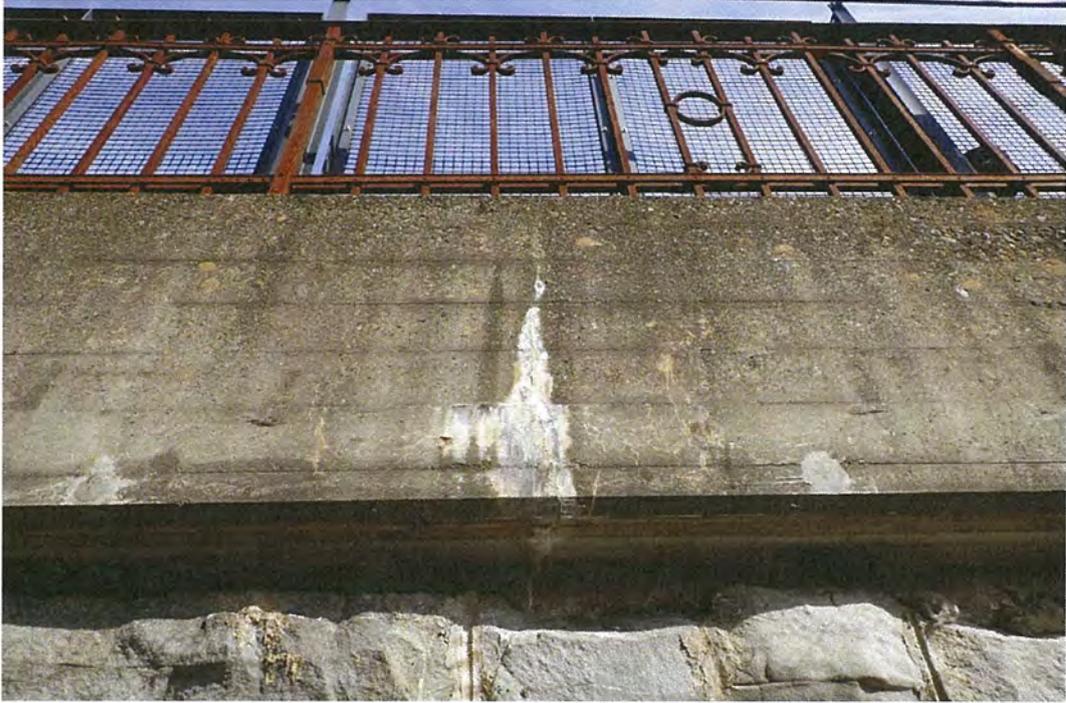
## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1211 / Querrisse	in regelmässigen Abständen wiederkehrend	unter 0.5 mm	169, 170, 171, 172, 173, 174	S, A, M
1303 / Abplatzungen	über Gewölbe 2, Seite Oberwasser	zusätzlich abgebrochenes Entwässerungsrohr aus PVC	175	S, A
1304 / Abgeplatzte Flickstellen	bei Widerlager West, Zug und über die gesamte Bauwerksteillänge mehrmals vorkommend		176, 177, 178	S, A
2204 / Angerostete Bewehrung	örtlich wiederkehrend		179, 180	S, A
506 / Poröser Beton	vollflächig	verwitterte Oberflächen	181, 182	S, A

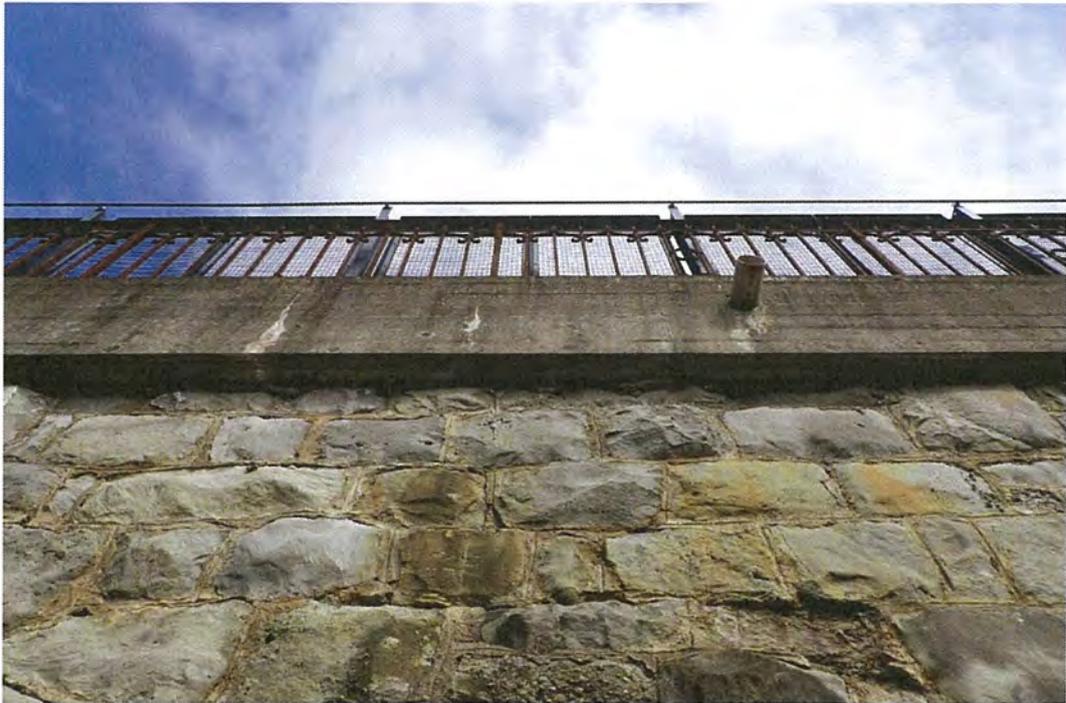
Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung            **N** Nachrechnung                    **S** Sichtkontrolle                    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk            **K** Kontrollöffnung                    **G** Georadar                         **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung            **le** Impact Echo                    **\** Andere U-Methode



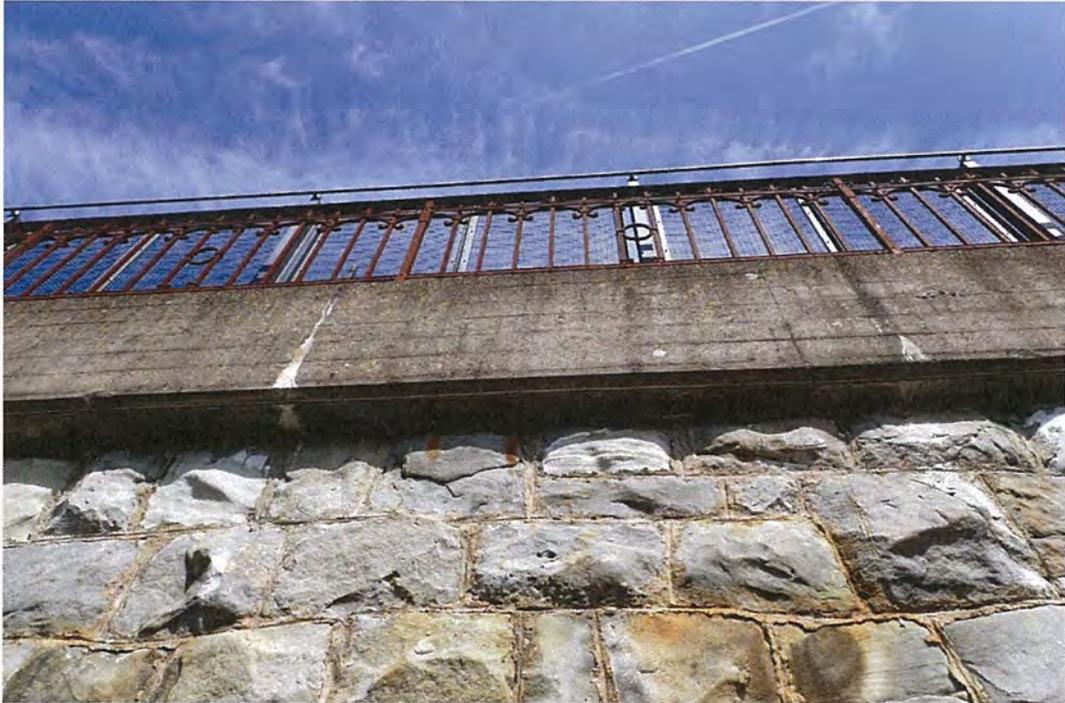
(Nr.: 169) Bild (48)



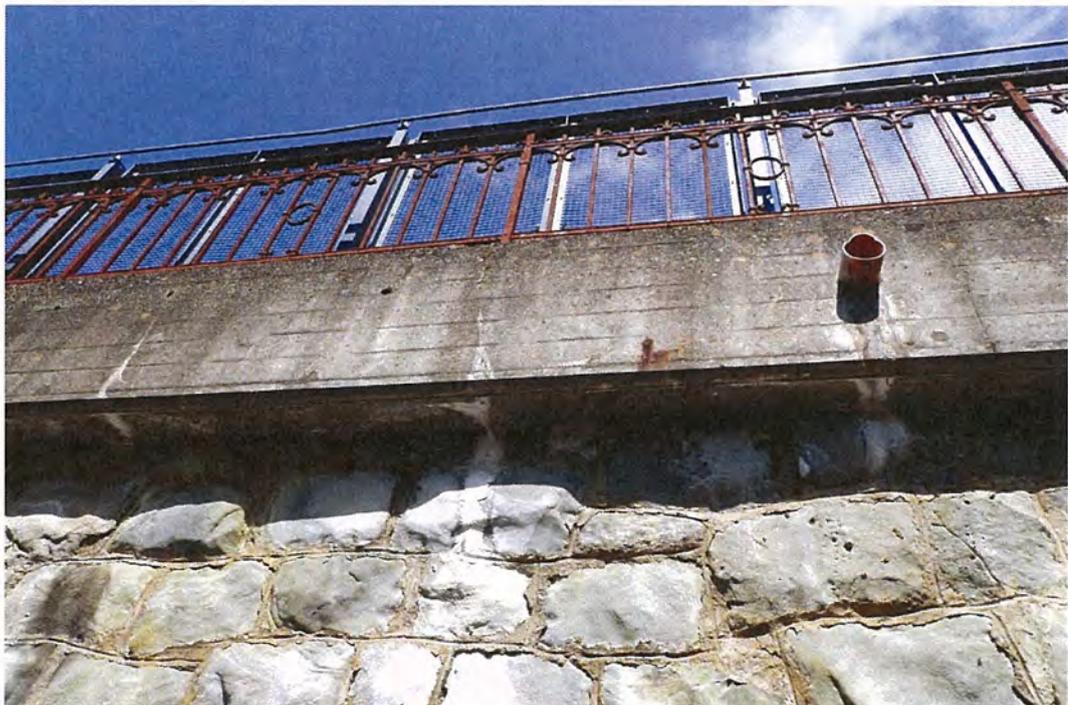
(Nr.: 170) Bild (54)



(Nr.: 171) Bild (82)



(Nr.: 172) Bild (101)



(Nr.: 173) Bild (167)



(Nr.: 174) Bild (72)



(Nr.: 175) Bild (57)



(Nr.: 176) Bild (64)



(Nr.: 177) Bild (69)



(Nr.: 178) Bild (66)



(Nr.: 179) Bild (44)



(Nr.: 180) Bild (59)



(Nr.: 181) Bild (65)



(Nr.: 182) Bild (68)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**W\_O Widerlager Ost, Aegeri**

Bild (170)

Typ:

**Widerlager ohne Kontrollgang**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m<sup>2</sup>]

**25.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1109 / übrige Verformungen	Die weiterführende Stützmauer Seite Oberwasser baucht stark aus. Es besteht Einsturzgefahr.		183, 184	S, A
1211 / Querrisse	Mauerkronenabdeckung Seite Unterwasser		185	S
1302 / Lose Mörtelfugen	seitliche Stützpfiler		186, 187	S, A
1313 / Ausbrüche	Oberwasserseite		188, 189, 190	S, A
2212 / Lokale Korrosion	Verstärkungsmassnahmen oberwasserseitig aus 1980 mit starker Korrosion, Spannanker nicht prüfbar	sehr stark korrodiert, Stahl löst sich auf	191, 192	S
511 / Bewuchs	seitliche Stützmauer		193, 194	S

Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung            **N** Nachrechnung            **S** Sichtkontrolle            **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk            **K** Kontrollöffnung            **G** Georadar                    **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung            **Ie** Impact Echo                    **l** Andere U-Methode



(Nr.: 183) Bild (77)



(Nr.: 184) Bild (76)



(Nr.: 185) Bild (79)



(Nr.: 186) Bild (180)



(Nr.: 187) Bild (78)



(Nr.: 188) Bild (173)



(Nr.: 189) Bild (182)



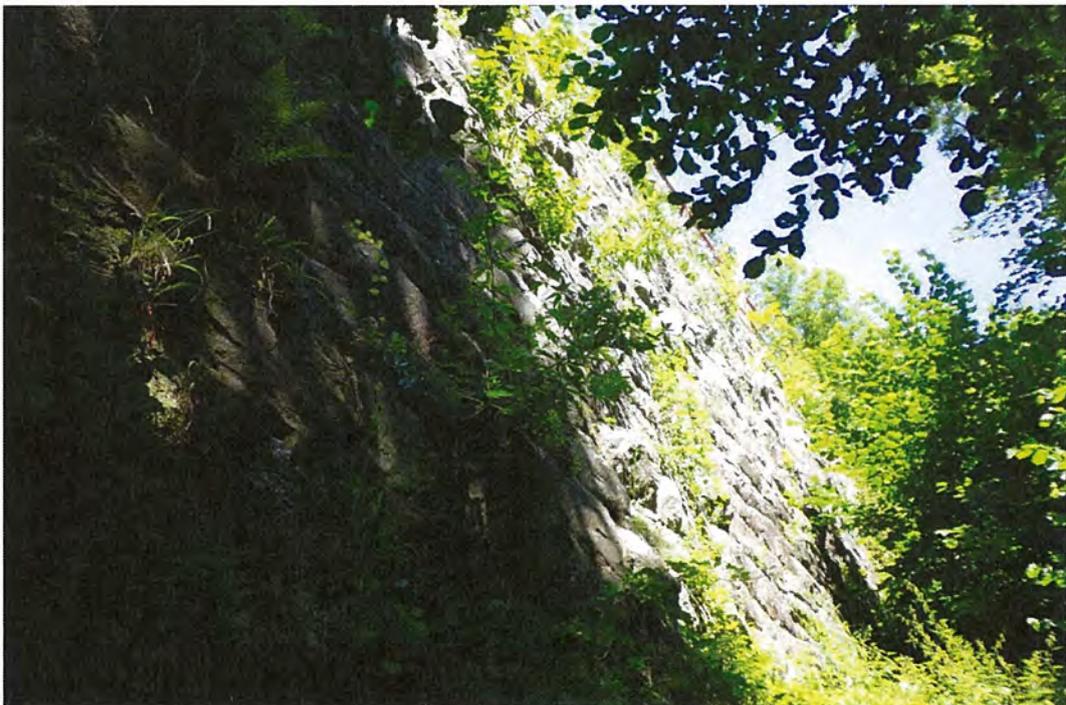
(Nr.: 190) Bild (183)



(Nr.: 191) Bild (174)



(Nr.: 192) Bild (175)



(Nr.: 193) Bild (185)



(Nr.: 194) Bild (76)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

Bild (25)

**W\_W Widerlager West, Zug**

Typ:

**Widerlager ohne Kontrollgang**

Bauart:

**Ausbetoniertes Mauerwerk**



Ausmass: [m²]

**25.00**

### Zustandsbeurteilung

1	2	3	4	5	91	92
---	---	---	---	---	----	----

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in **schadhaftem Zustand**

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb:

### Empfohlene Massnahmen

Empfohlene Massnahme	Bemerkung	Arbeitsgattung	Jahr		Geschätzte Kosten
			Von	Bis	
231 Instandsetzung		1 Alle Arbeitsgattungen			

## Schadenaufnahme

Schaden	Lokalisierung	Beschrieb, Bemerkung	Fotos	Untersuch. Methode
1216 / übrige Risse	verbreitet		195, 196, 197	S
1302 / Lose Mörtelfugen	örtlich wiederkehrend		198, 199	S
1313 / Ausbrüche	Vereinzelte Steine im Seitenbereich brechen aus.		200, 201, 202	S, A
2101 / Kalkausscheidungen	unter dem Gewölbe 1		203, 204	S
303 / Flächenhafte Nässestellen	beidseitig		205, 206	S

Legende:    **A** Abklopfen                    **L** Laboruntersuchung    **N** Nachrechnung                    **S** Sichtkontrolle                    **E** Endoskopie/Glasfaseroptik  
               **Ls** Laserscanning                    **M** Messung am Bauwerk    **K** Kontrollöffnung                    **G** Georadar                        **Ub** Untersuchung am Bauwerk  
               **U** Ultraschallprüfung            **le** Impact Echo                    **\** Andere U-Methode



(Nr.: 195) Bild (97)



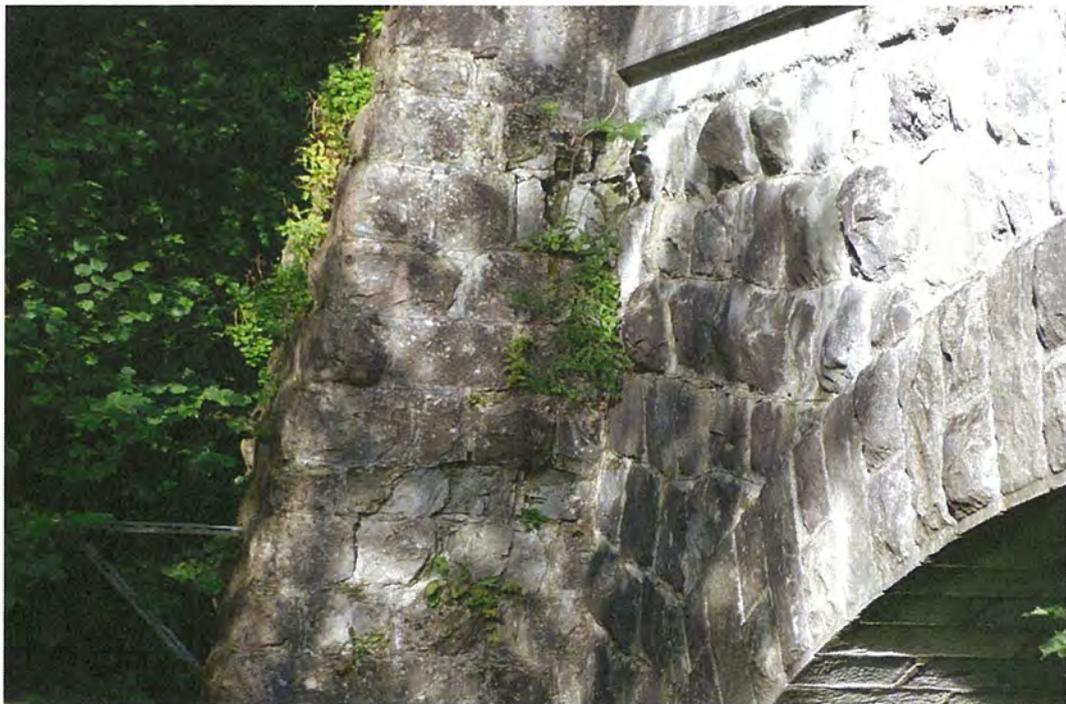
(Nr.: 196) Bild (26)



(Nr.: 197) Bild (92)



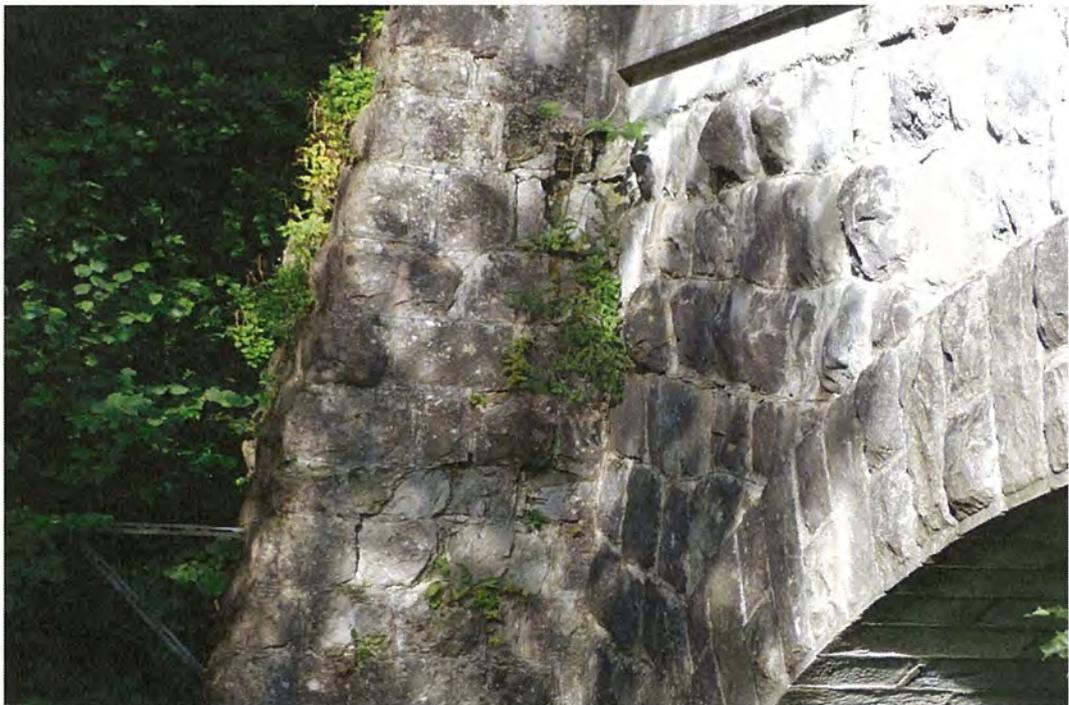
(Nr.: 198) Bild (26)



(Nr.: 199) Bild (22)



(Nr.: 200) Bild (93)



(Nr.: 201) Bild (22)



(Nr.: 202) Bild (99)



(Nr.: 203) Bild (25)



(Nr.: 204) Bild (26)



(Nr.: 205) Bild (25)



(Nr.: 206) Bild (25)

Infrastrukturobjektnummer / Name:

**ZA Schutzgitter**

Typ:

**Sicherheitseinrichtung**

Bauart:

**Stahlkonstruktion**

Ausmass: [Stk]

**1.00**

### Zustandsbeurteilung

<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>91</b>	<b>92</b>
----------	----------	----------	----------	----------	-----------	-----------

1. (=ZK1) in gutem Zustand  
2. (=ZK2) in annehmbarem Zustand  
3. (=ZK3) in schadhaftem Zustand

4. (=ZK4) in schlechtem Zustand  
5. (=ZK5) in alarmierendem Zustand

9. (=ZK9) Zustand nicht überprüfbar  
91. (=ZK9) Gefährdung unwahrscheinlich  
92. (=ZK9) Gefährdung wahrscheinlich

ZK = Zustandsklasse

Kommentar zur Zustandsbeurteilung:

Beschrieb: