

Statische Vergleichsbe- rechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungs- richtlinie (Mauerwerk)

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 175

bast

Statische Vergleichsbe- rechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungs- richtlinie (Mauerwerk)

von

Frank Purtak
Florian Möbius

TragWerk Ingenieure
Döking+Purtak GmbH
Dresden

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 175

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 15.0668
Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbbrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)

Fachbetreuung
Matthias Müller

Referat
Betonbau

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48

www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9315
ISBN 978-3-95606-681-1

Bergisch Gladbach, Mai 2022

Kurzfassung – Abstract

Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)

Die Anpassung von Bestandsbrücken für zukünftige Verkehrsbelastungen ist häufig mit der Veränderung oder Erneuerung der Fahrbahn verknüpft. Der geänderten Situation entsprechend sind statische Nachweise zur Tragsicherheit erforderlich. Die Nachrechnungsrichtlinie [1] für den Teil Mauerwerk soll mit der Nachrechnung bestehender Gewölbebrücken validiert sowie auf den aktuellen Stand der computerunterstützten Nachweisführung angepasst werden.

Bei Bogenbrücken aus Mauerwerk und unbewehrtem Beton ist das sogenannte Stützlinienverfahren vorteilhaft anwendbar, da hiermit die Strukturnichtlinearität infolge der belastungsabhängigen Rissbildung mit klaffenden Fugen berücksichtigt wird.

Beim Nachweis von Mauerwerksstrukturen sind im Allgemeinen die drei folgenden Nichtlinearitäten zu berücksichtigen:

- Strukturnichtlinearität (klaffende Fugen)
- Geometrische Nichtlinearität (Knicken)
- Materialnichtlinearität (plastisches Verhalten von Mörtel)

Die Analyse nichtlinearer Aufgabenstellungen erfordert deshalb vertiefte Fachkenntnisse des Ingenieurs. Im Gegensatz zur linear-elastischen Berechnung sind hier Sensitivitätsuntersuchungen notwendig, damit sich die Einflüsse bestimmter Eingangswerte besser beurteilen lassen.

Das Baumaterial Mauerwerk lässt sich bei genauerer Analyse nicht mehr als elastisches Kontinuum abbilden, da sich die Struktur entsprechend der Einwirkungskombination durch Rissbildung mit sich öffnenden Fugen verändert. Mithilfe der Methode der finiten Elemente entsteht mit Einbau von Kontaktelementen zwischen den Fugenrändern der Steine das sogenannte Diskontinuumsmodell. Die verknüpften Kontaktelemente übertragen nur Druck- und Reibungskräfte. Dieses wichtige Detail ermöglicht die realitätsnahe Modellierung von Mauerwerk mit Rissbildung unter Laststeigerung.

Die Tragfähigkeit von Mauerwerk wird neben der Steindruckfestigkeit im Besonderen von der Steinzugfestigkeit bestimmt. Bei Bogenbrücken aus quaderförmigem Natursteinmauerwerk spielt wegen der verhältnismäßig geringen Fugendicke die Mörteldruckfestigkeit eine untergeordnete Rolle. In der aktuellen Normung wird vereinfachend auf der Widerstandsseite nur ein einziger Sicherheitsbeiwert γ_M festgelegt. Zur rechnerischen Erschließung weiterer Tragreserven lassen sich aber auch die Einzelkomponenten auf der Widerstandsseite absichern.

Die Teilsicherheitsfaktoren basieren auf folgendem Nachweisprinzip:

1. Berechnung der Beanspruchung der Konstruktion über Spannungen mit Schnittgrößen (Stützlinie oder Stützfläche); Darstellung als Beanspruchungspfad
2. Ermittlung der Beanspruchbarkeit des Mauerwerks (Darstellung als Bemessungs-Traglastkurve)
3. Vergleich Beanspruchung \leq Beanspruchbarkeit

Am Beispiel von fünf Gewölbebrücken aus Mauerwerk wird die Nachrechnungsrichtlinie für den Einsatz aktueller Rechentechnik und dem aktuellen Stand der Normung validiert. Im Zuge dieses Forschungsvorhabens sind für die praktikable Nachweisführung Vorschläge zur Aktualisierung der Richtlinie dokumentiert.

Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

- Geometrie mit verschiedener Spannweite, Stichhöhe, Bogendicke, Kreisbögen mit konstantem und konischem Querschnittsverlauf vom Scheitel bis zum Kämpfer
- Steifigkeit der Bögen mit E-Modul für Mauerwerk
- Steifigkeit der Aufbauten als Auffüllung (Hinterfüllung)
- Laststellungen mit Lastverteilung in Querrichtung (mitwirkende Breite)
- Einwirkung aus Temperatur
- Mauerwerksart: Ziegel- Natursteinmauerwerk
- Mauerwerk verschiedener Festigkeiten

- Bemessungsfestigkeit aus Sicherheitskonzept
- Bemessungs-Tragfähigkeit unter ausmittiger Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Ausnutzungsgrade für die Nachweise wurden dokumentiert:

1. Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

- Ausnutzungsgrad für maßgebende Einwirkungskombination
- Ausweis der Tragreserve für eine mögliche Laststeigerung (faktorisierbare Lastbilder)

2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

- Nachweis, dass unter dem 1,0-fachen Lastmodell der Querschnitt rechnerisch nur bis zur Querschnittsmitte aufreißen (klaffen) darf, d. h. Resultierende der Beanspruchung mit Ausmitte bis zur 2. Kernweite ($m \leq 2$)
- Nachweis, dass unter ständigen Einwirkungen der Querschnitt rechnerisch überdrückt ist, d. h. Resultierende der Beanspruchung mit Ausmitte bis zur 1. Kernweite ($m \leq 1$)

Die Beispielbrücken ließen sich auf Grundlage der ergänzten Nachrechnungsrichtlinie nachweisen, wobei alle geforderten Grenzzustände eingehalten sind.

Static comparative calculation of masonry arch bridges to validate the draft of the new recalculation guideline (masonry)

The adaptation of existing bridges for future traffic loads is often linked to the modification or renewal of the carriageway. According to the changed situation, static verifications of the structural safety are required. The recalculation guideline [1] for the masonry section shall be validated by recalculating existing arch bridges and adapted to the current state of computer-aided verification.

In the case of arch bridges made of masonry and non-reinforced concrete, the so-called support line method is applicable advantageously, since it accounts for the structural non-linearity due to the load-dependent crack formation with gaping joints.

When verifying masonry structures, the following three non-linearities must generally be taken into account:

- Structural non-linearity (gaping joints)
- Geometric non-linearity (buckling)
- Material non-linearity (plastic behaviour of mortar)

The analysis of non-linear mathematical problems therefore requires in-depth specialist knowledge from the engineer. In contrast to the linear-elastic calculation, sensitivity investigations are necessary here so that the influences of certain input values can be better assessed.

On closer analysis the building material masonry can no longer be depicted as an elastic continuum, since its structure changes according to the combination of the actions, through crack formation with joints opening up. Using the finite element method, the so-called Discontinuum Model is created by installing contact elements between the joint edges of the stones. The linked contact elements transmit only pressure and frictional forces. This important detail enables the realistic modelling of masonry with crack formation under increased loading.

The load-bearing capacity of masonry is determined not only by the compressive strength of the stone but also, and in particular, by the tensile strength of the stone. In the case of arched bridges made of brick shaped natural stone masonry, mortar compressive strength plays a subordinate role due to the relatively small thickness of the joints. In the current standardisation, only a single safety factor γ_M is defined on the resistance side for simplification. However, for the mathematical calculation of further load-bearing reserves, the individual components can also be secured on the resistance side.

The partial safety factors are based on the following verification principle:

1. calculation of the loading of the structure via stresses with internal force variables (supporting line or supporting surface); representation as a stress path
2. determination of the load-bearing capacity of the masonry (shown as a design load curve)
3. comparison of loading \leq load-bearing capacity

Using the example of five masonry arched bridges, the recalculation guideline [1] is validated for the use with current computer technology and the

current standards. In the course of this research project, proposals for updating the guideline for its use as an analysis method are documented.

The following parameters were investigated:

- Geometry with different span width, rise height, arch thickness, arcs with constant and conical cross-section from the apex to the transom
- Stiffness of arches with E-modulus for masonry
- Stiffness of the superstructure as filling (backfilling)
- Load positions with load distribution in transverse direction (participating width)
- Actions from temperature
- Masonry type: Brick - natural stone masonry
- Masonry of different strengths
- Rated strength from the safety concept
- Rated load capacity under eccentric loading (rated load bearing curve)

The utilisation rates for the verifications were documented:

1. Ultimate limit state <ULS>

- Utilisation factor for relevant action combination
- Display of the load reserve for a potential load increase (factorisable load diagrams)

2. Serviceability limit state <SLS>

- Verification that under the 1.0-fold load model the cross-section may only tear open (gape) up to the centre of the cross-section, i.e. the resultant of the stress with an eccentricity of up to the 2nd core width ($m \leq 2$)
- Verification that the cross-section is mathematically compressed under continuous loads, i.e. resultant from the stress with an eccentricity of up to the 1st core width ($m \leq 1$)

The example bridges could be verified on the basis of the recalculation guideline, whereby all required boundary conditions were met.

Summary

Static comparative calculation of masonry arch bridges to validate the draft of the new recalculation guideline (masonry)

1 Introduction

The recalculation guideline [1] (masonry section) shall be validated with the recalculation of existing arched bridges, and adapted to the current state of computer-aided verification.

1.1 State of science

The adaptation of existing bridges for future traffic loads is often linked to the modification or renewal of the carriageway. According to the changed situation, static verifications of the structural safety are required.

In the case of arch bridges made of masonry and non-reinforced concrete, the so-called support line method is applicable advantageously, since it accounts for the structural non-linearity due to the load-dependent crack formation with gaping joints. Designed first graphically in the 18th century by CULMANN, analytical and numerical methods followed as calculation and computer technology developed. With the help of the theory of elasticity and plasticity, the models were improved, whereby structural non-linearity was also increasingly taken into account.

For the existing permanent and temporary actions, loads are determined through deformations and stress. From the stress, the internal force variable N can be calculated with the corresponding eccentricity (eccentricity e) in the arch cross-section. For this purpose, the integral of the normal stress is determined through the cross-section and the centre of gravity of this pressure area (figure 1, detail 2).

In addition to the established application for linear-elastic structural analyses, the finite element method (FEM) can also be used for non-linear problems. These include:

- Structural non-linearity with load and deformation-dependent changing of the static

system e.g. crack formation with gaping joints in masonry, contact problems, one-sided joints;

- Material non-linearity with e.g. plastic properties, limited tensile or compressive strength also depending on the respective stress state;
- Geometric non-linearity such as stability studies on buckling and bending and large deformations.

When verifying masonry structures, the following three non-linearities must generally be taken into account:

- Structural non-linearity (gaping joints)
- Geometric non-linearity (buckling)
- Material non-linearity (plastic behaviour of mortar)

The analysis of non-linear mathematical problems therefore requires in-depth specialist knowledge from the engineer. In contrast to the linear-elastic calculation, sensitivity investigations are necessary here, so that the influences of certain input values can be better assessed.

On closer analysis the building material masonry can no longer be depicted as an elastic continuum, since the structure changes according to the combination of the actions through crack formation with opening (gaping) joints. Using the finite element method, the so-called Discontinuum Model" (figure 1) is created by installing contact elements between the joint edges of the stones. The linked contact elements transmit only pressure and frictional forces. This important detail enables the realistic modelling of masonry with crack formation under increased loading. The successful application of this approach can be seen in the following construction projects [2,2,3,5].

Once the support lines or, in the case of arches, the support surfaces [6] are known for all action combinations, they are evaluated with regard to the load-bearing capacity of the masonry. As evaluation standard the respective regulation with design values for actions and resistances (strength) is used. For non-linear methods, global safety factors are used to ensure the resistance, or alternatively partial safety factors are applied on the action and resistance side.

As the partial safety concept has been established in all European standards for the verification of stability for some years now, numerical values for

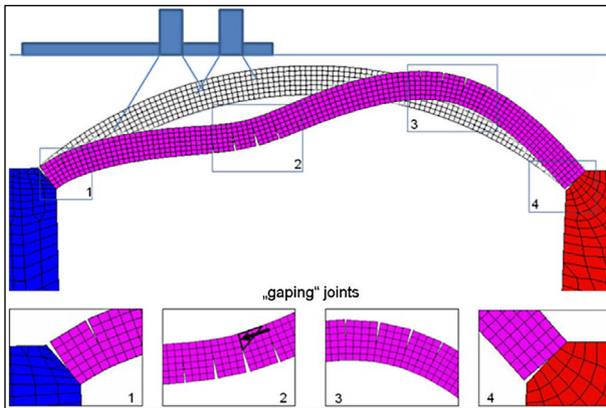


Fig. 1: Discontinuum model of an arc, considering the structural non-linearity (superelevated)

partial safety factors are given for the recalculation of bridges made of masonry, which fulfil the required safety level according to EC 0 [7].

The load-bearing capacity of masonry is determined not only by the compressive strength of the stone but also, and in particular, by the tensile strength of the stone. In the case of arched bridges made of brick shaped natural stone masonry, mortar compressive strength plays a subordinate role due to the relatively small thickness of the joints. In the current standardisation, only a single safety factor γ_M is defined on the resistance side for simplification. However, for the mathematical calculation of further load-bearing reserves, the individual components can also be secured on the resistance side.

The partial safety factors are based on the following verification principle:

1. Calculation of the loading of the structure via stresses with internal force variables (supporting line or supporting surface); representation as a loading path
2. Determination of the load-bearing capacity of the masonry (shown as a design load curve)
3. Comparison of loading \leq load-bearing capacity

1.2 Procedure for the verification of arched bridges

Using the example of five masonry arched bridges, the recalculation guideline (Masonry section) [1] is used for the validation of the arched bridges. For this the following steps for the recalculation are carried out:

1. Evaluation of the geometry

2. Evaluation of the material survey
3. Determination of the load-bearing capacity of arched masonry under centric loading
4. Determination of the load-bearing capacity under eccentric loading (design load curve)
5. Modelling for the structural analysis
 - Meshing of the model with finite elements
 - Determine loading conditions of the bridge
 - Apply actions to the bridge structure
6. Determination of the support line in the curve for each load position (load path)
7. Verification of the arch construction

2 Example of a two-span bridge

The arched masonry is in good condition. The arch has a thickness of 70 cm to 84 cm which increases towards the abutment and consists of sandstone blocks of very good quality. The sandstone blocks have dimensions of approx. 80 cm x 50 cm x 70 to 84 cm. Bearing and butt joints are accurately fitting and have a width of only a few millimetres for the pressure-stressed bearing joints and a maximum width of 3 cm for the butt joints. The mortar has been rinsed out in parts and can be classified with the mortar group MGI.

1.2 Geometry

The geometry of the bridge construction is shown in figure 2. The cleared arch (figure 3) shows the very small bed joint thickness and the approx. 30 mm wide butt joint with half brick connection in the transverse direction of the bridge.

Material characteristics arch

The material survey for the arc material results in:

Specific weight:

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (mean value)}$$

E-modulus stone:

$$E_{St} = 15.200 \text{ N/mm}^2 \text{ (mean value)}$$

E-modulus mortar

$$E_{M\ddot{o}} = 2.400 \text{ N/mm}^2 \text{ (mean value)}$$

After statistical evaluation values are as follows:

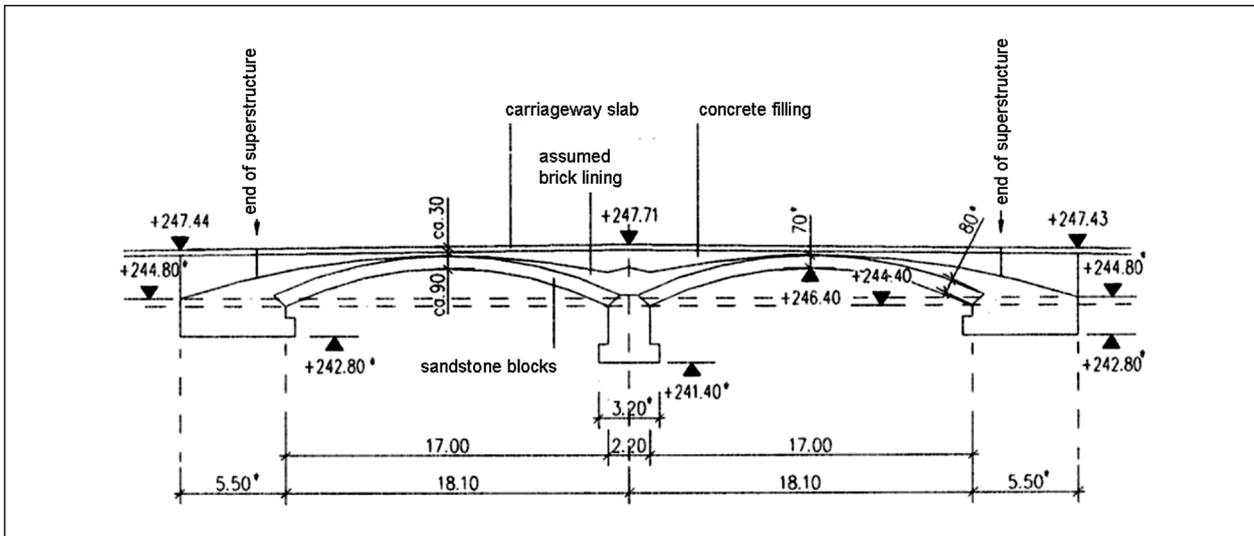


Fig. 2: Longitudinal section [8]



Fig. 3: View of exposed arch, view from above of border area

2.2 Design strength of arch brickwork subjected to centric stress

The design strength is determined according to sections as follows:

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 10,54 / 1,5 = 5,97 \text{ N/mm}^2 = 5.970 \text{ kN/m}^2$$

$$\zeta = 0,85 \quad (\text{fatigue life coefficient, distinction to short-term test load})$$

$$\gamma_M = 1,5 \quad (\text{Material Safety})$$

character. stone impression strength:

$$f_{D,St,5\%} = 22,71 \text{ N/mm}^2$$

character. stone splitting tensile strength

$$f_{SZ,St,5\%} = 1,71 \text{ N/mm}^2$$

The stone tensile strength is determined with 90% of the splitting tensile strength:

character. stone tensile strength

$$f_{Z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{SZ,St} = 0,9 \cdot 1,71 = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ratio } f_{Z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 1,54 / 22,71 = 6,8\%$$

In the course of the static proofs, masonry with fully grouted bed joints is assumed.

character. mortar compressive strength

$$f_{D,M\ddot{o},5\%} = 1,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (assumed)}$$

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{Z,St}}}$$

$$0,5 \cdot 1,0 + \frac{1,0 \cdot 0,5 \cdot 22,71 - 0,5 \cdot 1,0}{1 + \frac{2,2 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 22,71}{2 \cdot 50 \cdot 1,54}} = 10,54 \text{ N/mm}^2$$

$$a = 1; b = 2,2 \quad (\text{Coefficients for ashlar masonry})$$

$$t_F = 0,5 \text{ cm} \quad (\text{Bearing joint thickness})$$

$$h_{St} = 50 \text{ cm} \quad (\text{Stone height})$$

Design load capacity under centric load:

regarding a 1m arch strip:

$$\text{apex} \quad d_{St} = 0,70 \text{ m:}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,70 \cdot 5.970 = 4.179 \text{ kN}$$

$$\text{abutment} \quad d_{St} = 0,84 \text{ m:}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,84 \cdot 5.970 = 5.015 \text{ kN}$$

2.3 Load capacity under eccentric loading (design load curve)

The rated load capacity under eccentric load is processed. For the arch thickness d_{St} according to standard t (wall thickness) is used.

For the referred eccentricity (eccentricity) m is as follows: $m = 6 e/t$. Thus the 1st core width is named with $m = 1$ and the 2nd core width with $m = 2$.

The design load curve ϕ is described according to EC6. The eccentricity e of the resulting load must not be greater than $e = 0.45 t$ ($m = 2.7$) in the ultimate limit state.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ resp. } \phi = 1 - m/3$$

For the 1 m strip at the apex ($t = 70$ cm) and at the abutment ($t = 84$ cm), according to figure 4 this results in the following design load curves.

2.4 Modelling for the structural analysis

2.4.1 Meshing the model with finite elements

Elastic characteristic values (mean value):

Arched masonry:

E-modulus (mean value)

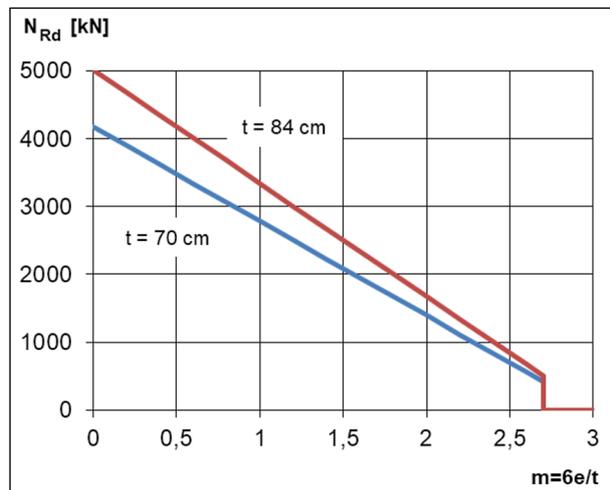


Fig. 4 Design load curves for the conical arch

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{M\ddot{o}}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{15.200}{1 + \frac{15.200}{2.400} \cdot \frac{0,5}{50}} = 14.300 \text{ N/mm}^2$$

Poisson's ratio: $\nu = 0,2$

Filling:

E-modulus: 300 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Tamped concrete gussets over abutments and pillars:

E-modulus: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Abutment:

E-modulus: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Pillar:

E-modulus: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

2.4.2 Determining loading conditions of the bridge

The abutments are mounted with strong spring stiffness. The pillars are supported on their base for pressure contact only.

2.4.3 Actions on the bridge structure

The permanent actions are imprinted by their specific weight.

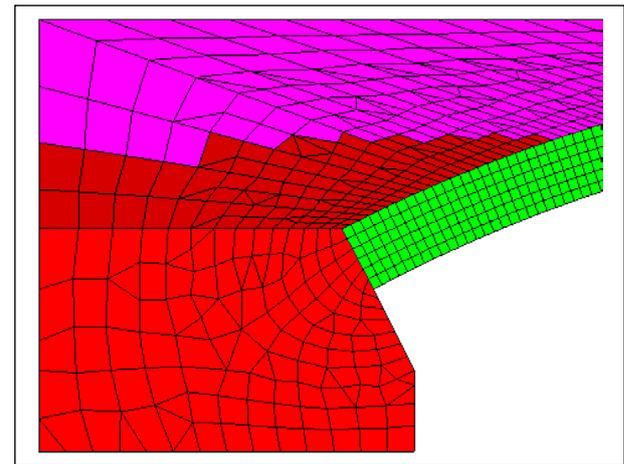


Fig. 6: Mesh fineness at the arch (recommended min. 6 FE for the arch thickness)

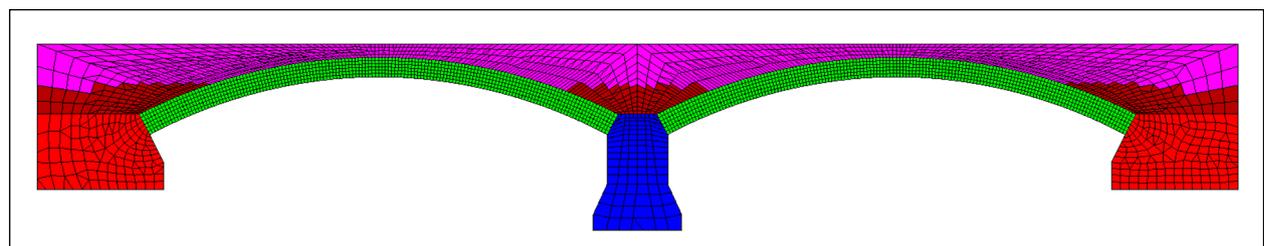


Fig. 5 FE-Model with material identification

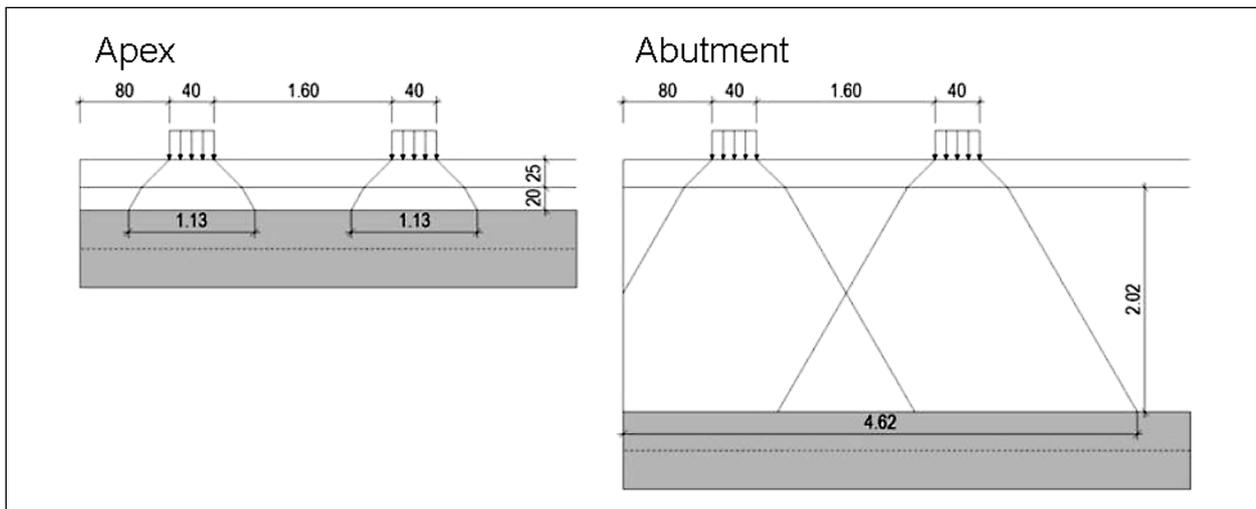


Fig. 7 Load distribution of the wheel load in transverse direction

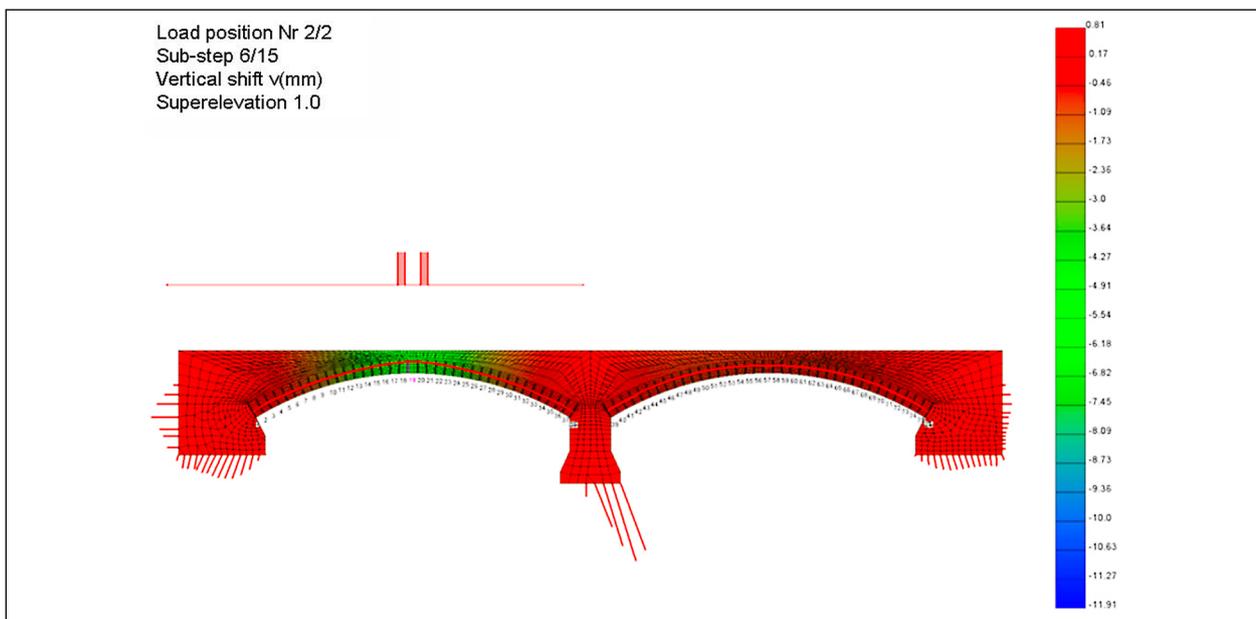


Fig. 8: Support line for the relevant load model

As variable action, the load model LM1 is applied to the 1m strip. A load distribution in transverse direction is to be considered here, so that the tandem axle load of

2 x 120 kN is distributed according to figure 7.

effective width [1]:

$$b_m = 0,5 (b_m (S) + b_m (K)) = 0,5 (2 \times 1,13 + 4,62) = 3,44 \text{ m}$$

$$q = 240 \text{ kN}/3,44 \text{ m} = 69,8 \text{ kN}/(1 \text{ m transverse direction})$$

For the longitudinal direction of the bridge the results are:

from wheel load with area load in transverse direction:

$$q_{RL} = 69,8 \text{ kN} / 0,40 \text{ m} + ((3,44 \text{ m} - 0,80 \text{ m}) \times 9 \text{ kN/m}^2) / 3,44 = 174,5 + 6,9 = 181,4 \text{ kN/m} (L = 0,4 \text{ m})$$

Area load:

$$q_{FI} = 9,0 \text{ kN/m}$$

2.4.4 Determination of the support line in the curve for each load position (load path)

For each load position and sub-step of the loading the corresponding support line is determined. For the relevant cross section (joint 19), the supporting line for the calculated fracture state with the load model LM 1 is shown in figure 8.

2.4.5 Verification of the arch construction

The verification in the GZT (ULS Ultimate Limit State) is fulfilled if no failure occurs at the required load factor for the traffic load. The load path includes the unintended load eccentricity of:

$$e_{\text{init}} = L/450 = 17/450 = 0,038 \text{ m.}$$

Thus, the stress path is moved by $m_{\text{init}} = 6 \times e_{\text{init}} / t = 6 \times 0,038 / 0,7 = 0,32$ towards the right side.

The failure state of fracture of the masonry cross section and formation of additional hinges in the arch are taken into account. The verification of the GZG (SLS serviceability limit state -evaluation of the deformations, crack depth) is carried out at 1.0 times the load.

The arch cross-section (1 m strip) at the relevant joint 19 (arch thickness 0.7 m) can absorb the normal force of $N = 1362 \text{ kN}$ at an eccentricity $e = 23 \text{ cm}$ (or load eccentricity $m = 2.02$). This takes into account that the eccentricity e must be at least 5% and most 45% of the arch thickness.

The traffic load from LM1 is to be increased up to 5 times ($\gamma_{\text{rechn.}} = 5,0$) with 15 sub-steps; mathematically the breakage occurs at sub-step 5,66. This results in the intersection for the calculated breakage of $\gamma_{\text{Bruch}} = 5,66/15 \times 5,0 = 1,88$. The utilisation factor of the arch construction is thus:

Verification GZT (ULS):

$$\eta = \gamma_{\text{LM1}} / \gamma_{\text{Bruch}} = 1,50 / 1,88 = 0,79 < 1,0$$

Verification fulfilled!

Verification GZG (SLS)(Joint 19):

$$m_L = m_i - m_{\text{init}}$$

regarding eccentricity m_L :

1. with $\gamma_{\text{LM1}} = 1,0$

$$m_L = 1,78 - 0,32 = 1,46 < 2,0$$

Verification fulfilled!

2. with permanent actions

$$m_L = 0,90 - 0,32 = 0,58 < 1,0$$

Verification fulfilled!

Verification GZG (SLS)(complete model):

regarding eccentricity m_L :

1. with $\gamma_{\text{LM1}} = 1,0$

$$m_L = 1,78 - 0,32 = 1,46 < 2,0$$

Verification fulfilled!

2. with permanent actions

$$m_L = 1,28 - 0,32 = 0,96 < 1,0$$

Verification fulfilled!

3 Summary

Using the example of five masonry arched bridges, the recalculation guideline [1] is validated for the use with current computer technology and the current standards. In the course of this research project, proposals for updating the guideline for its use as an analysis method are documented.

The following parameters were investigated:

- Geometry with different span width, rise height, arch thickness, arcs with constant and conical cross-section from the apex to the transom

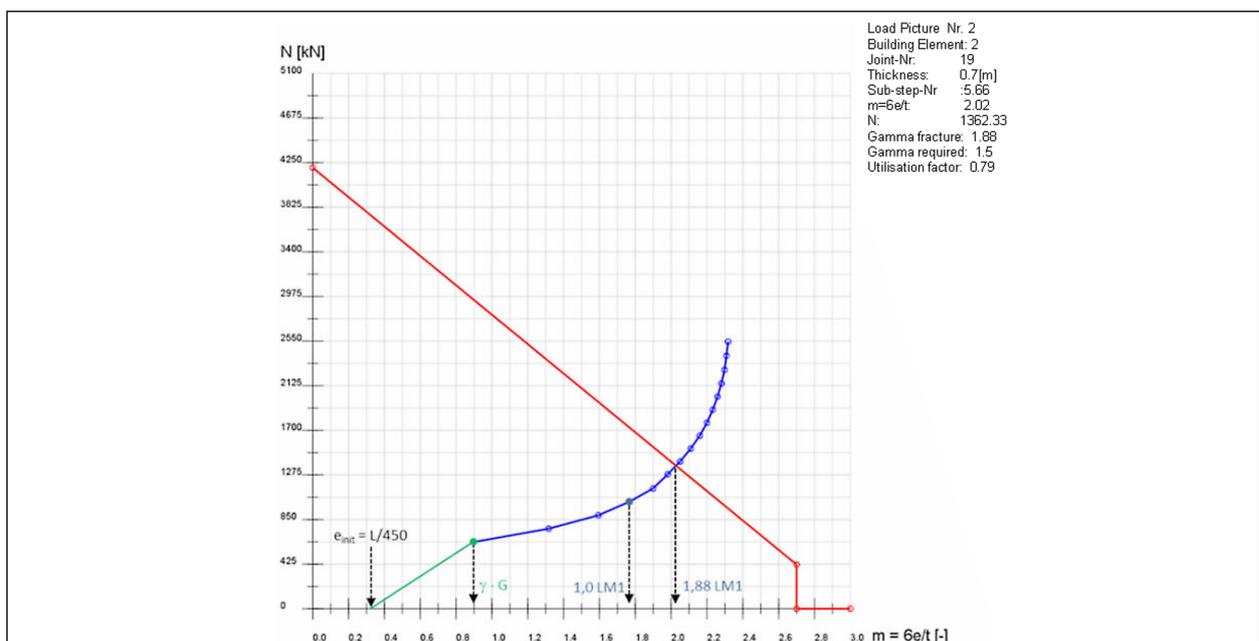


Fig. 9: Intersection of load path with design load curve e

- Stiffness of arches with E-module for masonry
- Stiffness of the superstructure as filling (backfilling)
- Load positions with load distribution in transverse direction (participating width)
- Actions from temperature
- Masonry type: Brick - natural stone masonry
- Masonry of different strengths
- Design strength from safety concept
- Design load capacity under eccentric loading (rated load bearing curve)

The utilisation rates for the verifications were documented:

1. Ultimate limit state <ULS>

- Utilisation factor for relevant action combination
- Display of the load reserve for a potential 2. load increase (factorizable load diagrams)

2. Serviceability limit state <SLS>

- Verification that under the 1.0-fold load model the cross-section may only tear open (gape) up to the centre of the cross-section, i.e. the resultant of the stress with an eccentricity of up to the 2nd core width ($m \leq 2$)
- Verification that the cross-section is mathematically overstressed under continuous loads, i.e. resultant from the stress with an eccentricity of up to the 1st core width ($m \leq 1$)

The example bridges could be verified on the basis of the recalculation guideline, whereby all required boundary conditions were met.

Literature

- [1] Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Teil Mauerwerk, Stand 21.08.2019
- [2] MAUER, S.; ROCKENFELDER, R.: Teilerneuerung der Talbrücke Einsiedelstein. In *Brückenbau*, 3 (2013)
- [3] WELKER, F.; PURTAK, F.: Instandsetzung der Gewölbebrücke Bw 4 im Zuge der S 231 alt über die Zschopau in Wilischthal. In *Konstruktiver Ingenieurbau 2* (2017)
- [4] SIMCHEN, P.; PURTAK, F.; HIRCHE, J.: Umbau einer denkmalgeschützten Sandstein-Gewölbebrücke. In *Konstruktiver Ingenieurbau 2* (2017)
- [5] PURTAK, F.: Nachweisverfahren zum Erhalt des gemauerten Chemnitztal-Viaduktes, Ernst & Sohn, Bautechnik 07/2019
- [6] PURTAK, F.; HIRSCH, U.: Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk – Entwicklung eines Berechnungsverfahrens zum statischen Nachweis von Gewölbebrücken unter Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung. Forschungsvorhaben Nr. IW061178, Schlussbericht 05/2010
- [7] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, NA-Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin 2010
- [8] HERRBRUCK, J.; GROSS J.-P.: Gewölbebrücken: Ersatz der linearen „Kaputtrechnung“, Ernst & Sohn, Bautechnik, 2013

Inhalt

1	Ziel des Forschungsvorhabens	15	3.5.1	Vernetzung des Modells mit finiten Elementen.....	25
1.1	Stand der Wissenschaft.....	15	3.5.2	Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen	25
1.2	Vorgehensweise zum Nachweis der Brückenbögen.....	17	3.5.3	Einwirkungen auf das Brückenbauwerk....	25
2	Talbrücke Höllenbach	17	3.5.4	Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung	26
2.1	Geometrie	18	3.5.5	Nachweis der Bogenkonstruktion	26
2.2	Materialkennwerte Bogen	18	3.6	Unterlagen	28
2.3	Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung.....	19	4	Brücke über die Mandau	28
2.4	Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)	20	4.1	Geometrie	28
2.5	Modellbildung für den statischen Nachweis	20	4.2	Materialkennwerte Bogen	28
2.5.1	Vernetzung des Modells mit finiten Elementen.....	20	4.3	Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung.....	29
2.5.2	Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen	21	4.4	Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)	29
2.5.3	Einwirkungen auf das Brückenbauwerk....	21	4.5	Modellbildung für den statischen Nachweis	30
2.5.4	Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung	21	4.5.1	Vernetzung des Modells mit finiten Elementen.....	30
2.5.5	Nachweis der Bogenkonstruktion	22	4.5.2	Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen	30
2.5.6	Nachweis Pfeiler und Widerlager.....	23	4.5.3	Einwirkungen auf das Brückenbauwerk....	30
2.5.7	Nachweis Gründung	23	4.5.4	Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung	31
2.6	Unterlagen	23	4.5.5	Nachweis der Bogenkonstruktion	31
3	Talbrücke Einsiedelstein	23	4.6	Unterlagen	32
3.1	Geometrie	23	5	Brücke über die Zschopau	32
3.2	Materialkennwerte Bogen	23	5.1	Geometrie	33
3.3	Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung.....	24	5.2	Materialkennwerte Bogen	33
3.4	Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)	25	5.3	Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung.....	33
3.5	Modellbildung für den statischen Nachweis	25			

5.4	Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)	34
5.5	Modellbildung für den statischen Nachweis	34
5.5.1	Vernetzung des Modells mit finiten Elementen	34
5.5.2	Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen	35
5.5.3	Einwirkungen auf das Brückenbauwerk....	35
5.5.4	Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung	35
5.5.5	Nachweis der Bogenkonstruktion	35
5.6	Unterlagen	37
6	Brücke über die Prießnitz	37
6.1	Geometrie	37
6.2	Materialkennwerte Bogen	37
6.3	Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung	38
6.4	Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)	38
6.5	Modellbildung für den statischen Nachweis	38
6.5.1	Vernetzung des Modells mit finiten Elementen	38
6.5.2	Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen	39
6.5.3	Einwirkungen auf das Brückenbauwerk....	39
6.5.4	Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung	39
6.5.5	Nachweis der Bogenkonstruktion	40
6.6	Unterlagen	41
7	Zusammenfassung	41
	Literatur	41
	Bilder	43
	Tabellen	44

Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter: <https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Ziel des Forschungsvorhabens

Die Nachrechnungsrichtlinie [1] für den Teil Mauerwerk soll mit der Nachrechnung bestehender Gewölbebrücken validiert sowie auf den aktuellen Stand der computerunterstützten Nachweisführung angepasst werden.

1.1 Stand der Wissenschaft

Die Anpassung von Bestandsbrücken für zukünftige Verkehrsbelastungen ist häufig mit der Verände-

rung oder Erneuerung der Fahrbahn verknüpft. Der geänderten Situation entsprechend sind statische Nachweise zur Tragsicherheit erforderlich.

Nachfolgend werden Berechnungsmodelle für die Ermittlung der Schnittgrößen mit wesentlichen Vor- und Nachteilen aufgezeigt (Tabelle 1).

Bei Bogenbrücken aus Mauerwerk und unbewehrtem Beton ist das sogenannte Stützlinienverfahren vorteilhaft anwendbar, da hiermit die Strukturnichtlinearität infolge der belastungsabhängigen Rissbildung mit klaffenden Fugen berücksichtigt wird. Auf grafischem Wege im 18. Jahrhundert von

Vorteile		Nachteile	
Grafische Lösung (Stützlinienverfahren)			
	<ul style="list-style-type: none"> • min./max. Stützlinienlage anschaulich darstellbar • beliebige Geometrie 	<ul style="list-style-type: none"> • Dreigelenkbogen für vereinfachtes statisch bestimmtes System mit gesetzten Gelenken bilden Zwangspunkte für Stützlinienlage • hoher Aufwand für verschiedene Laststellungen • LF Temperatur nicht nachweisbar 	
Stabwerksmodell als Kontinuum			
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • verschiedene statische Systeme möglich (eingespannt/gelenkig) • Nutzung üblicher Stabwerksprogramme mit einfacher Modellbildung 	<ul style="list-style-type: none"> • keine Rissbildung mit „klaffender“ Fuge möglich • Spannungsverteilung vorgegeben • LF Temperatur nicht nachweisbar 	
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Fließgelenktheorie möglich • „Gelenke“ bilden sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab (z. B. infolge Temperaturlasten) 	<ul style="list-style-type: none"> • Annahme plastischen Materials mit geringer Zugfestigkeit aus numerischen Gründen, daher keine Rissbildung mit „klaffender“ Fuge möglich 	
Scheibenmodell als Kontinuum			
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • einfache Modellbildung • Eigenlasten automatisch berücksichtigt auch für Auffüllung • Lastverteilung in Längsrichtung automatisch 	<ul style="list-style-type: none"> • keine Rissbildung mit „klaffender“ Fuge möglich • LF Temperatur nicht nachweisbar 	
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Fließzonentheorie möglich • Eigenlasten automatisch berücksichtigt auch für Auffüllung • „Gelenke“ bilden sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab (z. B. infolge Temperaturlasten) 	<ul style="list-style-type: none"> • Annahme plastischen Materials mit geringer Zugfestigkeit aus numerischen Gründen, daher keine Rissbildung mit „klaffender“ Fuge möglich 	
Scheibenmodell als Diskontinuum (Strukturlinearität nicht berücksichtigt)			
Elastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • „klaffende“ Fugen bilden sich automatisch • Eigenlasten automatisch berücksichtigt auch für Auffüllung • Zwängungen bauen sich automatisch ab (z. B. infolge Temperaturlasten) 	<ul style="list-style-type: none"> • ohne Spezialsoftware hoher Modellierungsaufwand wegen Kontaktproblem, vertiefte Fachkenntnisse erforderlich 	
Plastizitätstheorie	<ul style="list-style-type: none"> • Verhalten mit realen Stein- und Mörtel Eigenschaften z. B.: Stein als sprödes Material (Mohr-Coulomb) Mörtel als plastisches Material (Drucker-Prager) • „klaffende“ Fugen bilden sich automatisch • Zwängungen bauen sich automatisch ab 	<ul style="list-style-type: none"> • sehr hoher Modellierungsaufwand wegen Kontaktproblem und speziellen Materialgesetzen, besondere Fachkenntnisse erforderlich 	

Tab. 1 Berechnungsmodelle (Auswahl)

CULMANN entwickelt, folgten analytische und numerische Verfahren im Zuge der Weiterentwicklung der Rechentechnik. Mithilfe der Elastizitäts- und Plastizitätstheorie erfolgte eine Verbesserung der Modelle, womit auch die Strukturnichtlinearität zunehmend Berücksichtigung fand.

Für die vorhandenen ständigen und vorübergehenden Einwirkungen werden Beanspruchungen in Form von Verformungen und Spannungen ermittelt. Aus den Spannungen lässt sich die Schnittgröße Normalkraft N mit der zugehörigen Exzentrizität (Ausmitte e) im Bogenquerschnitt berechnen. Dazu wird das Integral der Normalspannungen über den Querschnitt und der Schwerpunkt dieser Druckfläche bestimmt (Bild 2, Detail 2).

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ist neben der etablierten Anwendung für linear-elastische Strukturanalysen auch für nichtlineare Problemstellungen nutzbar. Dazu zählen:

- Strukturnichtlinearität mit last- und verformungsabhängiger Änderung des statischen Systems z. B. Rissbildung mit klaffenden Fugen im Mauerwerk, Kontaktprobleme, einseitige Gelenke;
- Materialnichtlinearität mit z. B. plastischen Eigenschaften, begrenzte Zug- oder Druckfestigkeiten auch in Abhängigkeit vom jeweiligen Spannungszustand;
- Geometrienichtlinearität wie z. B. Stabilitätsuntersuchungen zu Knicken und Beulen und große Verformungen.

Beim Nachweis von Mauerwerksstrukturen sind im Allgemeinen die drei folgenden Nichtlinearitäten zu berücksichtigen:

- Strukturnichtlinearität (klaffende Fugen)
- Geometrische Nichtlinearität (Knicken)
- Materialnichtlinearität (plastisches Verhalten von Mörtel)

Die Analyse nichtlinearer Aufgabenstellungen erfordert deshalb vertiefte Fachkenntnisse des Ingenieurs. Im Gegensatz zur linear-elastischen Berechnung sind hier Sensitivitätsuntersuchungen notwendig, damit sich die Einflüsse bestimmter Eingangswerte besser beurteilen lassen.

Für die im Gewölbe vorhandenen Dicken wird die Tragfähigkeit des Mauerwerks ermittelt. Bild 1 zeigt beispielhaft die Bemessungs-Tragfähigkeit (nach FE-Analyse) verschiedener Bogendicken in Abhängigkeit von einer ausmittigen Beanspruchung. Bei der bez. Ausmitte $m = 6e/t = 0$ ist die Tragfähigkeit am größten und sinkt mit zunehmender Ausmitte gegen null. Das bedeutet, dass bei einer Randlast auf dem Mauerwerk (Ausmitte $e = t/2$) keine Tragfähigkeit vorhanden ist.

Das Baumaterial Mauerwerk lässt sich bei genauerer Analyse nicht mehr als elastisches Kontinuum abbilden, da sich die Struktur entsprechend der Einwirkungskombination durch Rissbildung mit sich öffnenden Fugen verändert. Mithilfe der FEM entsteht mit Einbau von Kontaktelementen zwischen den Fugenrändern der Steine das sogenannte Diskontinuumsmodell (Bild 2). Die verknüpften Kontaktele-

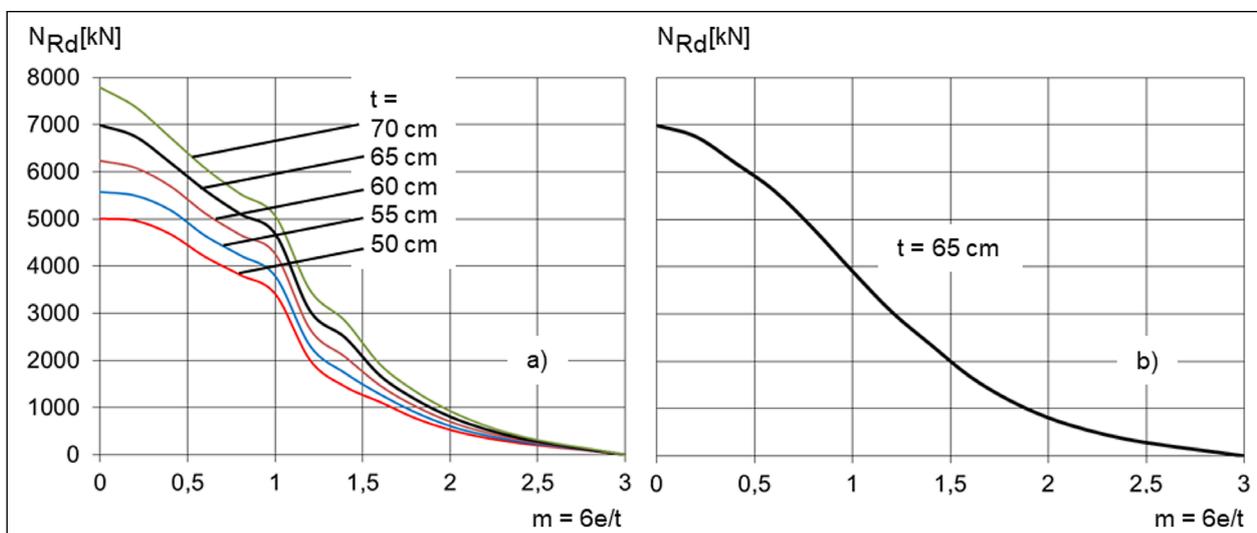


Bild 1: a) Bemessungs-Traglastkurven N_{Rd} in [kN/1 m-Gewölbestreifen] für Bogendicke $t = 50$ bis 70 cm
b) Geglättete Bemessungs-Traglastkurve N_{Rd} für Bogendicke $t = 65$ cm

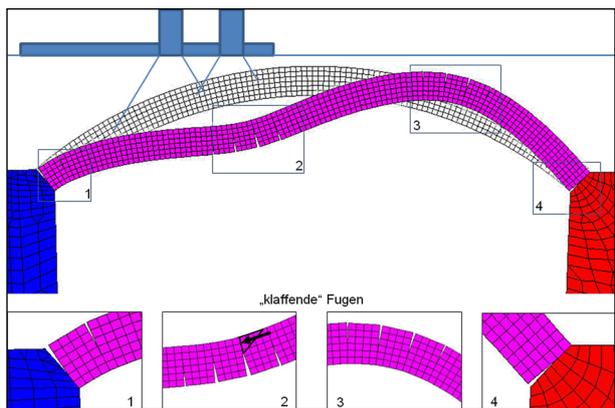


Bild 2: Diskontinuumsmodell eines Bogens, Berücksichtigung der Strukturnichtlinearität (überhöht)

mente übertragen nur Druck- und Reibungskräfte. Dieses wichtige Detail ermöglicht die realitätsnahe Modellierung von Mauerwerk mit Rissbildung unter Laststeigerung. Die erfolgreiche Anwendung dieser Herangehensweise zeigen beispielsweise folgende Bauvorhaben [2, 3, 4, 5].

Nachdem für alle Einwirkungskombinationen die Stützlinien bzw. bei Gewölben die Stützflächen [6] bekannt sind, erfolgt deren Bewertung bezüglich der Tragfähigkeit des Mauerwerks. Bewertungsmaßstab ist die jeweilige Vorschrift mit Bemessungsgrößen für Einwirkungen und Widerstände (Festigkeit). Bei nichtlinearen Verfahren kommen globale Sicherheitsfaktoren, die den Widerstand absichern, oder alternativ Teilsicherheitsfaktoren auf Einwirkungs- und Widerstandsseite zur Anwendung.

Da sich seit einigen Jahren in allen europäischen Normen für den Standsicherheitsnachweis das Teilsicherheitskonzept etabliert hat, werden Zahlenwerte für Teilsicherheitsfaktoren (Anhang 7, 8.12, Tabelle 7) zur Nachrechnung von Brücken aus Mauerwerk angegeben [7], die das geforderte Sicherheitsniveau nach EC 0 [8] erfüllen.

Die Tragfähigkeit von Mauerwerk wird neben der Steindruckfestigkeit im Besonderen von der Steinzugfestigkeit bestimmt. Bei Bogenbrücken aus quaderförmigem Natursteinmauerwerk spielt wegen der verhältnismäßig geringen Fugendicke die Mörteldruckfestigkeit eine untergeordnete Rolle. In der aktuellen Normung wird vereinfachend auf der Widerstandsseite nur ein einziger Sicherheitsbeiwert γ_M festgelegt. Zur rechnerischen Erschließung weiterer Tragreserven lassen sich aber auch die Einzelkomponenten auf der Widerstandsseite absichern.

Die Teilsicherheitsfaktoren basieren auf folgendem Nachweisprinzip:

1. Berechnung der Beanspruchung der Konstruktion über Spannungen mit Schnittgrößen (Stützlinie oder Stützfläche); Darstellung als Beanspruchungspfad
2. Ermittlung der Beanspruchbarkeit des Mauerwerks (Darstellung als Bemessungs-Traglastkurve)
3. Vergleich Beanspruchung \leq Beanspruchbarkeit

1.2 Vorgehensweise zum Nachweis der Brückenbögen

Am Beispiel von fünf Straßenbrücken wird die Nachrechnungslinie (Teil Mauerwerk) [1] für den Nachweis der Brückenbögen angewendet. Dazu werden folgende Schritte für die Nachrechnungen der Brücken durchgeführt:

1. Aufnahmen der Geometrie
2. Auswertung des Materialgutachtens
3. Ermittlung der Tragfähigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung
4. Ermittlung der Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)
5. Modellbildung für den statischen Nachweis
 - Vernetzung des Modells mit finiten Elementen
 - Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen
 - Einwirkungen auf das Brückenbauwerk ansetzen
6. Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung (Beanspruchungspfad)
7. Nachweis der Bogenkonstruktion

2 Talbrücke Höllenbach

Die Brücke bei Wermelskirchen überspannt auf einer Länge von ca. 305 m das Tal des Höllenbaches und die L 409 (Remscheider Str.). Sie wurde 1937/38 im Zuge des Neubaus der Reichsautobahn von Köln nach Dortmund errichtet. Das Bauwerk ist ein gemauertes Gewölbeviadukt aus elf Bögen. Die

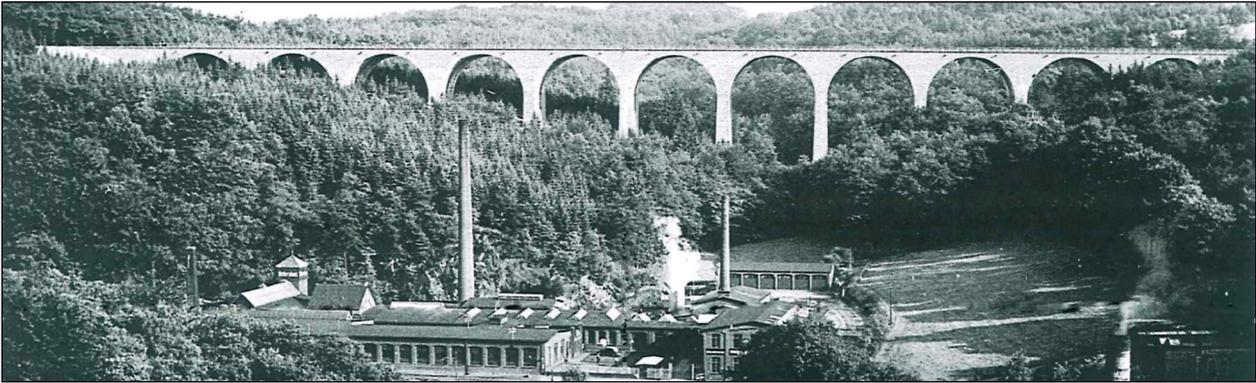


Bild 5: Talbrücke Höllenbach, Baujahr 1938 (Archivbild)

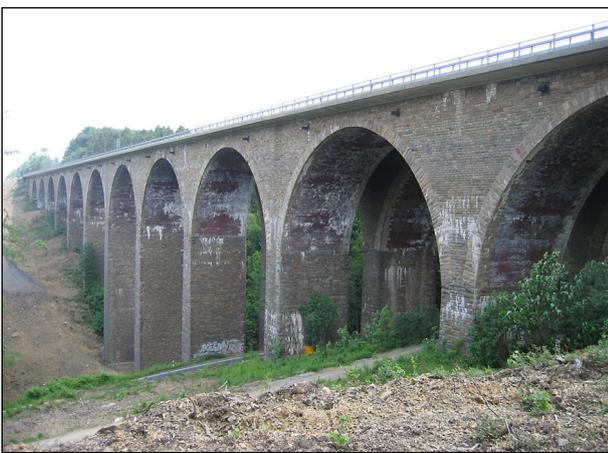


Bild 4: Talbrücke Höllenbach, 2008 (© A.Savin, WikiCommons, CC-BY-SA 3.0)

Fahrbahnoberkante befindet sich zwischen den Widerlagern bis zu 50 m über Talgrund.

Die Stützweiten betragen 26,40 m + 9 x ca. 28,00 m + 26,40 m = 304,91 m (Bogenradius von jeweils 12,4 m).

Die Bögen bestehen im Wesentlichen aus Ziegelsteinmauerwerk mit Stampfbetonverfüllung. Die Außenseiten bestehen dabei aus quaderförmigen Grauwacke Steinen. Das Gewölbemauerwerk hat eine Dicke von 1,55 m an den Kämpfern und von ca. 0,77 m an den Scheiteln. Im Querschnitt sind zwei 8,40 m breite Bogenreihen durch eine ca. 4,20 m breite Koppelplatte verbunden.

Die Fahrtrichtung Köln wurde 1974 zur Erhöhung der Tragfähigkeit mit Kappenverbreiterung über neuen Kragarmen umgebaut. Die Brückenbreite zwischen den Gesimsaußenkanten betrug 23,05 m und diente bis zu den Umbauten zur Aufnahme von zwei durch einen Mittelstreifen voneinander getrennten zweistreifigen Richtungsfahrbahnen [2.1, 2.2].

2.1 Geometrie

Die Geometrie der Brückenkonstruktion ist Bild 5 zu entnehmen.

2.2 Materialkennwerte Bogen

Aus [2.3, 2.4] werden die Ergebnisse der Materialprüfung für das Bogenmaterial zusammengefasst:

Wichte $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
(Mittelwert)

E-Modul Stein $E_{St} = 15.614 \text{ N/mm}^2$
(Mittelwert)

E-Modul Mörtel $E_{Mö} = 26.900 \text{ N/mm}^2$ (geschätzt)
(Mittelwert)

Nach statistischer Auswertung (Kapitel 8.16) folgt:

charakt. Steindruckfestigkeit:
 $f_{D,St,5\%} = 17,43 \text{ N/mm}^2$

charakt. Stein-Spaltzugfestigkeit
 $f_{SZ,St,5\%} = 0,99 \text{ N/mm}^2$ (geschätzt)

Die Steinzugfestigkeit wird mit 90 % der Spaltzugfestigkeit ermittelt:

charakt. Steinzugfestigkeit
 $f_{Z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{SZ,St} = 0,9 \cdot 0,99 = 0,89 \text{ N/mm}^2$

Verhältnis $f_{Z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 0,89 / 17,93 = 5,0 \%$

Im Zuge der statischen Nachweise wird Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Lagerfugen angesetzt.

Charakt. Mörtel-Druckfestigkeit (Anhang 8, 8.17)
 $f_{D,Mö,5\%} = 38,21 \text{ N/mm}^2$

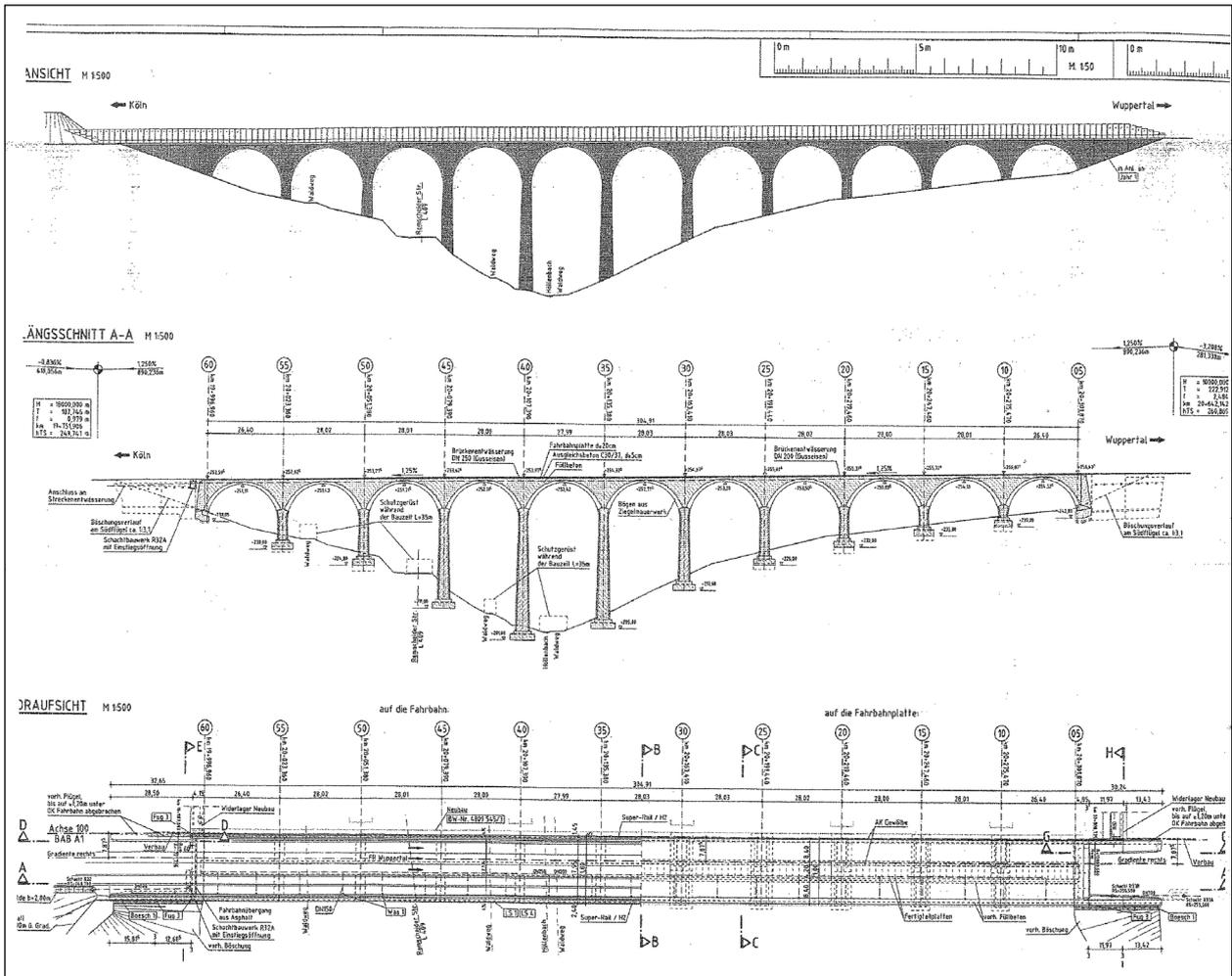


Bild 5: Geometrie Talbrücke Höllenbach (Archiv)

2.3 Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung

Die Bemessungsfestigkeit wird nach Anhang 7, 8.13 ermittelt:

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 9,83 / 1,5 = 5,57 \text{ N/mm}^2 = 5.570 \text{ kN/m}^2$$

$\zeta = 0,85$ (Dauerstandsbeiwert, Unterschied zur kurzzeitigen Versuchsbelastung)

$\gamma_M = 1,5$ (Materialsicherheit)

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{Z,St}}} = 0,5 \cdot 1,0 + \frac{0,6 \cdot 0,5 \cdot 17,43 - 0,5 \cdot 38,21}{1 + \frac{0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot 17,43}{2 \cdot 7,1 \cdot 0,89}} = 9,83 \text{ N/mm}^2$$

$a = 0,6$; $b = 0,6$ (Beiwerte für Ziegelmauerwerk)
 $t_F = 1,2 \text{ cm}$ (max. Lagerfugendicke)
 $h_{St} = 7,1 \text{ cm}$ (Steinhöhe)

alternative Ermittlung der zentrischen Tragfähigkeit für Ziegelmauerwerk mit der Potenzfunktion nach EC 6:

$$f_k = k \cdot f_{D,St}^{0,585} \cdot f_{D,M\ddot{o}}^{0,162} = 0,95 \cdot 17,43^{0,585} \cdot 38,21^{0,162} = 9,12 \text{ N/mm}^2$$

$k = 0,95$ (Beiwerte für Ziegelmauerwerk mit Vollsteinen)

Bemessungstraglast unter zentrischer Beanspruchung: bezogen auf einen 1 m-Gewölbestreifen:

Für Verbandsmauerwerk wird die Bemessungsfestigkeit auf 80 % reduziert [9].

Scheitel $d_{St} = 0,73 \text{ m}$:
 $N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,73 \cdot 80 \% \cdot 5.570 = 3.252 \text{ kN}$

Kämpfer $d_{St} = 1,46 \text{ m}$:
 $N_{Rd} = A \cdot f_d = 1,46 \cdot 80 \% \cdot 5.570 = 6.505 \text{ kN}$

2.4 Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Bemessungs-Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung wird nach Anhang 4, 8.11 aufbereitet. Für die Bogendicke d_{St} wird nach Norm t (Wanddicke) gesetzt.

Für die bezogene Exzentrizität (Ausmitte) m gilt: $m = 6 e/t$. Damit wird die 1. Kernweite mit $m = 1$ und die 2. Kernweite mit $m = 2$ benannt.

Die Traglastkurve ϕ wird nach EC 6 beschrieben. Die Ausmitte e der resultierenden Beanspruchung darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als $e = 0,45 t$ ($m = 2,7$) betragen.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ bzw. } \phi = 1 - m/3$$

Für den 1 m-Streifen am Scheitel ($t = 73\text{cm}$) und am Kämpfer ($t = 146\text{cm}$) ergeben sich die Bemessungs-Traglastkurven nach Bild 6.

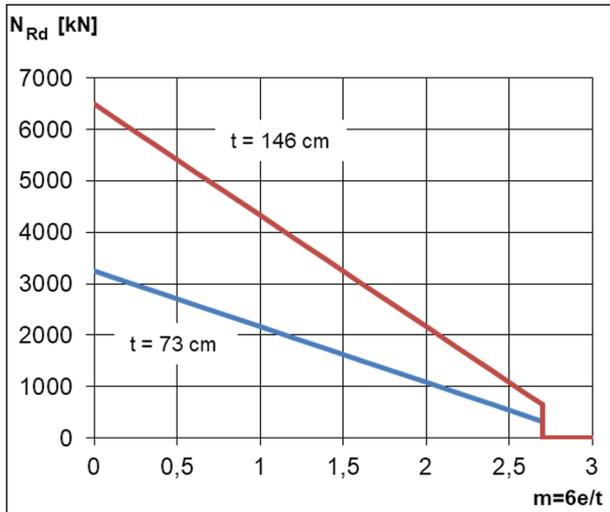


Bild 6: Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen

2.5 Modellbildung für den statischen Nachweis

Auf Grundlage [2.1] wird das statische Modell [10] entwickelt.

2.5.1 Vernetzung des Modells mit finiten Elementen

Elastische Kennwerte (Mittelwert) nach Anhang 3, 8.6:

Bogenmauerwerk:

E-Modul

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{M\ddot{o}}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{15.614}{1 + \frac{15.614}{26.900} \cdot \frac{1,2}{7,1}} = 14.219 \text{ N/mm}^2$$

Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

Stampfbeton

oberhalb der Bögen

E-Modul: 500 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Widerlager:

E-Modul: 23.938 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Pfeiler:

E-Modul: 23.938 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

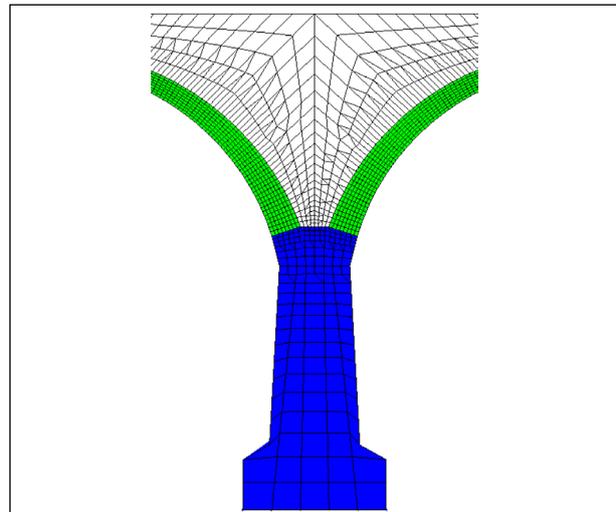


Bild 8: Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min. 6 FE über die Bogendicke)

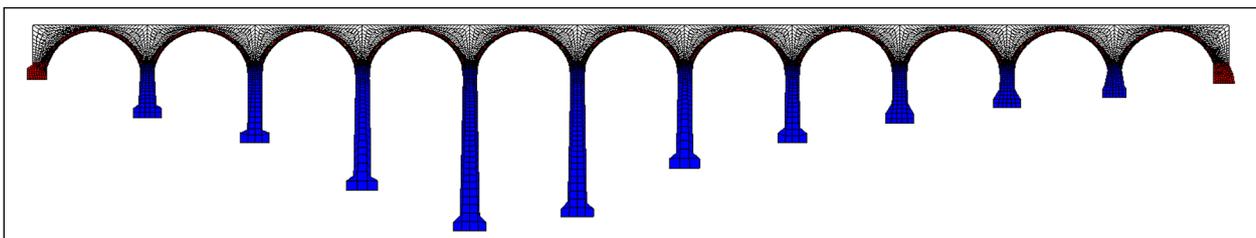


Bild 7: FE-Modell mit Materialkennzeichnung

2.5.2 Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen

Die Widerlager sind mit großer Federsteifigkeit gelagert. Die Pfeiler sind an der Sohle nur für Druckkontakt gelagert.

2.5.3 Einwirkungen auf das Brückenbauwerk

Die ständigen Einwirkungen werden über die jeweilige Wichte aufgeprägt.

Als veränderliche Einwirkung wird das Lastmodell LM1 auf den 1 m-Streifen angesetzt. Eine Lastverteilung in Querrichtung wird nach Bild 17 berücksichtigt. Hier ist zu beachten, dass sich die Fahrspuren über eine Koppelplatte auf beiden Bogenkonstruktionen (Ost + West) befinden.

mit Querverteilung über Fahrbahnbreite

Radlast $q = 33,7 \text{ kN/m}$ auf 9,4 m in Bogenlängsrichtung

Restflächenlast $q = 10,3 \text{ kN/m}$ als gekürzte Linienlast

2.5.4 Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung

Für jede Laststellung und Teilschritt der Belastung wird die zugehörige Stützlinie ermittelt. Für den maßgebenden Querschnitt sind in Bild 9 und Bild 10 die Stützlinie für den rechnerischen Bruchzustand bei einer Belastung mit dem Lastmodell LM 1 dargestellt.

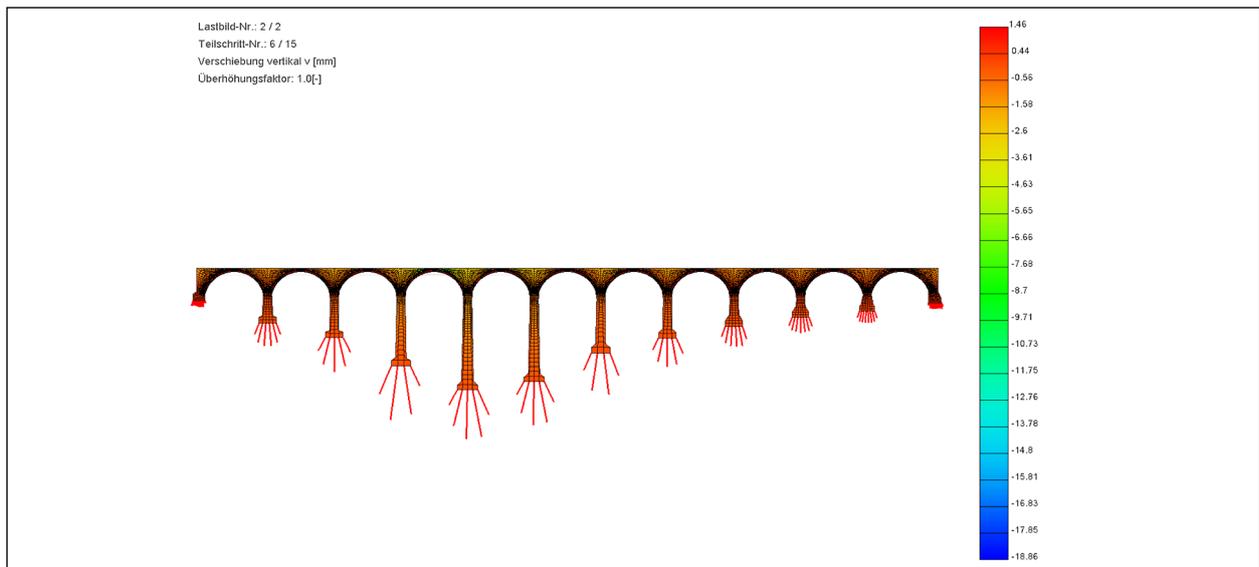


Bild 9: Auflagerkräfte für maßgebende Laststellung

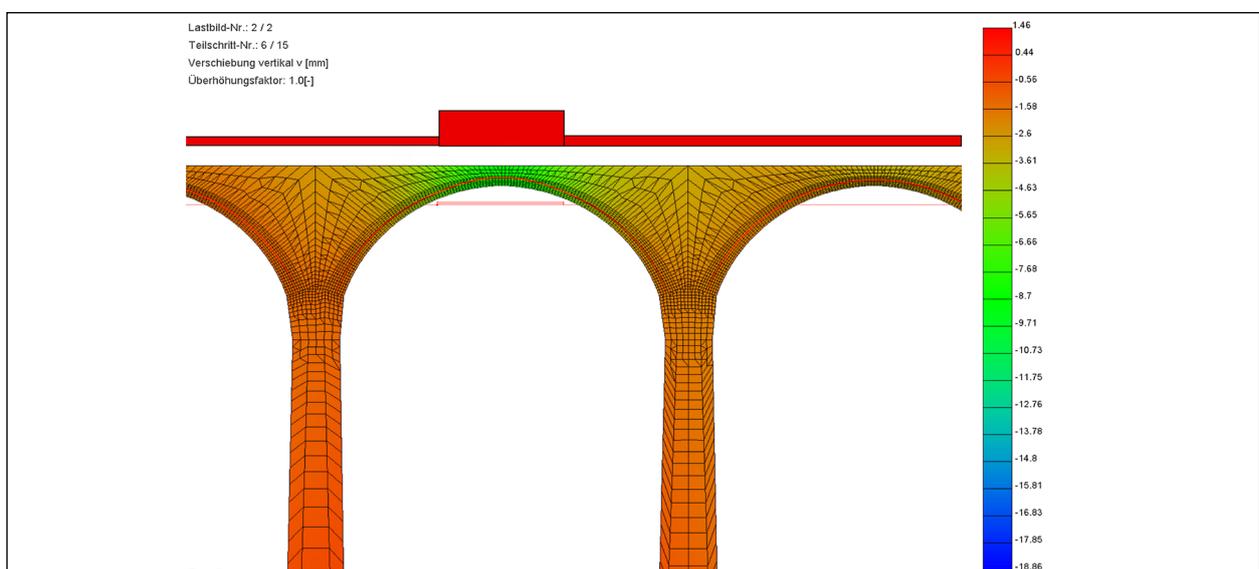


Bild 10: Stützlinie für maßgebende Laststellung Bogen 4

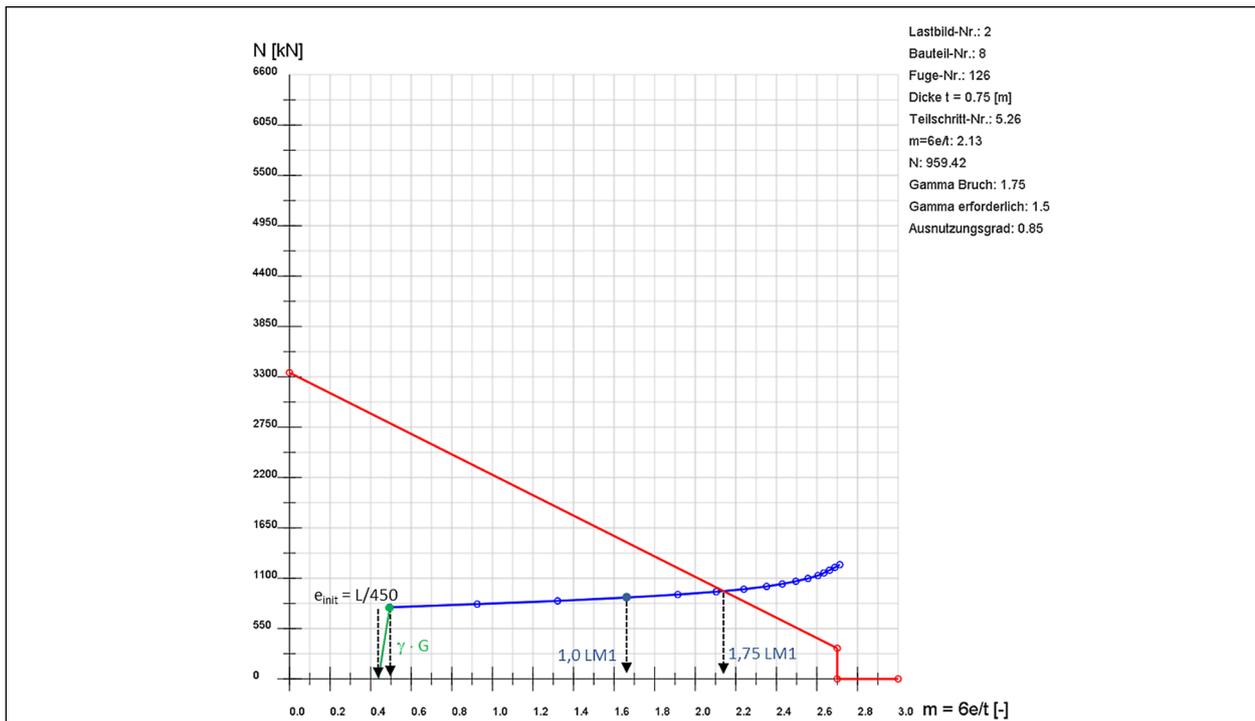


Bild 11: Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit Bemessungs-Traglastkurve

2.5.5 Nachweis der Bogenkonstruktion

Nach der geometrischen Modellierung des Gesamtmodells mit Materialkennwerten erfolgt das Aufprägen der Einwirkungen. Nachdem sich das System unter ständigen Einwirkungen eingestellt hat, erfolgt die Aufprägung der veränderlichen Einwirkungen gesondert für jedes Verkehrs-Lastbild. Um einen möglichen Bruchzustand zu finden, wird wegen der Struktur-Nichtlinearität jedes Verkehrslastbild sukzessive in Teilschritten bis zum n-fachen seiner Lastgröße gesteigert. Der Faktor n sollte so groß sein, dass sich zumindest der Bruchzustand einstellen kann. Weiterhin ist die Ermittlung der oberen Schranke der Traglast mit Laststeigerung bis zur kinematischen Kette (Gelenkkette mit 4 Gelenken) sinnvoll.

Der Nachweis im GZT ist erfüllt, wenn beim geforderten Lastfaktor für die Verkehrslast kein Versagen eintritt. Der Beanspruchungspfad beinhaltet die ungewollte Lastausmitte von:

$$e_{\text{init}} = L/450 = 24,8 / 450 = 0,055 \text{ m.}$$

Somit wird der Beanspruchungspfad um $m_{\text{init}} = 6 \cdot e_{\text{init}} / t = 6 \cdot 0,055 / 0,75 = 0,44$ nach rechts verschoben.

Die Versagenszustände Bruch des Mauerwerk-Querschnitts und Gelenkkettenbildung des Bogens werden berücksichtigt. Der Nachweis im GZG (Aus-

wertung der Verformungen, Risstiefe) wird bei 1,0-facher Einwirkung geführt.

Der Bogenquerschnitt (1 m-Streifen) an der maßgebenden Fuge 126 (Bogendicke 0,75 m) kann bei einer Ausmitte $e = 26,6$ cm (bez. Lastausmitte $m = 2,13$) die Normalkraft $N = 959$ kN aufnehmen. Dabei wird berücksichtigt, dass die Ausmitte e mindestens 5 % und maximal 45 % der Bogendicke sein darf.

Die Verkehrslast aus LM1 wird bis zum Fünffachen ($\gamma_{\text{rechn.}} = 5,0$) mit 15 Teilschritten gesteigert; der Bruch entsteht rechnerisch beim Teilschritt 5,26. Damit ergibt sich der Schnittpunkt für den rechnerischen Bruch von $\gamma_{\text{Bruch}} = 5,26/15 \cdot 5,0 = 1,75$. Der Ausnutzungsgrad η der Bogenkonstruktion beträgt somit:

Nachweis GZT:

$$\eta = \gamma_{\text{LM1}} / \gamma_{\text{Bruch}} = 1,50 / 1,75 = 0,85 < 1,0$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis GZG (Fuge 126):

$$m_L = m_i - m_{\text{init}}$$

bez. Lastausmitte m_L :

1. bei $\gamma_{\text{LM1}} = 1,0$

$$m_L = 1,66 - 0,44 = 1,22 < 2,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

2. unter ständigen Einwirkungen

$$m_L = 0,50 - 0,44 = 0,06 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis GZG (Gesamtmodell):

bez. Lastausmitte m_L :

1. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$
 $m_L = 1,68 - 0,44 = 1,24 < 2,0$ Nachweis erfüllt!
2. unter ständigen Einwirkungen
 $m_L = 0,68 - 0,44 = 0,24 < 1,0$ Nachweis erfüllt!

2.5.6 Nachweis Pfeiler und Widerlager

Nach Ril DB 805 [11] ist ein Nachweis bei geringen Änderungen der Belastungen aufgrund der jahrelangen Konsolidierung nicht erforderlich, wenn keine gravierenden Schäden an der Konstruktion ersichtlich sind.

2.5.7 Nachweis Gründung

Nach Ril DB 805 ist ein Nachweis bei geringen Änderungen der Belastungen aufgrund der jahrelangen Konsolidierung nicht erforderlich.

2.6 Unterlagen

- [2.1] Thormähler+Peuckert Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG, Statische Berechnung, 2014
- [2.2] Dipl.-Ing. Peter Räck, Prüflingenieur für Baustatik, Umbau der Talbrücke Höllenbach, Baukm 20+149,395, Prüfbericht Nr. 5, Prüf-Nr.: W 913/07 Wuppertal, 11.06.2015
- [2.3] Dipl.-Ing. M. Bruns; Dipl.-Ing. J. Harnisch, Gutachten zur Ermittlung von Materialkennwerten aus Bohrkernen aus der Autobahnbrücke Höllenbachtal, Prüfbericht m 1122/2 vom 18.07.2008
 Verfasser: Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, 52062 Aachen
- [2.4] Gutachterliche Stellungnahme zur Mauerwerkdruckfestigkeit des Ziegelmauerwerks an der Autobahnbrücke Höllenbachtal basierend auf Prüfungen der Ziegel- und Mörteldruckfestigkeit, B5468 vom 12.12.2009
 Verfasser: Ingenieurbüro Raupach Bruns Wolff, Büchel 13/15, 52062 Aachen

3 Talbrücke Einsiedelstein

Die Talbrücke Einsiedelstein wurde 1938 im Zuge des Neubaus der Reichsautobahn 1 Köln Dortmund errichtet [3.1]. Die Brücke befindet sich in der Nähe der heutigen Anschlussstelle Wermelskirchen bei km 384,412. Sie überspannt das Tal des Heintjesmühlenbaches in einer Krümmung von etwa 1150 m mit einer Gesamtlänge von 168 m. Das Bauwerk liegt bis zu 35 m über dem Talgrund.

Die Brücke besteht aus 2 nebeneinanderliegenden, jeweils 8,40 m breiten Gewölbereihen mit je 7 Bögen, die über eine Stahlbetonplatte miteinander gekoppelt sind. Sämtliche Pfeiler bestehen aus einer Außenschale aus Natursteinmauerwerk (Grauwacke), die mit Beton verfüllt ist. Die Pfeiler verjüngen sich in der Längsansicht von der Fundamentoberkante bis zum Kämpfer mit einer Neigung von 40:1 und sind flach auf dem anstehenden Fels gegründet [2].

Die mit Hartbranntziegeln gemauerten Gewölbebögen bestehen aus Kreissegmenten mit einem Radius von ca. 10,60 m. Die Bögen sind mit Magerbeton verfüllt. Die Bogenränder wurden aus gestalterischen Gründen mit Basaltlava verblendet. Die Stirnwände bestehen aus regelmäßigem Schichtenmauerwerk aus Grauwacke.

3.1 Geometrie

Die Geometrie der Brückenkonstruktion ist Bild 12 und 13 entnehmen.

3.2 Materialkennwerte Bogen

Aus [3.2, 3.3] werden die Ergebnisse der Materialprüfung für das Bogenmaterial zusammengefasst:

Wichte $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
(Mittelwert)

E-Modul Stein $E_{St} = 21.490 \text{ N/mm}^2$
(Mittelwert)

E-Modul Mörtel $E_{Mö} = 10.000 \text{ N/mm}^2$ (geschätzt)
(Mittelwert)

Nach statistischer Auswertung (Anhang 8, 8.18) folgt:

charakt. Steindruckfestigkeit:

$f_{D,St,5\%} = 53,49 \text{ N/mm}^2$

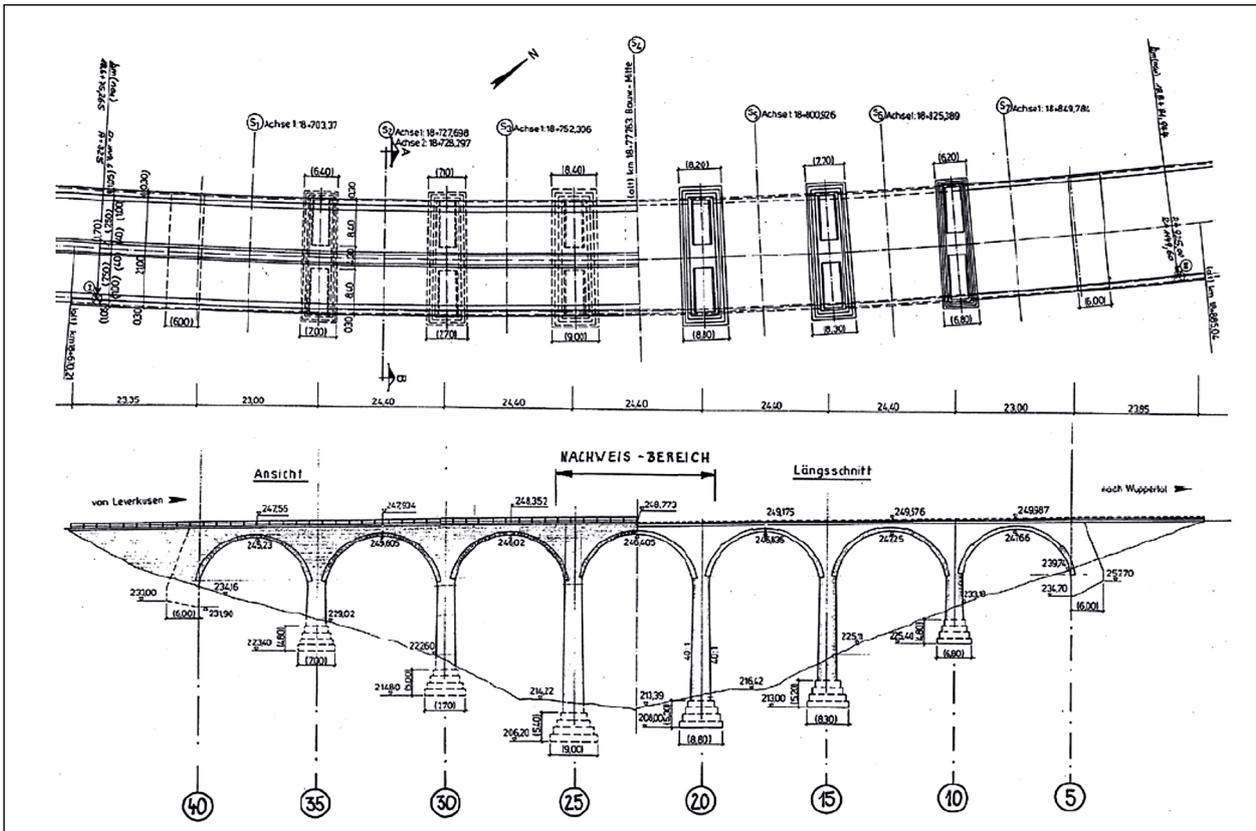


Bild 12: Draufsicht und Längsschnitt des Gesamtbauwerks (© Landesbetrieb Straßenbau NRW)

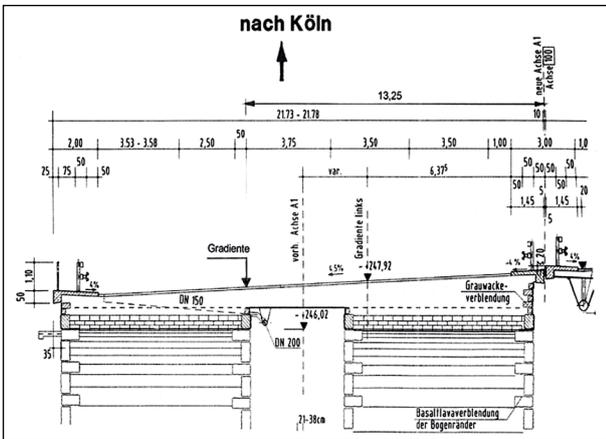


Bild 13: Querschnitt im Bogenscheitel nach Erneuerung der Fahrbahnplatte (© Landesbetrieb Straßenbau NRW)

Charakt. Mörtel-Druckfestigkeit

$$f_{D,M\ddot{o},5\%} = 16,6 \text{ N/mm}^2$$

3.3 Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung

Die Bemessungsfestigkeit wird nach Anhang 7, 8.13 ermittelt:

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 13,44 / 1,5 = 6,04 \text{ N/mm}^2 = 7.616 \text{ kN/m}^2$$

$\zeta = 0,85$ (Dauerstandsbeiwert, Unterschied zur kurzzeitigen Versuchsbelastung)

$\gamma_M = 1,5$ (Materialsicherheit)

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{Z,St}}}$$

$$0,5 \cdot 16,6 + \frac{0,6 \cdot 0,5 \cdot 53,49 - 0,5 \cdot 16,6}{1 + \frac{0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,5 \cdot 53,49}{2 \cdot 7,1 \cdot 2,67}} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$a = 0,6; b = 0,6$ (Beiwerte für Ziegelmauerwerk)

$t_F = 1,2 \text{ cm}$ (max. Lagerfugendicke)

$h_{St} = 7,1 \text{ cm}$ (Steinhöhe)

charakt. Stein-Spaltzugfestigkeit
 $f_{sZ,St,5\%} = 2,97 \text{ N/mm}^2$ (geschätzt)

Die Steinzugfestigkeit wird mit 90 % der Spaltzugfestigkeit ermittelt:

charakt. Steinzugfestigkeit
 $f_{Z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{sZ,St} = 0,9 \cdot 2,97 = 2,67 \text{ N/mm}^2$

Verhältnis $f_{Z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 2,67 / 53,49 = 5,0 \%$

Im Zuge der statischen Nachweise wird Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Lagerfugen angesetzt.

alternative Ermittlung der zentrischen Tragfähigkeit für Ziegelmauerwerk mit der Potenzfunktion nach EC 6:

$$f_k = k \cdot f_{d,St}^{0,585} \cdot f_{d,Mö}^{0,162} = 0,95 \cdot 53,49^{0,585} \cdot 16,6^{0,162} = 15,36 \text{ N/mm}^2$$

$k = 0,95$ (Beiwerte für Ziegelmauerwerk mit Vollsteinen)

Bemessungstraglast unter zentrischer Beanspruchung: bezogen auf einen 1 m-Gewölbestreifen:

Für Verbandsmauerwerk wird die Bemessungsfestigkeit auf 80 % reduziert [12].

Scheitel $d_{St} = 0,64 \text{ m}$:
 $N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,64 \cdot 80 \% \cdot 7.616 = 3.900 \text{ kN}$

Kämpfer $d_{St} = 1,20 \text{ m}$:
 $N_{Rd} = A \cdot f_d = 1,20 \cdot 80 \% \cdot 7.616 = 7.311 \text{ kN}$

3.4 Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Bemessungs-Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung wird nach Anhang 4, 8.11 aufbereitet. Für die Bogendicke d_{St} wird nach Norm t (Wanddicke) gesetzt.

Für die bezogene Exzentrizität (Ausmitte) m gilt: $m = 6 e/t$. Damit wird die 1. Kernweite mit $m = 1$ und die 2. Kernweite mit $m = 2$ benannt.

Die Traglastkurve ϕ wird nach EC6 beschrieben. Die Ausmitte e der resultierenden Beanspruchung

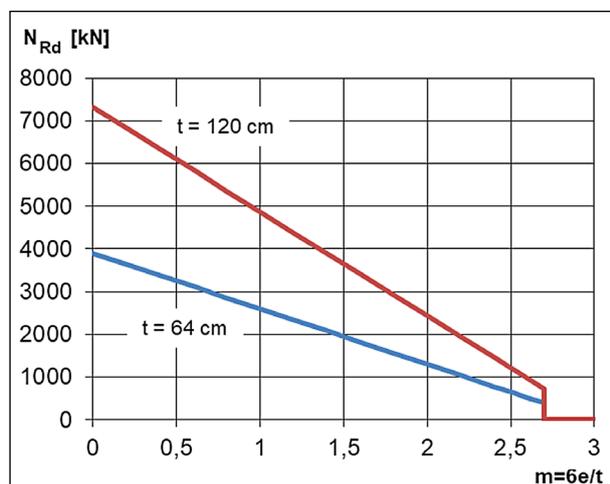


Bild 14: Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen

darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als $e = 0,45 t$ ($m = 2,7$) betragen.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ bzw. } \phi = 1 - m/3$$

Für den 1 m-Streifen am Querschnitt ergeben sich für den konischen Bogen die Bemessungs-Traglastkurven nach Bild 14.

3.5 Modellbildung für den statischen Nachweis

3.5.1 Vernetzung des Modells mit finiten Elementen

Elastische Kennwerte (Mittelwert) nach Anhang 3, 8.6:

Bogenmauerwerk:
 E-Modul

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{Mö}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{21.490}{1 + \frac{21.490}{10.000} \cdot \frac{1,2}{7,1}} = 15.764 \text{ N/mm}^2$$

Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

Stampfbeton oberhalb der Bögen
 E-Modul: 200 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Widerlager:
 E-Modul: 26.100 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Pfeiler:
 E-Modul: 26.100 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

3.5.2 Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen

Die Widerlager sind mit großer Federsteifigkeit gelagert. Die Pfeiler sind an der Sohle nur für Druckkontakt gelagert.

3.5.3 Einwirkungen auf das Brückenbauwerk

Die ständigen Einwirkungen werden über die jeweilige Wichte aufgebracht.

Eigengewicht der Konstruktion [3.1]

Das Eigengewicht g_1 wird programmtechnisch nach DIN 1055-1 (07.02) bzw. auf Grundlage der Auswertung der Prüfungsergebnisse an den Bohrkernen berücksichtigt.

Stahlbeton (FB): $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Füllbeton: $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$

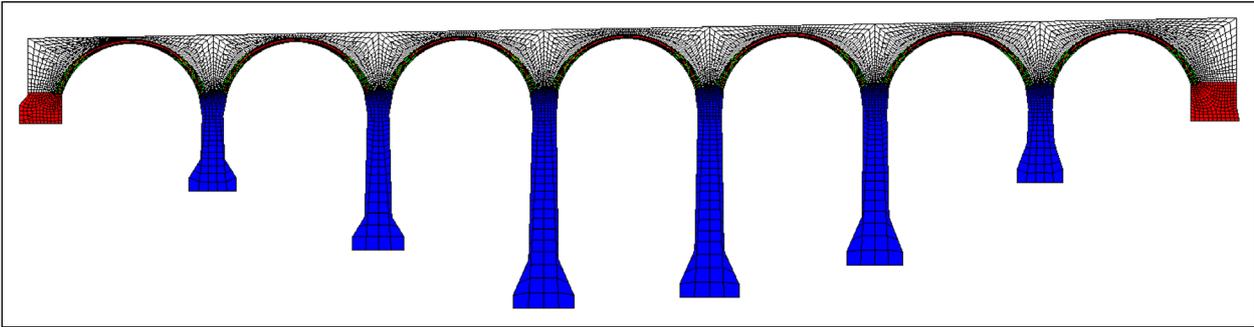


Bild 15: FE-Modell mit Materialkennzeichnung

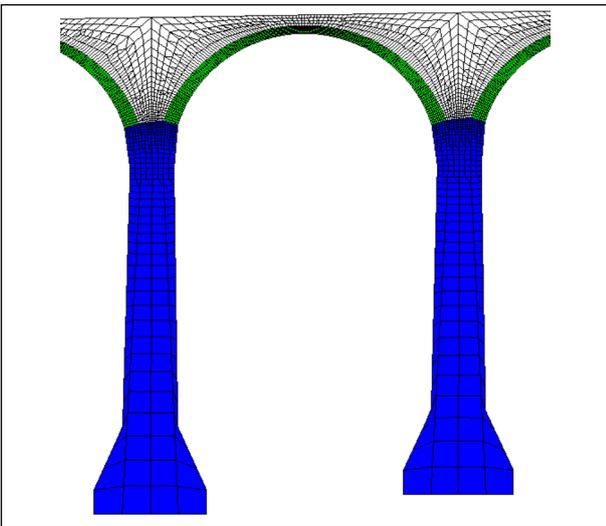


Bild 16: Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min. 6 FE über die Bogendicke)

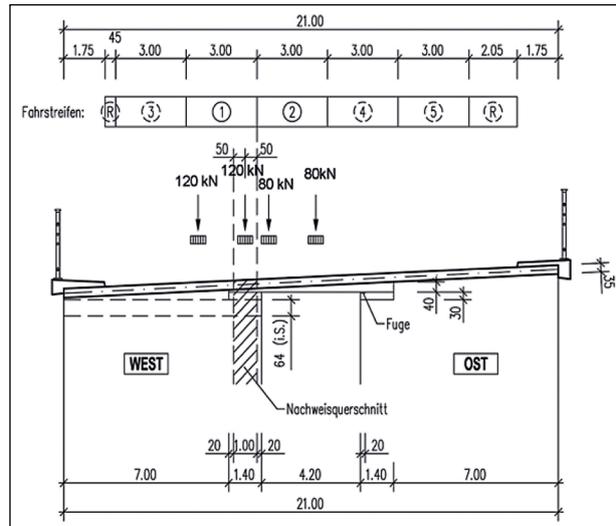


Bild 17: Brückenquerschnitt mit Nachweisquerschnitt und Einzellasten [2]

Pfeilerbeton: $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Gewölbe-MW: $\gamma = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Pfeiler-MW: $\gamma = 28,0 \text{ kN/m}^3$

Fahrbahnbelag mit Abdichtung: $d = 8 \text{ cm}$

$$g_2 = 0,08 \times 25,0 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Eigengewicht der Koppelplatte

Aus der Berechnung der Querverteilung an einer elastisch gebetteten Platte ergibt sich eine Belastung von $g_3 = 23,3 \text{ kN/m}^2$

Ausstattungen wie Brückengeländer, Schutzrichtungen, Entwässerung u. ä., aber auch die Kapfen spielen für den nachzuweisenden 1 m-Streifen keine Rolle und werden daher nicht berücksichtigt.

Als veränderliche Einwirkung wird das Lastmodell LM1 auf den 1 m-Streifen angesetzt. Eine Lastverteilung in Querrichtung wird nach Bild 17 berücksichtigt. Hier ist zu beachten, dass sich die Fahrspuren über eine Koppelplatte auf beiden Bogenkonstruktionen (Ost+West) befinden.

mit Querverteilung über Fahrbahnbreite

Radlast:
 $q = 33,7 \text{ kN/m}$ auf 9,4 m in Bogenlängsrichtung

Restflächenlast:
 $q = 10,3 \text{ kN/m}$ als gekürzte Linienlast

3.5.4 Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung

Für jede Laststellung und Teilschritt der Belastung wird die zugehörige Stützlinie ermittelt. Für den maßgebenden Querschnitt (Bogen 4, Fuge 124) ist in Bild 18 die Stützlinie für den rechnerischen Bruchzustand mit dem Lastmodell LM 1 dargestellt.

3.5.5 Nachweis der Bogenkonstruktion

Der Nachweis im GZT ist erfüllt, wenn beim geforderten Lastfaktor für die Verkehrslast kein Versagen eintritt. Der Beanspruchungspfad beinhaltet die ungewollte Lastausmitte von:

$$e_{init} = L/450 = 21,5 / 450 = 0,048 \text{ m.}$$

Somit wird der Beanspruchungspfad um $m_{init} = 6 \cdot e_{init} / t = 6 \cdot 0,048 / 0,72 = 0,4$ nach rechts verschoben.

Die Versagenszustände Bruch des Mauerwerk-Querschnitts und Gelenkkettenbildung des Bogens werden berücksichtigt. Der Nachweis im GZG (Auswertung der Verformungen, Risstiefe) wird bei 1,0-facher Einwirkung geführt.

Der Bogenquerschnitt (1 m-Streifen) an der maßgebende Fuge 124 (Bogendicke 0,72 m) kann bei einer Ausmitte $e = 28$ cm (bez. Lastausmitte $m = 2,34$) die Normalkraft $N = 956$ kN aufnehmen. Dabei wird berücksichtigt, dass die Ausmitte e mindestens 5 % und maximal 45 % der Bogendicke sein darf.

Die Verkehrslast aus LM1 wird bis zum Fünffachen ($\gamma_{rechn.} = 5,0$) mit 15 Teilschritten gesteigert; der

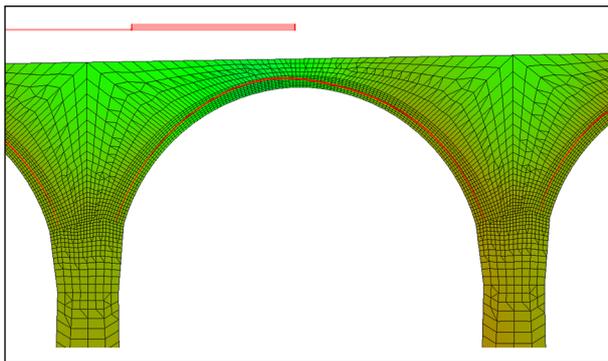


Bild 18: Stützzlinie für maßgebende Laststellung

Bruch entsteht rechnerisch beim Teilschritt 5,75. Damit ergibt sich der Schnittpunkt für den rechnerischen Bruch von $\gamma_{Bruch} = 5,75/15 \cdot 5,0 = 1,91$. Der Ausnutzungsgrad η der Bogenkonstruktion beträgt somit:

Nachweis GZT:

$$\eta = \gamma_{LM1} / \gamma_{Bruch} = 1,50 / 1,91 = 0,78 < 1,0$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis GZG (Fuge 124):

$$m_L = m_i - m_{init}$$

bez. Lastausmitte m_L :

3. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$

$$m_L = 1,75 - 0,4 = 1,71 < 2,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

4. unter ständigen Einwirkungen

$$m_L = 0,48 - 0,4 = 0,08 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis GZG (Gesamtmodell):

bez. Lastausmitte m_L :

3. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$

$$m_L = 1,75 - 0,4 = 1,71 < 2,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

4. unter ständigen Einwirkungen

$$m_L = 1,28 - 0,4 = 0,96 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

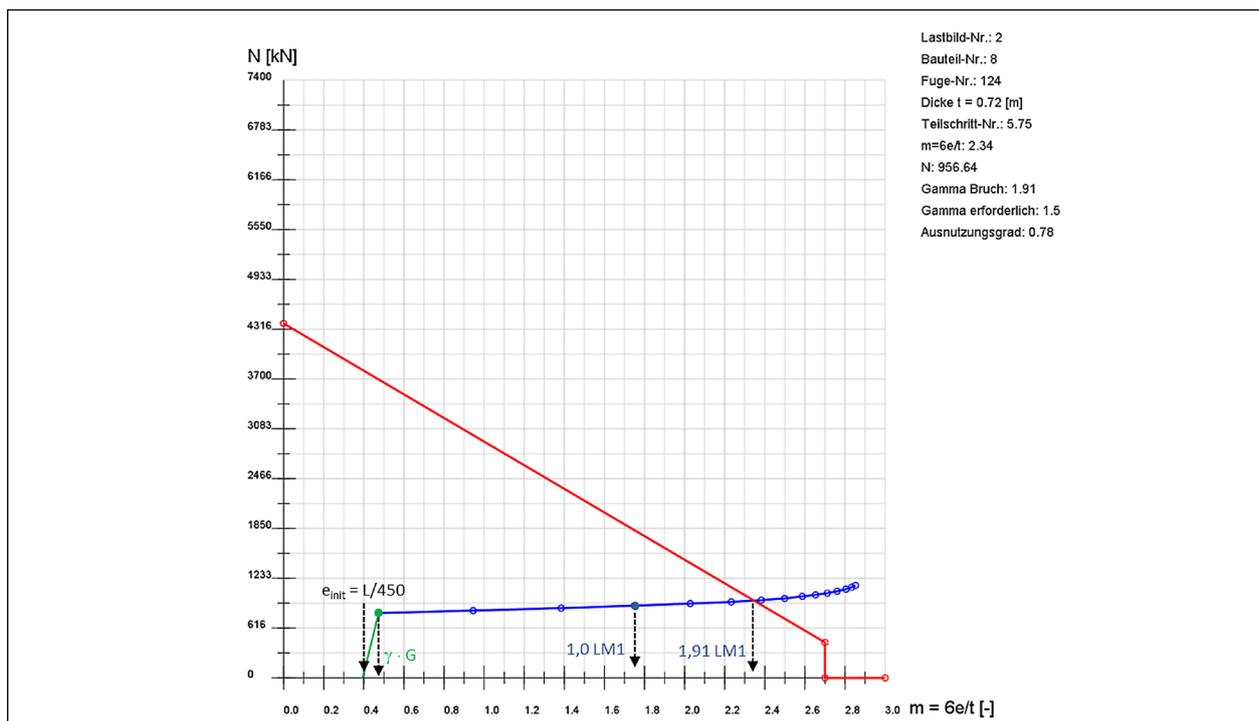


Bild 19: Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit Bemessungs-Traglastkurve

3.6 Unterlagen

- [3.1] Grassl Ingenieure GmbH, Statische Berechnung, Talbrücke Einsiedelstein im Zuge der BAB 1 bei km 384,412; 22.09.2008
- [3.2] Dipl.-Ing. Wilfried Hackenbroch, Prüflingenieur für Baustatik, BAB A 1 Umbau der Talbrücke Einsiedelstein (BW 4809 547 / 2+3), Prüfbericht Nr. H 24/ 2008, Duisburg, 27.05.2010
- [3.3] Bodengutachten vom 16.05.2000; Ing.-Büro Gell & Partner GbR, Aachen
- [3.4] Gutachterliche Stellungnahme zur Ermittlung von Materialkennwerten aus Bohrkernproben der Autobahnbrücke Einsiedelstein B 5287 vom 14.03.2008 mit Ergänzung vom 22.07.2008; Prof. Dr.-Ing. M. Raupach, Aachen

Im sächsischen Raum sind Bogenbrücken aus statischer Sicht i. d. R. wie folgt aufgebaut:

- Bogen aus Sandsteinmauerwerk oder aus unbewehrtem Beton,
- Peiler aus Sandsteinmauerwerk oder aus unbewehrtem Beton mit Natursteinverkleidung,
- Fundamente und Kämpfer aus unbewehrtem Beton
- Auf dem Bogen befindet sich meistens eine Aufmauerung aus Stein- und Betonresten. Darüber als Füllmaterial Erde und der gepflasterte Fahrbahnbelag.

Bedingt durch das Brückenalter und den stärker gewordenen Verkehr mit hohen Achslasten sind bestehende Bauwerke zu ertüchtigen [4.1].

4 Brücke über die Mandau

Das Gewölbemauerwerk befindet sich in gutem Zustand. Der Bogen hat eine zum Kämpfer zunehmende Dicke von 70 cm bis 84 cm und besteht aus Sandsteinquadern in sehr guter Qualität. Die Sandsteinquader haben Abmessungen von ca. 80 cm x 50 cm x 70 bis 84 cm. Lager- und Stoßfugen sind passgenau gearbeitet und besitzen eine Breite von nur wenige Millimeter bei den druckbeanspruchte Lagerfugen und von maximal 3 cm bei den Stoßfugen. Der Mörtel ist in Teilbereichen ausgespült und kann in die Mörtelgruppe MGI eingestuft werden [4.2].

4.1 Geometrie

Die Geometrie der Brückenkonstruktion ist Bild 20 zu entnehmen. Der freigeräumte Bogen (Bild 21, Bild 22) zeigt die sehr geringe Lagerfugendicke sowie die ca. 30 mm breite Stoßfuge bei Halbsteinüberbindung in Brückenquerrichtung.

4.2 Materialkennwerte Bogen

Aus [4.2] werden die Ergebnisse der Materialprüfung für das Bogenmaterial zusammengefasst:

Wichte $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$
(Mittelwert)

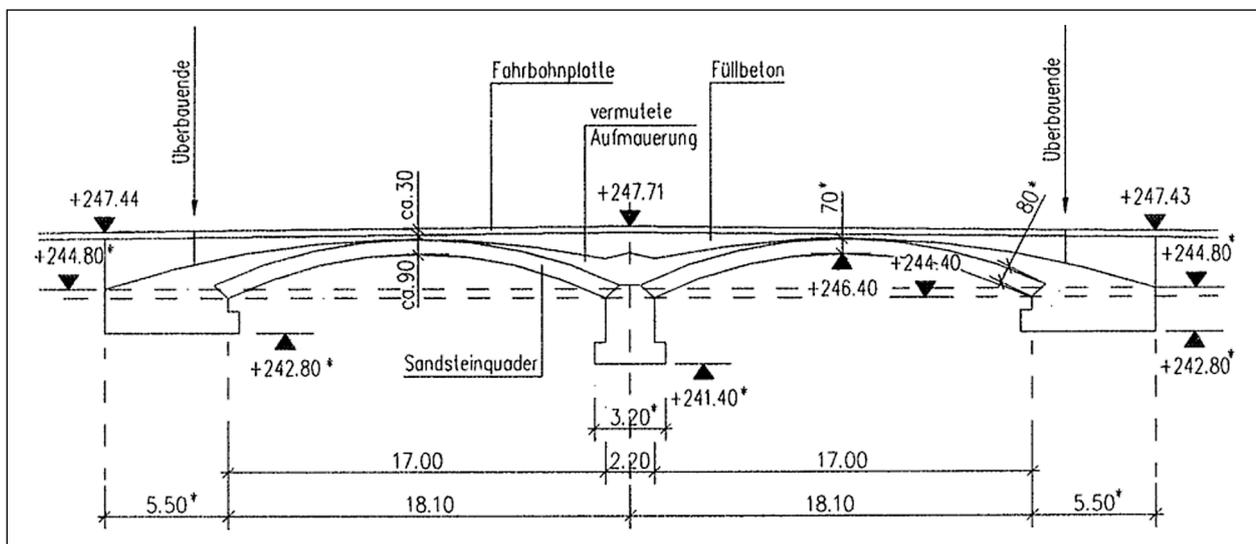


Bild 20: Längsschnitt [4.1]



Bild 21: Ansicht freigelegter Bogen, Draufsicht Randbereich [4.2]

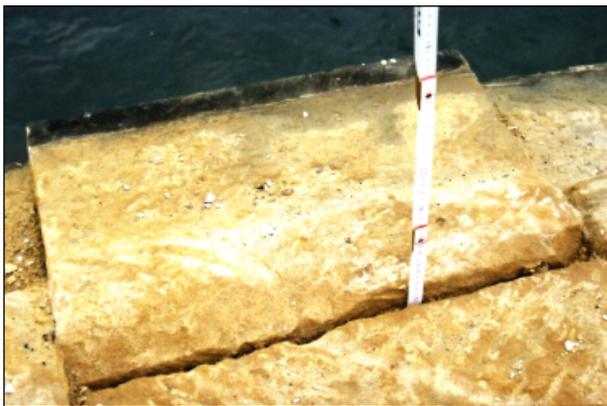


Bild 22: Stoßfugen teilweise offen [4.2]

E-Modul Stein $E_{St} = 15.200 \text{ N/mm}^2$
(Mittelwert)

E-Modul Mörtel $E_{Mö} = 2.400 \text{ N/mm}^2$
(Mittelwert)

Nach statistischer Auswertung (Kapitel 8.21) folgt:

charakt. Steindruckfestigkeit:
 $f_{D,St,5\%} = 22,71 \text{ N/mm}^2$

charakt. Stein-Spaltzugfestigkeit
 $f_{SZ,St,5\%} = 1,71 \text{ N/mm}^2$

Die Steinzugfestigkeit wird mit 90 % der Spaltzugfestigkeit ermittelt:

charakt. Steinzugfestigkeit
 $f_{Z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{SZ,St} = 0,9 \cdot 1,71 = 1,54 \text{ N/mm}^2$

Verhältnis $f_{Z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 1,54 / 22,71 = 6,8\%$

Im Zuge der statischen Nachweise wird Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Lagerfugen angesetzt.

charakt. Mörtel-Druckfestigkeit
 $f_{D,Mö,5\%} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ (Annahme)

4.3 Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung

Die Bemessungsfestigkeit wird nach Anhang 7, 8.13 ermittelt:

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 10,54 / 1,5 = 5,97 \text{ N/mm}^2 = 5.970 \text{ kN/m}^2$$

$\zeta = 0,85$ (Dauerstandsbeiwert, Unterschied zur kurzzeitigen Versuchsbelastung)

$\gamma_M = 1,5$ (Materialsicherheit)

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,Mö} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,Mö}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{Z,St}}} =$$

$$0,5 \cdot 1,0 + \frac{1,0 \cdot 0,5 \cdot 22,71 - 0,5 \cdot 1,0}{1 + \frac{2,2 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 22,71}{2 \cdot 50 \cdot 1,54}} = 10,54 \text{ N/mm}^2$$

$a = 1$; $b = 2,2$ (Beiwerte für Quadermauerwerk)

$t_F = 0,5 \text{ cm}$ (Lagerfugendicke)

$h_{St} = 50 \text{ cm}$ (Steinhöhe)

Bemessungstraglast unter zentrischer Beanspruchung:

bezogen auf einen 1 m-Gewölbestreifen:

Scheitel $d_{St} = 0,70 \text{ m}$:

$$N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,70 \cdot 5.970 = 4.179 \text{ kN}$$

Kämpfer $d_{St} = 0,84 \text{ m}$:

$$N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,84 \cdot 5.970 = 5.015 \text{ kN}$$

4.4 Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Bemessungs-Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung wird nach Anhang 4, 8.11 aufbereitet. Für die Bogendicke d_{St} wird nach Norm t (Wanddicke) gesetzt.

Für die bezogene Exzentrizität (Ausmitte) m gilt: $m = 6 \text{ e/t}$. Damit wird die 1. Kernweite mit $m = 1$ und die 2. Kernweite mit $m = 2$ benannt.

Die Traglastkurve ϕ wird nach EC6 beschrieben. Die Ausmitte e der resultierenden Beanspruchung

darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als $e = 0,45 t$ ($m=2,7$) betragen.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ bzw. } \phi = 1 - m/3$$

Für den 1 m-Streifen am Scheitel ($t = 70\text{cm}$) und am Kämpfer ($t = 84\text{cm}$) ergeben sich die Bemessungs-Traglastkurven nach Bild 23.

4.5 Modellbildung für den statischen Nachweis

4.5.1 Vernetzung des Modells mit finiten Elementen

Elastische Kennwerte (Mittelwert) nach Kapitel 8.6:

Bogenmauerwerk:
E-Modul (Mittelwert)

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{Mö}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{15.200}{1 + \frac{15.200}{2.400} \cdot \frac{0,5}{50}} = 14.300 \text{ N/mm}^2$$

Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

Auffüllung:

E-Modul: 300 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Stampfbetonzwickel über den Widerlagern und Pfeilern:

E-Modul: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Widerlager:

E-Modul: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Pfeiler:

E-Modul: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

4.5.2 Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen

Die Widerlager sind mit großer Federsteifigkeit gelagert. Der Pfeiler ist an der Sohle nur für Druckkontakt gelagert.

4.5.3 Einwirkungen auf das Brückenbauwerk

Die ständigen Einwirkungen werden über die jeweilige Wichte aufgeprägt.

Als veränderliche Einwirkung wird das Lastmodell LM1 auf den 1 m-Streifen angesetzt. Eine Lastverteilung in Querrichtung soll hier berücksichtigt werden, sodass sich die Tandemachslast von $2 \times 120 \text{ kN}$ nach Bild 26 verteilt.

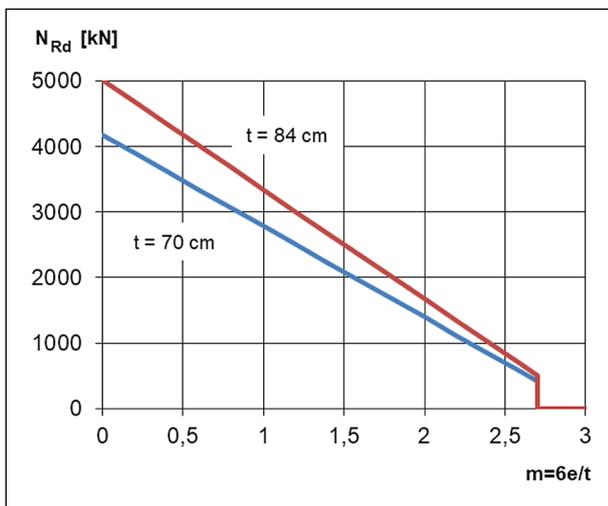


Bild 23: Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen

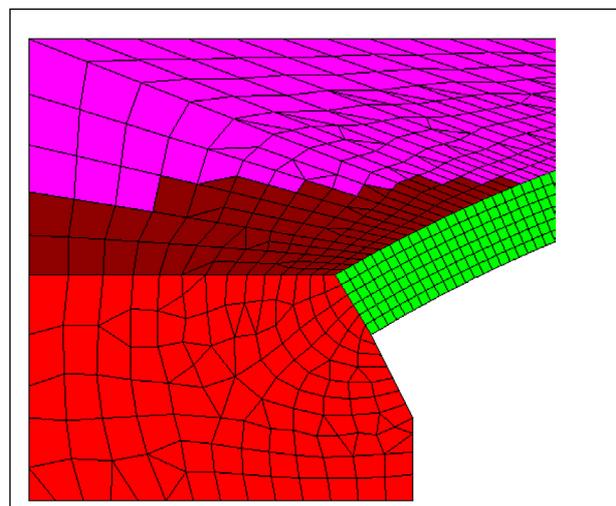


Bild 25: Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min. 6 FE über die Bogendicke)

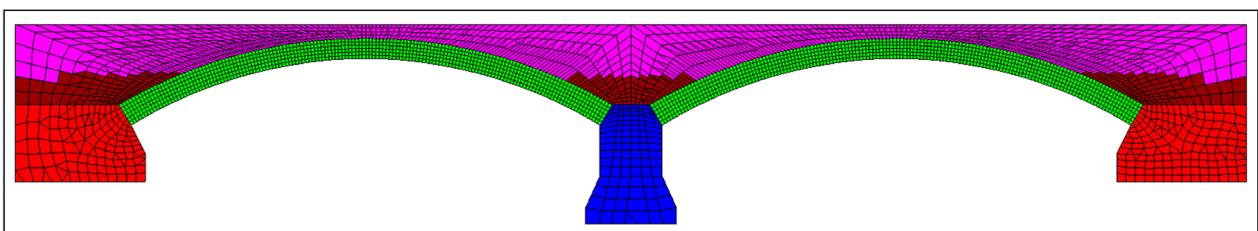


Bild 24: FE-Modell mit Materialkennzeichnung

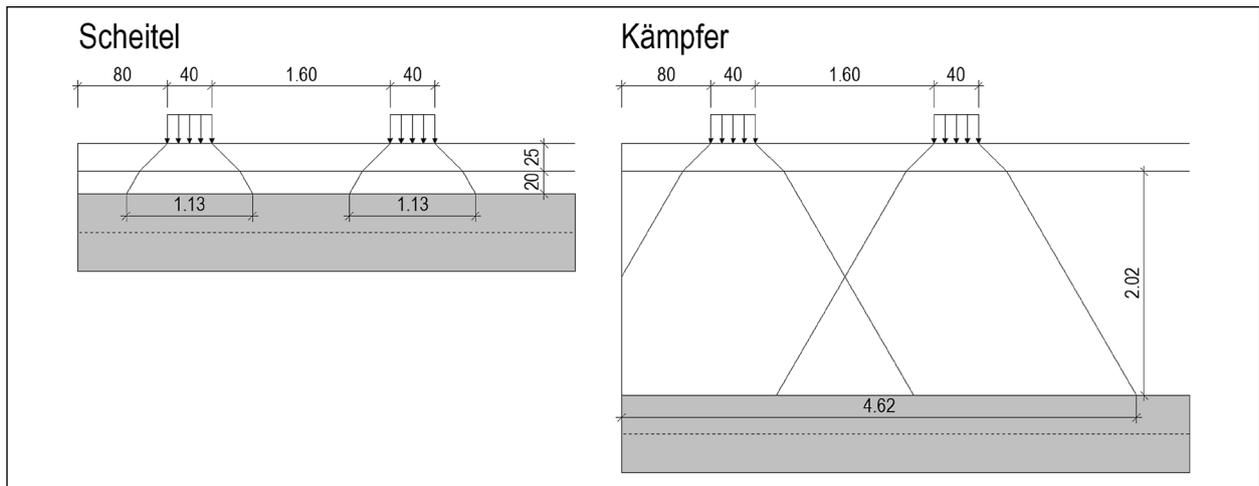


Bild 26: Lastverteilung der Radlasten in Querrichtung

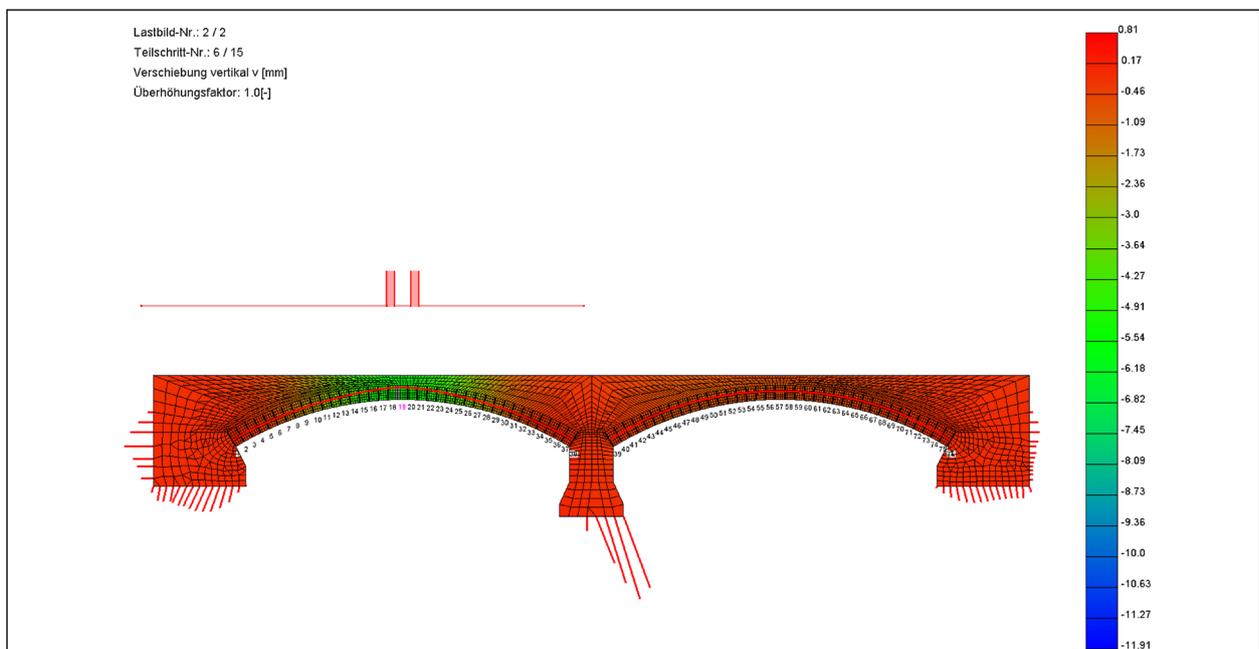


Bild 27: Stützlinie für maßgebende Laststellung

mitwirkende Breite:

$$b_m = 0,5 (b_m (S) + b_m (K)) = 0,5 (2 \cdot 1,13 + 4,62) = 3,44 \text{ m}$$

$$q = 240 \text{ kN} / 3,44 \text{ m} = 69,8 \text{ kN} / (1 \text{ m Querrichtung})$$

in Brückenlängsrichtung ergibt sich:

$$\begin{aligned} \text{aus Radlast mit Flächenlast in Querrichtung:} \\ q_{RL} &= 69,8 \text{ kN} / 0,40 \text{ m} + ((3,44 \text{ m} - 0,80 \text{ m}) \\ &\quad \cdot 9 \text{ kN/m}^2) / 3,44 \\ &= 174,5 + 6,9 = 181,4 \text{ kN/m} (L = 0,4\text{m}) \end{aligned}$$

Flächenlast:

$$q_{FI} = 9,0 \text{ kN/m}$$

4.5.4 Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung

Für jede Laststellung und Teilschritt der Belastung wird die zugehörige Stützlinie ermittelt. Für den maßgebenden Querschnitt (Fuge 19) ist in Bild 27 die Stützlinie für den rechnerischen Bruchzustand bei einer 3,01-fachen Belastung mit dem Lastmodell LM 1 dargestellt.

4.5.5 Nachweis der Bogenkonstruktion

Der Nachweis im GZT ist erfüllt, wenn beim geforderten Lastfaktor für die Verkehrslast kein Versagen eintritt. Der Beanspruchungspfad beinhaltet die ungewollte Lastausmitte von:

$$e_{init} = L/450 = 17/450 = 0,038 \text{ m.}$$

Wesentlichen ausgespült und kann in die Mörtelgruppe MGI eingestuft werden [5.1].

charakt. Stein-Spaltzugfestigkeit
 $f_{sZ,St,5\%} = 2,27 \text{ N/mm}^2$

5.1 Geometrie

Die Geometrie der Brückenkonstruktion ist Bild 29 und Bild 30 zu entnehmen.

Die Steinzugfestigkeit wird mit 90 % der Spaltzugfestigkeit ermittelt:

5.2 Materialkennwerte Bogen

Aus [5.2, 5.3] werden die Ergebnisse der Materialprüfung für das Bogenmaterial zusammengefasst:

charakt. Steinzugfestigkeit
 $f_{z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{sZ,St} = 0,9 \cdot 2,2 = 2,0 \text{ N/mm}^2$

Verhältnis $f_{z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 2,0 / 29,45 = 6,8 \%$

Im Zuge der statischen Nachweise wird Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Lagerfugen angesetzt.

Wichte $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$

Charakt. Mörtel-Druckfestigkeit
 $f_{D,Mö,5\%} = 1,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (MGI)}$

E-Modul Stein $E_{St} = 16.700 \text{ N/mm}^2$
 (Mittelwert)

E-Modul Mörtel $E_{Mö} = 2.385 \text{ N/mm}^2$
 (Mittelwert)

5.3 Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung

Nach statistischer Auswertung (Anhang 8, 8.21) folgt:

Die Bemessungsfestigkeit wird nach Anhang 7, 8.13 ermittelt:

charakt. Steindruckfestigkeit:
 $f_{D,St,5\%} = 29,45 \text{ N/mm}^2$

$f_d = \xi \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 10,66 / 1,5 = 6,04 \text{ N/mm}^2 = 6.040 \text{ kN/m}^2$

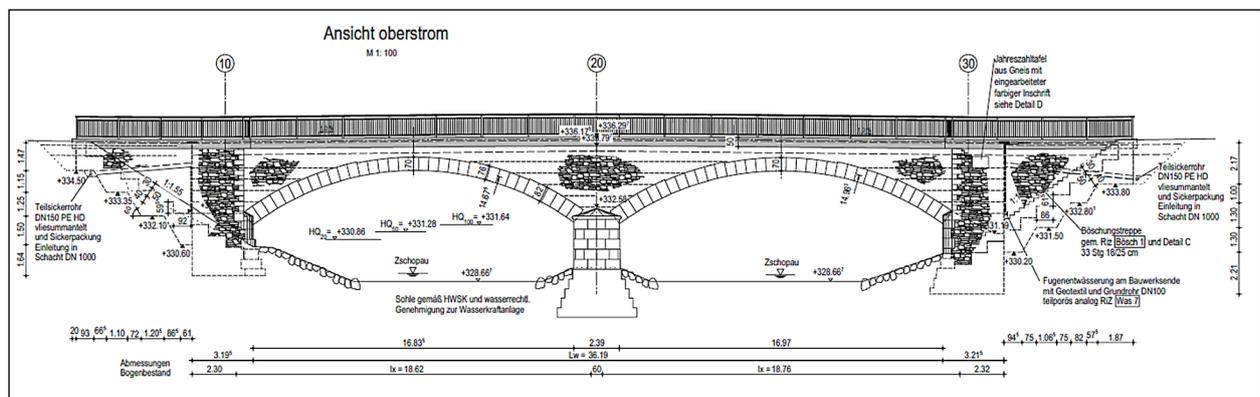


Bild 29: Längsschnitt [5.1]

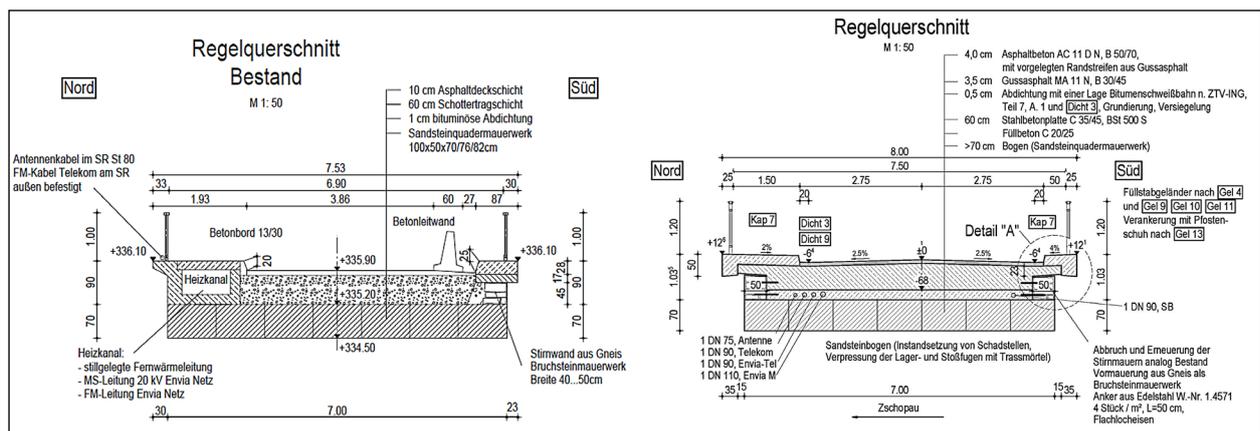


Bild 30: Regel-Querschnitt Alt- und Neubau [5.1]

$\xi = 0,85$ (Dauerstandsbeiwert, Unterschied zur kurzzeitigen Versuchsbelastung)

$\gamma_M = 1,5$ (Materialsicherheit)

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{z,St}}} =$$

$$0,5 \cdot 1,0 + \frac{1,0 \cdot 0,5 \cdot 29,45 - 0,5 \cdot 1,0}{1 + \frac{2,2 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot 29,45}{2 \cdot 50 \cdot 2,0}} = 10,66 \text{ N/mm}^2$$

$a = 1; b = 2,2$ (Beiwerte für Quadermauerwerk)

$t_F = 1,5 \text{ cm}$ (max. Lagerfugendicke)

$h_{St} = 50 \text{ cm}$ (Steinhöhe)

Bemessungstraglast unter zentrischer Beanspruchung:

bezogen auf einen 1 m-Gewölbestreifen:

Scheitel $d_{St} = 0,70 \text{ m}$:

$$N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,70 \cdot 6.040 = 4.224 \text{ kN}$$

Kämpfer $d_{St} = 0,87 \text{ m}$:

$$N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,87 \cdot 6.040 = 5.255 \text{ kN}$$

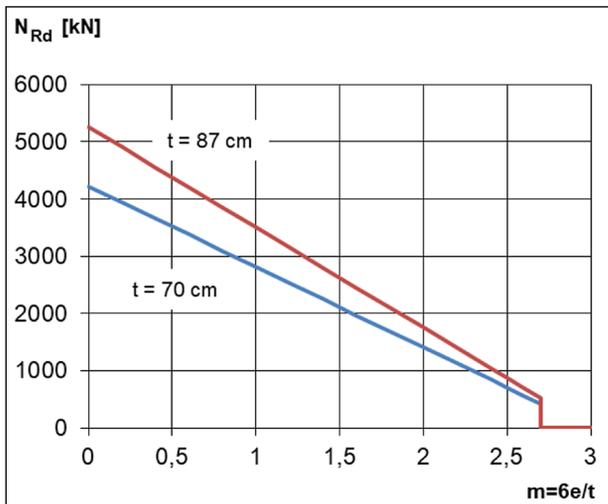


Bild 31: Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen

5.4 Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Bemessungs-Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung wird nach Anhang 4, 8.11 aufbereitet. Für die Bogendicke d_{St} wird nach Norm t (Wanddicke) gesetzt.

Für die bezogene Exzentrizität (Ausmitte) m gilt: $m = 6 e/t$. Damit wird die 1. Kernweite mit $m = 1$ und die 2. Kernweite mit $m = 2$ benannt.

Die Traglastkurve ϕ wird nach EC6 beschrieben. Die Ausmitte e der resultierenden Beanspruchung darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als $e = 0,45 t$ ($m=2,7$) betragen.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ bzw. } \phi = 1 - m/3$$

Für den 1 m-Streifen am Scheitel ($t = 70 \text{ cm}$) und am Kämpfer ($t = 87 \text{ cm}$) ergeben sich die Bemessungs-Traglastkurven nach Bild 31.

5.5 Modellbildung für den statischen Nachweis

5.5.1 Vernetzung des Modells mit finiten Elementen

Elastische Kennwerte (Mittelwert) nach Anhang 4, 8.6:

Bogenmauerwerk:

E-Modul

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{M\ddot{o}}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{16.700}{1 + \frac{16.700}{1.000} \cdot \frac{1,5}{50}} = 11.126 \text{ N/mm}^2$$

Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

Auffüllung:

E-Modul: $200 \text{ N/mm}^2; \nu = 0,2$

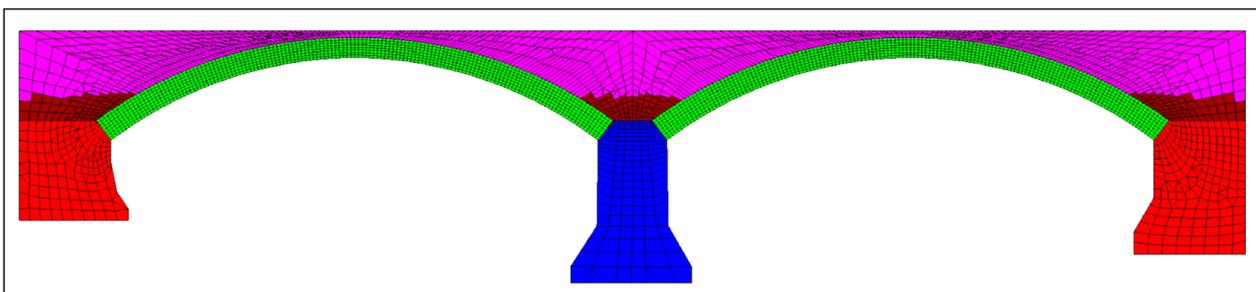


Bild 32: FE-Modell mit Materialkennzeichnung

Stamfbetonzwickel über den Widerlagern und Pfeilern:

E-Modul: 10.000 N/mm²; $\nu = 0,2$

Widerlager:

E-Modul: 8.000 N/mm²; $\nu = 0,2$

Pfeiler:

E-Modul: 12.000 N/mm²; $\nu = 0,2$

5.5.2 Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen

Die Widerlager sind mit großer Federsteifigkeit gelagert. Der Pfeiler ist an der Sohle nur für Druckkontakt gelagert.

5.5.3 Einwirkungen auf das Brückenbauwerk

Die ständigen Einwirkungen werden über die jeweilige Wichte aufgeprägt.

Als veränderliche Einwirkung wird das Lastmodell LM1 auf den 1 m-Streifen angesetzt. Eine Lastverteilung in Querrichtung soll hier berücksichtigt werden, sodass sich die Tandemachslast von 2 x 120 kN nach Bild 34 verteilt.

Für die mitwirkende Breite:

$$b_m = 0,5 (b_m (S) + b_m (K)) = 0,5 ((1,06 + 1,72) + 4,42) = 3,6 \text{ m}$$

$$q = 240 \text{ kN} / 3,6 \text{ m} = 66,7 \text{ kN}/(1 \text{ m Querrichtung})$$

in Brückenlängsrichtung ergibt sich:

Radlast mit Flächenlast in Querrichtung:

$$q_{RL} = 66,7 \text{ kN} / 0,40 \text{ m} + ((3,6 \text{ m} - 0,80 \text{ m}) \cdot 9 \text{ kN/m}^2) / 3,6$$

$$= 166,75 + 7,0 = 173,75 \text{ kN/m (L=0,4m)}$$

Flächenlast:

$$q_{Fl} = 9,0 \text{ kN/m}$$

5.5.4 Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung

Für jede Laststellung und Teilschritt der Belastung wird die zugehörige Stützlinie ermittelt. Für den maßgebenden Querschnitt (Fuge 15) ist in Bild 35 die Stützlinie für den rechnerischen Bruchzustand bei einer 2,06-fachen Belastung mit dem Lastmodell LM 1 dargestellt.

5.5.5 Nachweis der Bogenkonstruktion

Der Nachweis im GZT ist erfüllt, wenn beim geforderten Lastfaktor für die Verkehrslast kein Versagen eintritt. Der Beanspruchungspfad beinhaltet die ungewollte Lastausmitte von:

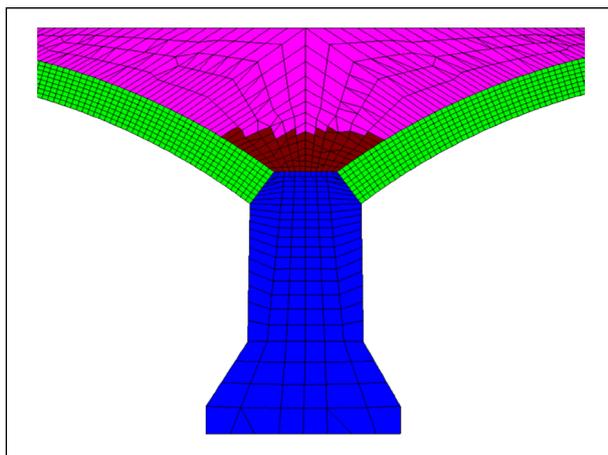


Bild 33: Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min. 6 FE über die Bogendicke)

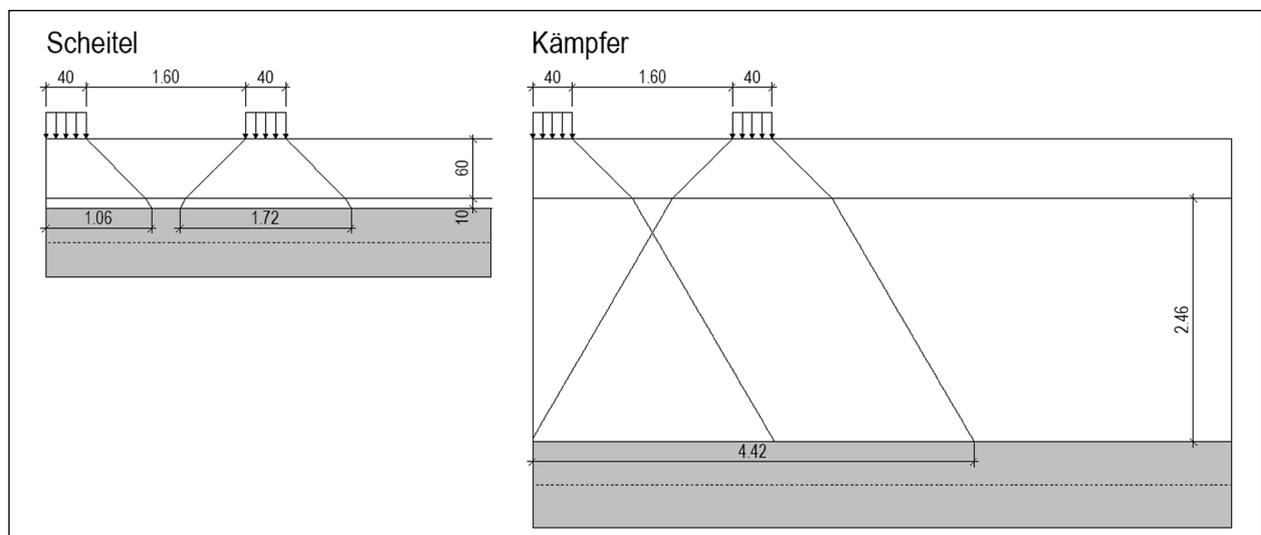


Bild 34: Lastverteilung der Radlasten in Querrichtung

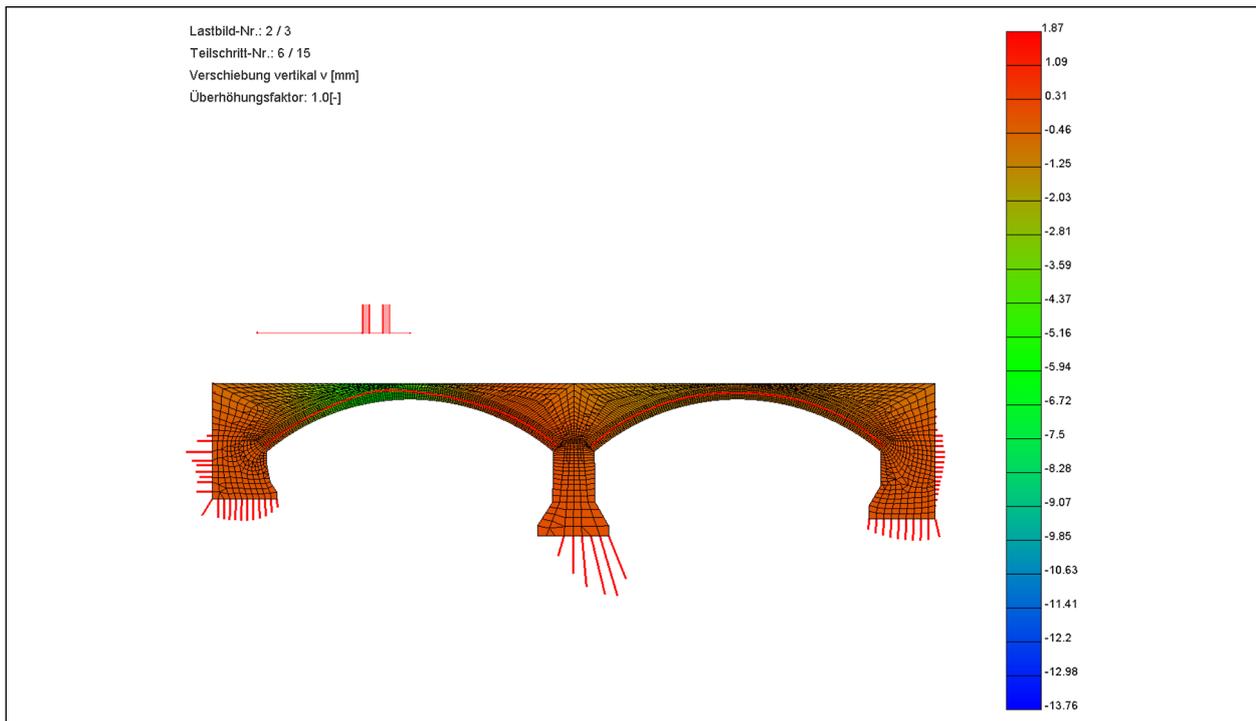


Bild 35: Stützlinie für maßgebende Laststellung

$$e_{init} = L/450 = 17,5/450 = 0,039 \text{ m.}$$

Somit wird der Beanspruchungspfad um $m_{init} = 6 \cdot e_{init} / t = 6 \cdot 0,039 / 0,73 = 0,32$ nach rechts verschoben.

Die Versagenszustände Bruch des Mauerwerk-Querschnitts und Gelenkkettenbildung des Bogens werden berücksichtigt. Der Nachweis im GZG (Auswertung der Verformungen, Risstiefe) wird bei 1,0-facher Einwirkung geführt.

Der Bogenquerschnitt (1 m-Streifen) an der maßgebende Fuge 15 (Bogendicke 0,72 m) kann bei einer Ausmitte $e = 26,5 \text{ cm}$ (bez. Lastausmitte $m = 2,21$) die Normalkraft $N = 1141 \text{ kN}$ aufnehmen. Dabei wird berücksichtigt, dass die Ausmitte e mindestens 5 % und maximal 45 % der Bogendicke sein darf.

Die Verkehrslast aus LM1 wird bis zum Fünffachen ($\gamma_{rech.} = 5,0$) mit 15 Teilschritten gesteigert; der Bruch entsteht rechnerisch beim Teilschritt 6,19. Damit ergibt sich der Schnittpunkt für den rechnerischen Bruch von $\gamma_{Bruch} = 6,19/15 \cdot 5,0 = 2,06$. Der Ausnutzungsgrad η der Bogenkonstruktion beträgt somit:

Nachweis GZT:

$$\eta = \gamma_{LM1} / \gamma_{Bruch} = 1,50 / 2,06 = 0,72 < 1,0 \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis GZG:

$$m_L = m_j - m_{init}$$

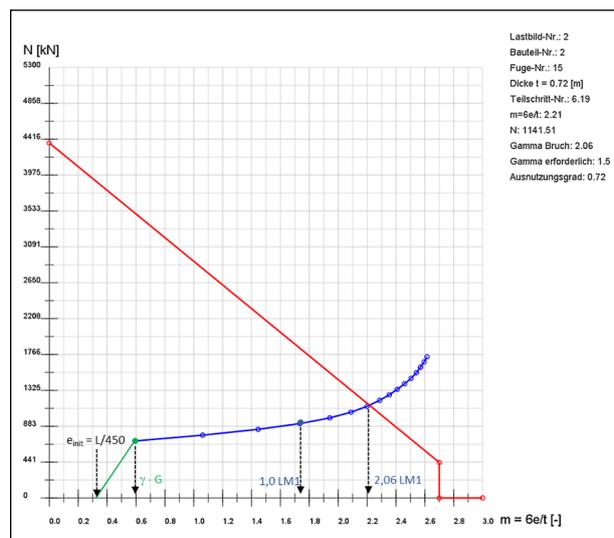


Bild 36: Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit Bemessungs-Traglastkurve

bez. Lastausmitte m_L :

7. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$
 $m_L = 1,72 - 0,32 = 1,40 < 2,0$ Nachweis erfüllt!
8. unter ständigen Einwirkungen
 $m_L = 0,60 - 0,32 = 0,28 < 1,0$ Nachweis erfüllt!

Nachweis GZG (Gesamtmodell):

bez. Lastausmitte m_L :

7. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$
 $m_L = 1,74 - 0,32 = 1,42 < 2,0$ Nachweis erfüllt!
8. unter ständigen Einwirkungen
 $m_L = 1,18 - 0,32 = 0,86 < 1,0$ Nachweis erfüllt!

5.6 Unterlagen

- [5.1] Ingenieurbüro Schulze & Rank Ingenieurgesellschaft mbH, Statische Berechnung, Instandsetzung der Brücke Bw4 über die Zschopau in Wilischthal; 12.04.2012
- [5.2] Materialtechnische Untersuchungen an der Gewölbebrücke über die Zschopau im Zuge der S 231, Bw4 (Wilischthal), SAXOTEST Ing. GmbH, 18.08.2008, Dresden
- [5.3] Zusätzliche materialtechnische Untersuchungen an der Gewölbebrücke über die Zschopau im Zuge der S 231, Bw4 (Wilischthal), SAXOTEST Ing. GmbH, 11.05.2009, Dresden

6 Brücke über die Prießnitz

Die Prießnitzbrücke wurde 1874/75 im Zusammenhang mit dem Bau der Dresdner Albertstadt, einer der damals größten zusammenhängenden Kasernenanlagen Deutschlands, errichtet. Sie wurde nach Carola von Wasa-Holstein-Gottorp (1833-1907), der Gemahlin von König Albert I. und letzten Königin Sachsens, benannt und trägt so, wie auch die erst zwanzig Jahre später errichtete Dresdner Elbebrücke, den Namen Carolabrücke.

Die 77 m lange Brücke überführt die als Hauptachse angelegte Stauffenbergallee (früher Carolala-

lee) über das 20 m tief eingeschnittene Tal der Prießnitz. Die Gewölbebrücke mit drei 14,50 m weit gespannten Bögen wurde aus sächsischem Sandstein gebaut. Hinter den Widerlagern war je ein weiterer Entlastungsbogen mit 8,00 m lichter Weite vorhanden, die von den Flügelmauern verdeckt und in der Ansicht unsichtbar waren.

Die flachgegründeten Pfeiler und Widerlager bestehen aus hammerrechtem Schichten- bis Bruchsteinmauerwerk mit 30 cm dicker Sandstein-Quadervormauerung. Gewölbebögen und Stirnmauern wurden aus Sandstein-Quadmauerwerk errichtet.

6.1 Geometrie

Die Geometrie der Brückenkonstruktion ist Bild 37 zu entnehmen.

6.2 Materialkennwerte Bogen

Aus [6.2] werden die Ergebnisse der Materialprüfung für das Bogenmaterial zusammengefasst:

$$\text{Wichte} \quad \gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{E-Modul Stein} \quad E_{St} = 14.280 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{E-Modul Mörtel:} \quad E_{Mö} = 2100 \cdot f_{Mö}^{0,7}$$

$$E_{Mö} = 2.100 \text{ N/mm}^2$$

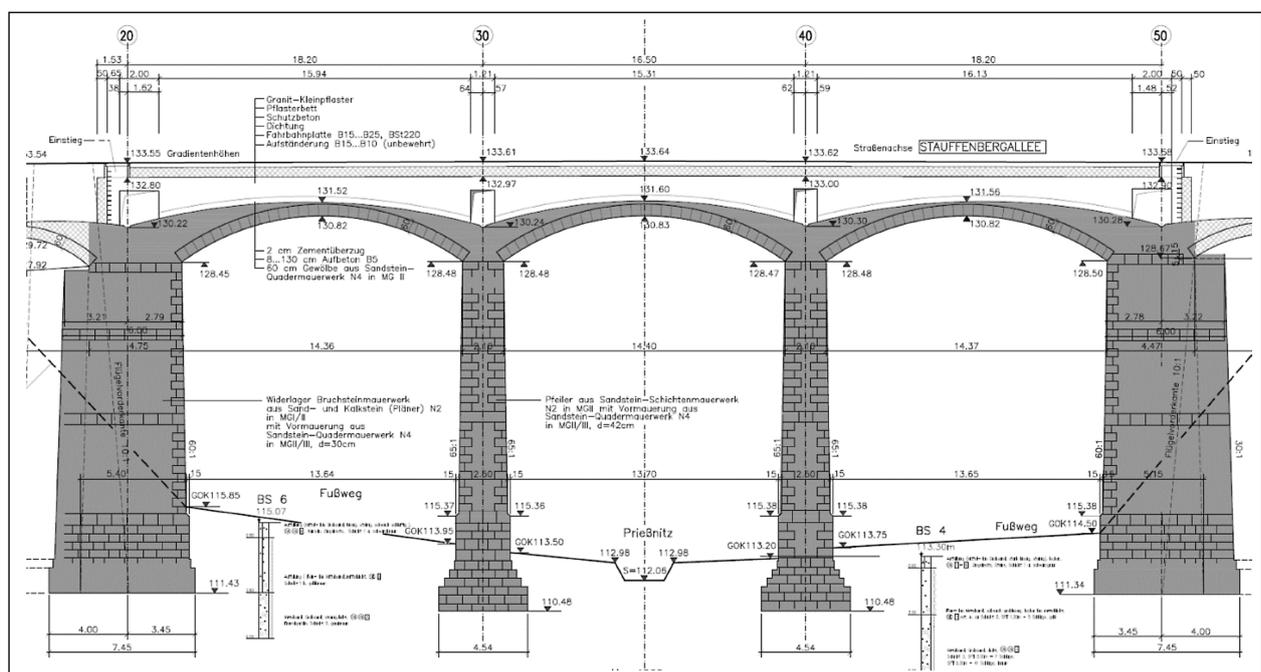


Bild 37: Längsschnitt [6.1]

Nach statistischer Auswertung (Anhang 8, 8.21) folgt:

charakt. Steindruckfestigkeit:

$$f_{D,St,5\%} = 30,76 \text{ N/mm}^2$$

charakt. Stein-Spaltzugfestigkeit (Anhang 3, Bild 71)

$$f_{SZ,St,5\%} = 1,71 \text{ N/mm}^2$$

Die Steinzugfestigkeit wird mit 90 % der Spaltzugfestigkeit ermittelt:

charakt. Steinzugfestigkeit

$$f_{Z,St,5\%} = 0,9 \cdot f_{SZ,St} = 0,9 \cdot 1,71 = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verhältnis } f_{Z,St,5\%} / f_{D,St,5\%} = 1,54 / 30,76 = 5,0\%$$

Im Zuge der statischen Nachweise wird Mauerwerk mit vollfugig vermörtelten Lagerfugen angesetzt.

Charakt. Mörtel-Druckfestigkeit

$$f_{D,M\ddot{o},5\%} = 1,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (MGI)}$$

6.3 Bemessungsfestigkeit vom Bogenmauerwerk unter zentrischer Beanspruchung

Die Bemessungsfestigkeit wird nach Anhang 7, 8.13 ermittelt:

$$f_d = \zeta \cdot f_k / \gamma_M = 0,85 \cdot 11,69 / 1,5 = 6,62 \text{ N/mm}^2 = 6.620 \text{ kN/m}^2$$

$\zeta = 0,85$ (Dauerstandsbeiwert, Unterschied zur kurzzeitigen Versuchsbelastung)

$\gamma_M = 1,5$ (Materialsicherheit)

$$f_k = 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}} + \frac{a \cdot 0,5 \cdot f_{D,St} - 0,5 \cdot f_{D,M\ddot{o}}}{1 + \frac{b \cdot t_F \cdot 0,5 \cdot f_{D,St}}{2 \cdot h_{St} \cdot f_{Z,St}}} =$$

$$0,5 \cdot 1,0 + \frac{1,0 \cdot 0,5 \cdot 30,76 - 0,5 \cdot 1,0}{1 + \frac{2,2 \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot 30,76}{2 \cdot 50 \cdot 1,54}} = 11,69 \text{ N/mm}^2$$

$a = 1$; $b = 2,2$ (Beiwerte für Quadermauerwerk)

$t_F = 1,5 \text{ cm}$ (max. Lagerfugendicke)

$h_{St} = 50 \text{ cm}$ (Steinhöhe)

Bemessungstraglast unter zentrischer Beanspruchung:

bezogen auf einen 1 m-Gewölbestreifen:

$$d_{St} = 0,60 \text{ m: } N_{Rd} = A \cdot f_d = 0,60 \cdot 6.620 = 3.972 \text{ kN}$$

6.4 Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Bemessungs-Tragfähigkeit unter exzentrischer Beanspruchung wird nach Anhang 4, 8.11 aufbereitet. Für die Bogendicke d_{St} wird nach Norm t (Wanddicke) gesetzt.

Für die bezogene Exzentrizität (Ausmitte) m gilt: $m = 6 e/t$. Damit wird die 1. Kernweite mit $m = 1$ und die 2. Kernweite mit $m = 2$ benannt.

Die Traglastkurve ϕ wird nach EC6 beschrieben. Die Ausmitte e der resultierenden Beanspruchung darf im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht größer als $e = 0,45 t$ ($m=2,7$) betragen.

$$\phi = 1 - 2 e/t \text{ bzw. } \phi = 1 - m/3$$

Für den 1 m-Streifen am Querschnitt ($t = 60 \text{ cm}$) ergibt sich folgende Bemessungs-Traglastkurve nach Bild 38.

6.5 Modellbildung für den statischen Nachweis

6.5.1 Vernetzung des Modells mit finiten Elementen

Elastische Kennwerte (Mittelwert) nach Anhang 3, 8.6:

Bogenmauerwerk:

E-Modul

$$E_{MW} = \frac{E_{St}}{1 + \frac{E_{St}}{E_{M\ddot{o}}} \cdot \frac{t}{h_{St}}} = \frac{14.280}{1 + \frac{14.280}{2.100} \cdot \frac{1,5}{50}} = 11.860 \text{ N/mm}^2$$

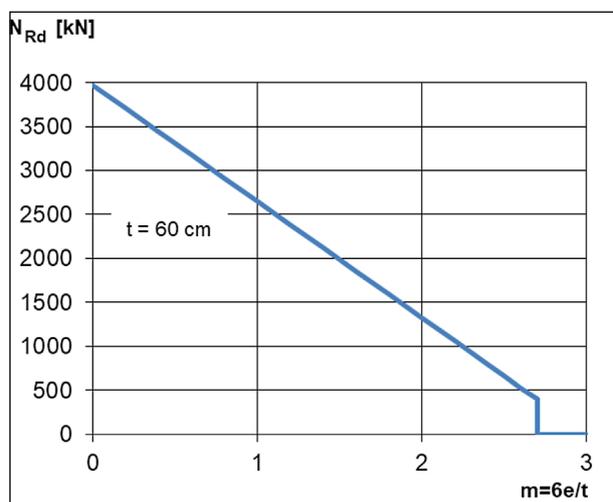


Bild 38: Bemessungs-Traglastkurven für den Bogen mit $t = 60 \text{ cm}$

Querdehnzahl: $\nu = 0,2$

Auffüllung:

E-Modul: 200 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Stamfbetonzwickel über den Widerlagern und Pfeilern:

E-Modul: 10.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Widerlager:

E-Modul: 8.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

Pfeiler:

E-Modul: 12.000 N/mm^2 ; $\nu = 0,2$

6.5.2 Lagerungsbedingungen der Brücke festlegen

Die Widerlager und Pfeiler sind mit großer Federsteifigkeit gelagert.

6.5.3 Einwirkungen auf das Brückenbauwerk

Die ständigen Einwirkungen werden über die jeweilige Wichte aufgebracht.

Als veränderliche Einwirkung wird das Lastmodell LM1 auf den 1 m-Streifen angesetzt. Eine Lastverteilung in Querrichtung soll hier berücksichtigt werden, sodass sich die Tandemachslast von $2 \times 120 \text{ kN}$ nach Bild 40 verteilt.

Für die mitwirkende Breite:

$$b_m = 0,5 (b_m (S) + b_m (K)) = 0,5 (4,2 + 5,62) = 4,91 \text{ m}$$

Auf sicherer Seite liegend wird nur mit einer Lastverteilungsbreite von 3,0 m weiter gerechnet:
 $q = 240 \text{ kN} / 3,0 \text{ m} = 80 \text{ kN}/(1\text{m Querrichtung})$

Querverteilung über Fahrbahnbreite

in Brückenlängsrichtung ergibt sich:

Radlast mit Flächenlast in Querrichtung:

$$q_{RL} = 80 \text{ kN} / 0,40 \text{ m} + ((3,0 \text{ m} - 0,80 \text{ m}) \cdot 9 \text{ kN/m}^2) / 3,0 \\ = 200 + 6,6 = 206,6 \text{ kN/m} (L = 0,4\text{m})$$

Flächenlast:

$$q_{Fl} = 9,0 \text{ kN/m}$$

6.5.4 Ermittlung der Stützlinie im Bogen für jede Laststellung

Für jede Laststellung und Teilschritt der Belastung wird die zugehörige Stützlinie ermittelt. Für den

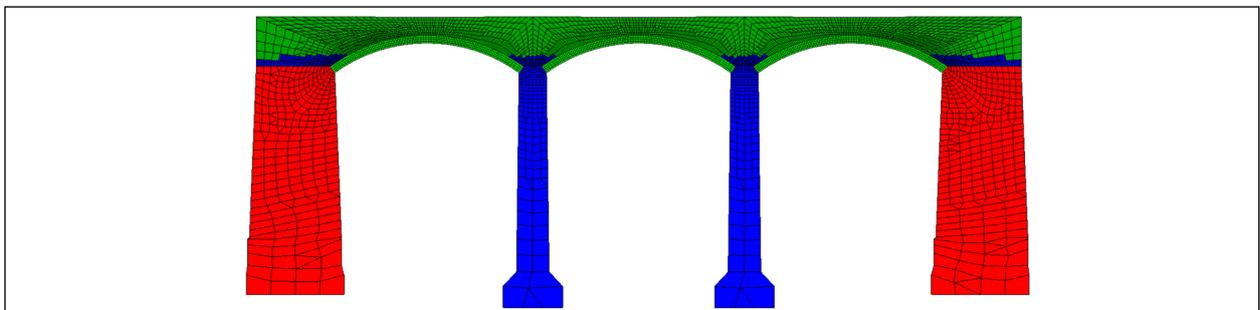


Bild 39: FE-Modell mit Materialkennzeichnung

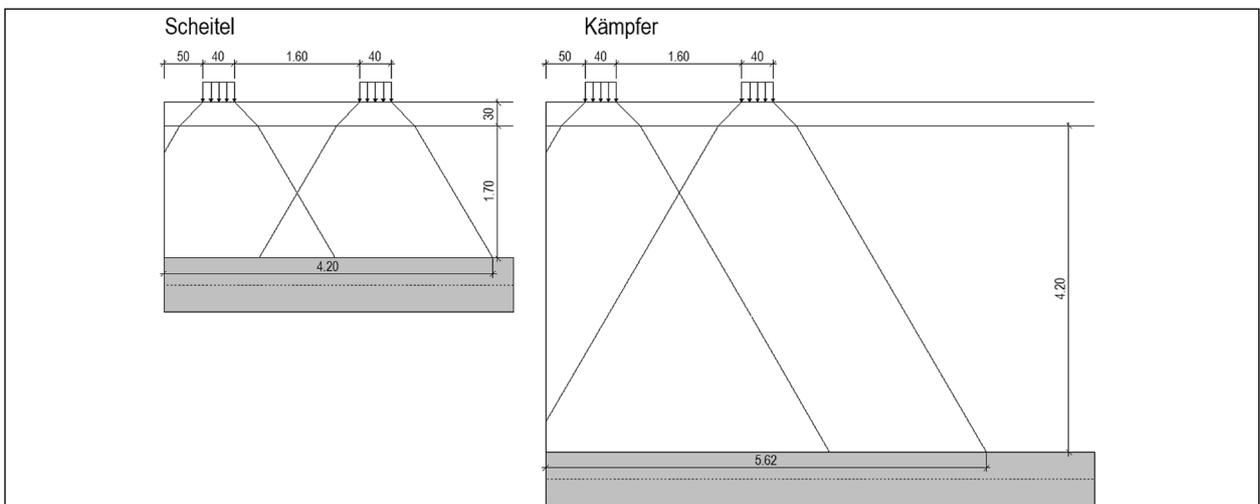


Bild 40: Lastverteilung der Radlasten in Querrichtung

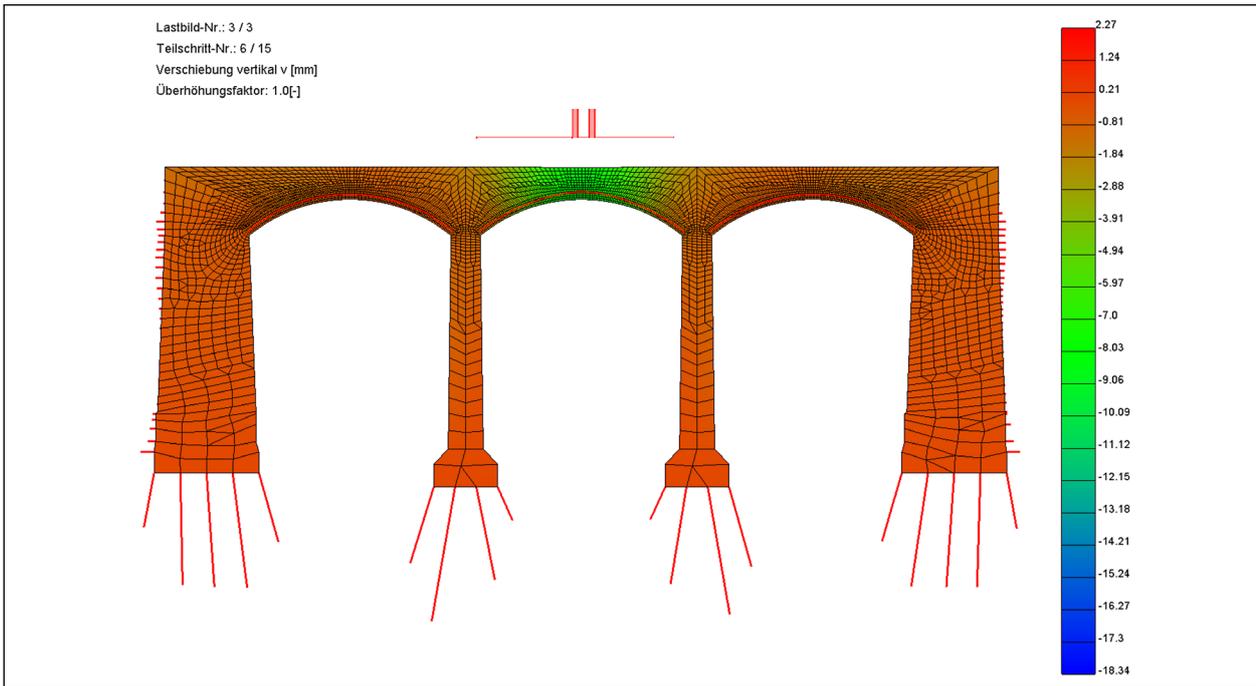


Bild 41: Stützlinie für maßgebende Laststellung

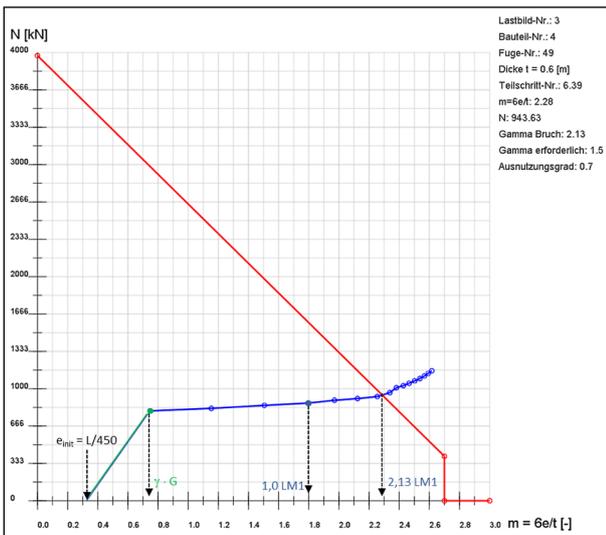


Bild 42: Schnittpunkt Beanspruchungspfad (inkl. ungewollte Ausmitte) mit Bemessungs-Traglastkurve

maßgebenden Querschnitt ist in Bild 41 die Stützlinie für den rechnerischen Bruchzustand bei einer 2,13-fachen Belastung mit dem Lastmodell LM 1 dargestellt.

6.5.5 Nachweis der Bogenkonstruktion

Der Nachweis im GZT ist erfüllt, wenn beim geforderten Lastfaktor für die Verkehrslast kein Versagen eintritt. Der Beanspruchungspfad beinhaltet die ungewollte Lastausmitte von:

$e_{init} = L/450 = 14,7 / 450 = 0,033$ m. Somit wird der Beanspruchungspfad um $m_{init} = 6 \cdot e_{init} / t = 6 \cdot 0,033 / 0,6 = 0,33$ nach rechts verschoben.

Die Versagenszustände Bruch des Mauerwerk-Querschnitts und Gelenkkettenbildung des Bogens werden berücksichtigt. Der Nachweis im GZG (Auswertung der Verformungen, Risstiefe) wird bei 1,0-facher Einwirkung geführt.

Der Bogenquerschnitt (1 m-Streifen) an der maßgebende Fuge 49 (Bogendicke 0,6 m) kann bei einer Ausmitte $e = 21,3$ cm (bez. Lastausmitte $m = 2,13$) die Normalkraft $N = 943$ kN aufnehmen. Dabei wird berücksichtigt, dass die Ausmitte e mindestens 5 % und maximal 45 % der Bogendicke sein darf.

Die Verkehrslast aus LM1 wird bis zum Fünffachen ($\gamma_{rechn.} = 5,0$) mit 15 Teilschritten gesteigert; der Bruch entsteht rechnerisch beim Teilschritt 9,32. Damit ergibt sich der Schnittpunkt für den rechnerischen Bruch von $\gamma_{Bruch} = 6,39/15 \cdot 5,0 = 2,13$. Der Ausnutzungsgrad η der Bogenkonstruktion beträgt somit:

Nachweis GZT:

$$\eta = \gamma_{LM1} / \gamma_{Bruch} = 1,50 / 2,13 = 0,70 < 1,0$$

Nachweis erfüllt!

Nachweis GZG:

$$m_L = m_i - m_{init}$$

bez. Lastausmitte m_L :

9. bei $\gamma_{LM1} = 1,0$

- $m_L = 1,80 - 0,33 = 1,47 < 2,0$ Nachweis erfüllt!
 10. unter ständigen Einwirkungen
 $m_L = 0,74 - 0,33 = 0,41 < 1,0$ Nachweis erfüllt!

Nachweis GZG (Gesamtmodell):
 bez. Lastausmitte m_L :

bei $\gamma_{LM1} = 1,0$

9. $m_L = 1,80 - 0,33 = 1,47 < 2,0$ Nachweis erfüllt!
 10. unter ständigen Einwirkungen
 $m_L = 0,92 - 0,33 = 0,59 < 1,0$ Nachweis erfüllt!

6.6 Unterlagen

- [6.1] Ingenieurbüro BSI Dresden, Unterlagen zum Bauentwurf, 2000, Dresden
 [6.2] Materialtechnische Untersuchungen an der Prießnitzbrücke Dresden, Prüfbericht Bk 1495, 13.12.2001, Prof. Grieger, HTW Dresden

7 Zusammenfassung

Am Beispiel von fünf Gewölbebrücken aus Mauerwerk wurde die Nachrechnungsrichtlinie [1] für den Einsatz aktueller Rechentechnik und dem aktuellen Stand der Normung validiert.

Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

- Geometrie mit verschiedener Spannweite, Stichhöhe, Bogendicke, Kreisbögen mit konstantem und konischem Querschnittsverlauf vom Scheitel bis zum Kämpfer
- Steifigkeit der Bögen mit E-Modul für Mauerwerk
- Steifigkeit der Aufbauten als Auffüllung (Hinterfüllung)
- Laststellungen mit Lastverteilung in Querrichtung (mitwirkende Breite)
- Einwirkung aus Temperatur
- Mauerwerksart: Ziegel- Natursteinmauerwerk
- Mauerwerk verschiedener Festigkeiten
- Bemessungsfestigkeit aus Sicherheitskonzept
- Bemessungs-Tragfähigkeit unter ausmittiger Beanspruchung (Bemessungs-Traglastkurve)

Die Ausnutzungsgrade für die Nachweise wurden dokumentiert:

1. Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)
 - Ausnutzungsgrad für maßgebende Einwirkungskombination
 - Ausweis der Tragreserve für eine mögliche Laststeigerung (faktorisierbare Lastbilder)
2. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
 - Nachweis, dass unter dem 1,0-fachen Lastmodell der Querschnitt rechnerisch nur bis zur Querschnittsmitte aufreißen (klaffen) darf, d. h. Resultierende der Beanspruchung mit Ausmitte bis zur 2. Kernweite ($m \leq 2$)
 - Nachweis, dass unter ständigen Einwirkungen der Querschnitt rechnerisch überdrückt ist, d. h. Resultierende der Beanspruchung mit Ausmitte bis zur 1. Kernweite ($m \leq 1$)

Die Beispielbrücken ließen sich auf Grundlage der ergänzten Nachrechnungsrichtlinie nachweisen, wobei alle geforderten Grenzzustände eingehalten sind.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Teil Mauerwerk, Stand 21.08.2019
- [2] MAUER, S.; ROCKENFELDER, R.: Teilerneuerung der Talbrücke Einsiedelstein. In Brückenbau, 3 (2013)
- [3] WELKER, F.; PURTAK, F.: Instandsetzung der Gewölbebrücke Bw 4 im Zuge der S 231 alt über die Zschopau in Wilischthal. In Konstruktiver Ingenieurbau 2 (2017)
- [4] SIMCHEN, P.; PURTAK, F.; HIRCHE, J.: Umbau einer denkmalgeschützten Sandstein-Gewölbebrücke. In Konstruktiver Ingenieurbau 2 (2017)
- [5] PURTAK, F.: Nachweisverfahren zum Erhalt des gemauerten Chemnitztal-Viaduktes, Ernst & Sohn, Bautechnik 07/2019
- [6] PURTAK, F.; HIRSCH, U.: Gewölbebrücken aus Natursteinmauerwerk – Entwicklung eines Berechnungsverfahrens zum statischen Nachweis von Gewölbebrücken unter Ausnutzung der räumlichen Tragwirkung. For-

- schungsvorhaben Nr. IW061178, Schlussbericht 05/2010
- [7] PURTAK, F.; GEIßLER, K.: Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk. Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Bogenbrücken. Forschungsvorhaben Nr. KU 0425001KAT2, Dresden, Schlussbericht 2006
- [8] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010,NA-Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin 2010
- [9] DIN EN 1996-1-1/NA: 2010 bzw. 2012(NA) Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung
- [10] TW Brücke: Berechnungssoftware für den Nachweis von Bogenkonstruktionen, Tragwerk Software, Dresden, 2020
- [11] DB Richtlinie 805: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken. DB Netz AG, 2010-12
- [12] DIN EN 1996-1-1/NA: 2010 bzw. 2012(NA) Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung
- [13] RÄCK, BLUMENTRITT, KÖNIG: Skript Federelemente zur Stützung von Bögen, 2015
- [14] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken, 2003
- [15] DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [16] DIN 1055 – 100: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100, Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. März 2001
- [17] Universität Duisburg-Essen - Institut für Grundbau und Bodenmechanik: Geotechnik 1; Spannungen im Boden, Spannungen unter begrenzter Auflast, Formänderung und Konsolidierung
- [18] HIRSCH, U.: Nachweiskonzept für Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk, Masterarbeit HTW Dresden, 2007
- [19] PURTAK, F.; HIRSCH, U.: Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk. In: Mauerwerk-Kalender 2011, Ernst & Sohn, Berlin
- [20] GRÖSCHKE, T.: Maßgebende Einwirkungen auf Bogentragwerke für Brücken aus Quadermauerwerk für beliebige Geometrien infolge Normallasten. Diplomarbeit, Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden (FH), Fachbereich Bauingenieurwesen/Architektur, 2004
- [21] PIETSCH, H.: Zur Frage der Beanspruchung aus Temperatur in massiven Gewölbebrücken, Dissertation, Hochschule für Verkehrswesen Friedrich List Dresden, Fakultät für Verkehrswesen, 1961
- [22] mb-Software AEC Software GmbH, Kaiserslautern, 2020
- [23] PROSKE, D.; LIEBERWIRTH, P.; VAN GELDER, P.: Sicherheitsbeurteilung historischer Bogenbrücken. Sonderdruck zum 16. Dresdner Brückenbausymposium, Dirk Proske Verlag, Dresden 2006
- [24] BOTHE, E.; HENNING, J.; CURBACH, M.; BÖSCHE, T.; PROSKE, D.: Nichtlineare Berechnung alter Bogenbrücken auf der Grundlage neuer Vorschriften, Beton- und Stahlbetonbau 99, 2004, Heft 4, Seite 289-294
- [25] BERNDT, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesene Strukturen aus Elbsandstein. In: Bautechnik 73, Heft 4, 1996
- [26] INTERNATIONALER EISENBAHNVERBAND: UIC-Kodex 778-3, Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton, 1995
- [27] SCHUBERT, P.: E-Moduln von Mauerwerk in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit des Mauerwerks, der Mauersteine und des Mauer Mörtels. Mauerwerk-Kalender 1985, Ernst und Sohn, Berlin

- [28] HOLZER, S. M.: Statische Beurteilung historischer Tragwerke. Band 1 Mauerwerkskonstruktionen. Ernst & Sohn, 2013, Berlin
- [29] PURTAK, F.: Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein. Dissertation, TU Dresden, 2001
- [30] SCHUBERT, P.: Eigenschaften von Mauerwerk, Mauersteinen und des Mauer Mörtel. Mauerwerk-Kalender 2000, Ernst und Sohn, Berlin
- [31] HUSTER, U.: Tragverhalten von einschaligem Natursteinmauerwerk unter zentrische Druckbeanspruchung. Kassel: Universität Gesamthochschule Kassel, Fachbereich 14, Dissertation, 2000
- [32] OHLER, A.: Zur Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung der mehrachsigen Spannungszustände in Stein und Mörtel. In Bautechnik 5 (1986)
- [33] PÖSCHEL, G.; SABHA, A.: Ein theoretisches Modell zum Tragverhalten von Elbsandsteinmauerwerk. In: Jb. 1993 SFB 315, S. 111-117
- [34] SABHA, A; WEIGERT, W.: Einfluß der Steinhöhe auf das Tragverhalten einschaligen Mauerwerks. In: Jb. 1995 SFB 315, S. 249-260
- [35] DIN 1053: Mauerwerk Teil 1: Berechnung und Ausführung, November 1996
- [36] Ansys Corporation, Canonsburg, 2020
- [37] PURTAK, F.; HIRSCH, U.: Nachweisverfahren für Brücken aus Natursteinmauerwerk. Mauerwerkskalender 2011, Ernst & Sohn, Berlin, 2011
- [38] HIRSCH, U.: Tragfähigkeitsuntersuchungen von Quadermauerwerk zur statischen Beurteilung von Bogenbrücken. Diplomarbeit, Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden (FH), Fachbereich Bauingenieurwesen/Architektur, 2004

Bilder

- Bild 1 a) Bemessungs-Traglastkurven Nrd in [kN/1m-Gewölbbestreifen] für Bogendicke $t = 50$ bis 70 cm; b) Geglättete Bemessungs-Traglastkurve Nrd für Bogendicke $t = 65$ cm
- Bild 2 Diskontinuumsmodell eines Bogens, Berücksichtigung der Strukturnichtlinearität (überhöht)
- Bild 3 Talbrücke Höllenbach, Baujahr 1938 (Archivbild)
- Bild 4 Talbrücke Höllenbach, 2008 (© A.Savin, WikiCommons, CC-BY-SA 3.0)
- Bild 5 Geometrie Talbrücke Höllenbach (Archiv)
- Bild 6 Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen
- Bild 7 FE-Modell mit Materialkennzeichnung
- Bild 8 FE-Modell mit Materialkennzeichnung
- Bild 9 Auflagerkräfte für maßgebende Laststellung
- Bild 10 Stützlinie für maßgebende Laststellung Bogen 4
- Bild 11 Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit Bemessungs-Traglastkurve
- Bild 12 Draufsicht und Längsschnitt des Gesamtbauwerks (© Landesbetrieb Straßenbau NRW)
- Bild 13 Querschnitt im Bogenscheitel nach Erneuerung der Fahrbahnplatte (© Landesbetrieb Straßenbau NRW)
- Bild 14 Bemessungs-Traglastkurven für den konischen Bogen
- Bild 15 FE-Modell mit Materialkennzeichnung
- Bild 16 Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min. 6 FE über die Bogendicke)
- Bild 17 Brückenquerschnitt mit Nachweisquerschnitt und Einzellasten [2]
- Bild 18 Stützlinie für maßgebende Laststellung
- Bild 19 Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit Bemessungs-Traglastkurve
- Bild 20 Längsschnitt [4.1]

- Bild 21 Ansicht freigelegter Bogen, Draufsicht
Randbereich [4.2]
- Bild 22 Stoßfugen teilweise offen [4.2]
- Bild 23 Bemessungs-Traglastkurven für den
konischen Bogen
- Bild 24 FE-Modell mit Materialkennzeichnung
- Bild 25 Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min.
6 FE über die Bogendicke)
- Bild 26 Lastverteilung der Radlasten in Quer-
richtung
- Bild 27 Stützlinie für maßgebende Laststellung
- Bild 28 Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit
Bemessungs-Traglastkurve
- Bild 29 Längsschnitt [5.1]
- Bild 30 Regel-Querschnitt Alt- und Neubau [5.1]
- Bild 31 Bemessungs-Traglastkurven für den
konischen Bogen
- Bild 32 FE-Modell mit Materialkennzeichnung
- Bild 33 Netzfeinheit im Bogen (empfohlen min.
6 FE über die Bogendicke)
- Bild 34 Lastverteilung der Radlasten in Quer-
richtung
- Bild 35 Stützlinie für maßgebende Laststellung
- Bild 36 Schnittpunkt Beanspruchungspfad mit
Bemessungs-Traglastkurve
- Bild 37 Längsschnitt [6.1]
- Bild 38 Bemessungs-Traglastkurven für den
Bogen mit $t = 60$ cm
- Bild 39 FE-Modell mit Materialkennzeichnung
- Bild 40 Lastverteilung der Radlasten in Quer-
richtung
- Bild 41 Stützlinie für maßgebende Laststellung
- Bild 42 Schnittpunkt Beanspruchungspfad (inkl.
ungewollte Ausmitte) mit Bemessungs-
Traglastkurve

Tabellen

- Tab. 1 Berechnungsmodelle (Auswahl)

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2017

B 135: Wirksamkeit automatischer Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Kohl, Kammerer, Leucker, Leismann, Mühlberger, Gast
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 136: HANV als Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-1-Schäden

Stranghöner, Lorenz, Raake, Straube †, Knauff
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 137: Verstärkung von Stahlbrücken mit hochfestem Beton

Mansperger, Lehmann, Hofmann, Krüger, Lehmann € 14,50

B 138: Rückhaltesysteme auf Brücken – Einwirkungen aus Fahrzeuganprall und Einsatz von Schutzeinrichtungen auf Bauwerken

Mayer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 139: Unterstützung der Bauwerksprüfung durch innovative digitale Bildauswertung – Pilotstudie

Sperber, Gößmann, Reget, Müller, Nolden, Köhler, Kremkau € 16,50

B 140: Untersuchungen zum Beulnachweis nach DIN EN 1993-1-5

U. Kuhlmann, Chr. Schmidt-Rasche, J. Frickel, V. Pourostad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 141: Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln

Moormann, Buhmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 142: Einsatz von offenporigen Belägen in Einhausungs- und Tunnelbauwerken

Baltzer, Riepe, Zimmermann, Meyer, Brungsberg, Mayer, Brennberger, Jung, Oeser, Meyer, Koch, Wienecke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2018

B 143: Analyse des menschlichen Verhaltens bei Aktivierung von stationären Brandbekämpfungsanlagen in Straßentunneln

Mühlberger, Gast, Plab, Probst € 15,50

B 144: Nachrechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke

Neumann, Brauer € 16,50

B 145: 8. BAST-Tunnelsymposium vom 6. Juni 2018 in der Bundesanstalt für Straßenwesen Bergisch Gladbach – Tagungsband

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2019

B 147: Vorbereitung von Großversuchen an Stützkonstruktionen aus Gabionen

Blosfeld, Schreck, Decker, Wawrzyniak
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2020

B 146: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden

Paschen, Dürrer, Gronau, Rentmeister
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 148: Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Maurer, Bettin
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 149: Untersuchungen zum Einfluss von Modellparametern auf die Lebensdauerprognose für Brückenbauwerke

Keßler, Gehlen € 16,00

B 150: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze

Hegger, Herbrand, Adam, Maurer, Gleich, Stuppak, Fischer, Schramm, Scheufler, Zilch, Tecusan
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 151: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit von dauerüberwachten Bestandsbrücken

Ralbovsky, Prammer, Lachinger, Vorwagner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 152: Bemessung von Kopfbolzendübeln in Randlage unter Vermeidung eines Versagens infolge Herausziehens

Kuhlmann, Stempniewski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 153: Kanalbrücke Berkenthin mit temperierter Fahrbahn – Pilotprojekt

Eilers, Friedrich, Quaas, Rogalski € 15,00

B 154: Korrosionsschutz von Brückenseilen – Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern

Friedrich € 9,00

B 155: Innovativer und nachhaltiger Ersatzneubau von Betonbrücken

Wirker, Donner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 156: Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Monitoringmaßnahmen – Entwicklung eines Konzepts für die Analyse von Nutzen und Kosten

Schubert, Faber, Betz, Straub, Niemeier, Ziegler, Walther, Majka
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 157: 9. BAST-Tunnelsymposium – Tagungsband

€ 16,00

B 158: Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags

Friedrich, Eilers, Quaas, Robrecht, Schamne, Staack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 159: Lebenszyklusmanagement für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur – Entwicklung eines verkehrsträgerübergreifenden, indikatorgestützten Systems

Lehardt, Seiler, Gerdas € 15,50

2021

B 160: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke – Datenerfassungsstrategien und Datenanalyse für intelligente Kalottenlager

Butz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 161: Lagerwege von Brücken

Butz, Mack, Krawtschuk, Maldonado

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 162: Druckgurtanschluss in Hohlkastenbrücken – Ingenieurmodelle zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Tragfähigkeit

Müller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 163: Dauerüberwachung von Bestandsbrücken – Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen

Hindersmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 164: Intelligente Bauwerke – Verfahren zur Auswertung, Verifizierung und Aufbereitung von Messdaten

Kleinert, Sawo

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 165: Reaktions- und Wiederherstellungsprozess für die Straßeninfrastruktur nach disruptiven Ereignissen

Deublein, Roth, Bruns, Zulauf

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 166: Verfahren und Modelle zur Quantifizierung der Verfügbarkeit und Sicherheit von Elementen der Straßeninfrastruktur bei außergewöhnlichen Ereignissen

Finger, Stolz, Fischer, Hasenstein, Rinder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 167: Erfahrungssammlung zu Fahrbahnübergängen aus Polyurethan

Staeck, Eilers

€ 15,50

B 168: Digitales Testfeld Autobahn – Intelligente Brücke Messtechnische Erfassung von Verkehrsdaten auf der Basis von instrumentierten Fahrbahnübergängen

Rill

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 169: Entwicklung von Bemessungshilfen für bestehende Stahlbetonkragarme auf Basis nichtlinearer Berechnungen

Neumann, Brauer

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 170: Feuerverzinken als dauerhafter Korrosionsschutz für Stahlverbundbrücken – Praxisbericht zum Pilotprojekt

Ansorge, Franz, Düren-Rost, Friedrich, Huckshold, Lebelt, Rademacher, Ungermann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 171: Bauwerksprüfung gemäß DIN 1076 – Unterstützung durch (halb-) automatisierte Bildauswertung durch UAV (Unmanned Aerial Vehicles – Unbemannte Fluggeräte)

Morgenthal, Rodehorst, Hallermann, Debus, Benz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 172: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken – Erfassung von Spannungszuständen in Spannbetonversuchsträgern mit Ultraschallsensoren

Niederleithinger, Werner, Galindo, Casares, Bertschat, Mierschke, Wang, Wiggenhauser

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 173: Vermeidung chloridinduzierter Korrosion in Tunnelinnenschalen aus Stahlbeton

Rudolph, Orgass, Schneider, Lorenz, Reichel, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2022

B 174: Kunststoffabdichtungen unter Brückenbelägen

Dudenhöfer, Rückert

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

B 175: Statische Vergleichsberechnung von gemauerten Gewölbebrücken zur Validierung des Entwurfs der neuen Nachrechnungsrichtlinie (Mauerwerk)

Purtak, Möbius

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.