

Ein Traglastverfahren für den statischen Nachweis von Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk

Dr.-Ing. Frank Purtak

Trag Werk Ingenieure, Dresden, Deutschland

Summary

Das Hauptanliegen von Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Bogenbrücken besteht darin, die meist historisch wertvolle und auch robuste Bausubstanz hinsichtlich ihrer Belastbarkeit möglichst realitätsnah einzuschätzen, um deren Erhalt durch kostengünstige Sanierung zu unterstützen.

Dazu wird am Beispiel einer Natursteinbogenbrücke aus Quadermauerwerk eine neue Methode auf Basis von Traglastkurven mit dem sogenannten „Entkoppelten Diskontinuumsmodell“ hergeleitet.

- Mit den zugrunde liegenden Traglastkurvenscharen lassen sich für häufig vorkommendes Natursteinmauerwerk unter Berücksichtigung der realen Geometrie- und Materialparameter die Querschnittstragfähigkeiten ablesen. Die Traglasten sind am Mikromodell mit den nichtlinearen Materialeigenschaften ermittelbar. Für die Steine wird das Bruchmodell nach Mohr-Coulomb und bei Annahme von plastischen Eigenschaften für den Mörtel das Fließmodell nach Drucker-Prager angewendet.
- Die Beanspruchung der Bogenkonstruktion wird über die Berechnung der Stützlinie als Beanspruchungspfad des maßgebenden Querschnitts dargestellt.
- Der Schnittpunkt von Beanspruchungspfad und Bemessungstraglastkurve ergibt im Vergleich zum Sicherheitsindex den Ausnutzungsgrad der Konstruktion.

Die rechnerischen Bruchlasten nach dem „Entkoppelten Diskontinuumsmodell“ und experimentelle Versuche an Bogentragwerken im Maßstab 1:1 zeigen eine gute Übereinstimmung.

Keywords

Bogenbrücken, Stützlinie, Querschnittstragfähigkeit, Traglastkurven, Traglastversuche

1. Einleitung

Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk zählen zu den ältesten noch in voller Funktion befindlichen Tragwerken innerhalb von Straßen- und Schienenwegen. Der Bestand an gemauerten Eisenbahnbrücken in Europa wird nach [1] auf ca. 70.000 geschätzt. Zur Anzahl der europäischen Straßenbrücken gibt es auch für größere Spannweiten (Fig. 1a-d) kaum Angaben, da die Straßenbauverwaltungen dezentral organisiert sind.



Fig. 1a: Albertbrücke in Dresden bei Hochwasser



Fig. 1b: Moldaubrücke in Prag



Fig. 1c: Straßenbrücke in Zürich



Fig. 1d: Straßenbrücke in Linz

Bei der Nachrechnung dieser Bauwerke werden Bewertungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf der Basis heute gültiger Lastansätze und Berechnungsvorschriften gefordert. Die aktuellen Hilfsmittel der Tragwerksbemessung sind inzwischen recht vielfältig und erlauben dem Ingenieur, sowohl geometrisch als auch physikalisch nichtlineare Bauwerkeigenschaften zu berücksichtigen. Die verfügbaren Normen zum Nachweis ausreichender Tragfähigkeit gestatten leider nur eine pauschale Bewertung der Widerstandsgrößen. Insofern besteht ein merkliches Defizit zwischen den Möglichkeiten der mechanischen Modellierung und den verfügbaren Sicherheitsnachweisen.

Das nachfolgend dargestellte, zuverlässigkeitstheoretisch unteretzte Traglastverfahren soll auf Grundlage verfügbarer Traglastkurvenscharen eine realitätsnahe und übersichtliche Berechnung mit Hilfe des „Entkoppelten Diskontinuumsmodells“ ermöglichen. Es setzt eine möglichst genaue Kenntnis der wesentlichen Bauwerkparameter (Geometrie, Festigkeitskennwerte) und eine Analyse des Tragwerkszustandes voraus. Ein Schwerpunkt bildet die Berechnung der Mauerwerktragfähigkeit für real vorkommende Geometrie- und Festigkeitskennwerte, welche in Form von Traglastkurven allgemeingültig aufbereitet sind.

2. Ermittlung der Beanspruchungen für die Tragkonstruktion

2.1 Einwirkungen

Die charakteristischen Werte des Normlastbildes nach Eurocode 1 [2] bzw. entsprechend DIN-Fachbericht 101 [3] werden als 98 %-Fraktile interpretiert. Beispielsweise entspricht für Straßenbrücken die Radlast von 120 kN dem theoretischen mittleren 50-Jahreswert. Dies entspricht zwar nicht exakt der Herleitung der Verkehrslastbilder des Eurocode 1-3 für den Brückenbau, ist aber konsistent mit den üblichen Regelungen zur Definition von Verkehrslasten als 50-Jahreswerte, s. a. DIN 1055-100 [4]. Die Schwingbeiwerte sind für Straßenbrücken in den Lastansätzen für die Vertikallasten bereits enthalten, für Eisenbahnbrücken hingegen zusätzlich zu berücksichtigen.

Die statistischen Kennwerte für die Verkehrslasten aus Straßen- und Eisenbahnverkehr lassen sich durch Extremwertverteilungen gut ausdrücken. Die Kennwerte fließen zusammen mit dem Ziel-Sicherheitsindex nach DIN 1055-100 in die probabilistischen Berechnungen zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte [5] ein.

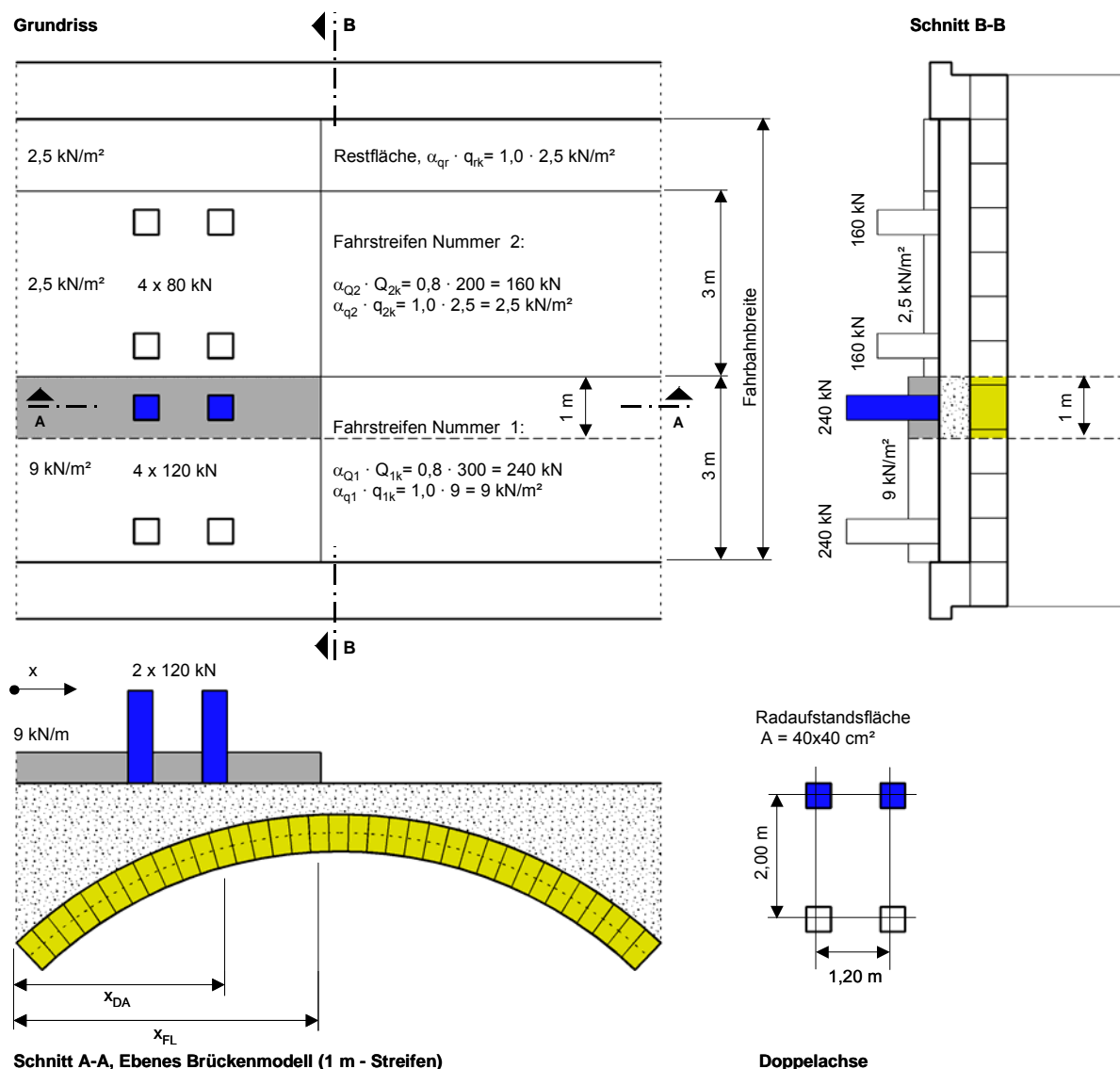


Fig. 2: Lastmodell 1 nach DIN Fachbericht 101 [3]

2.2 Berechnung der Bogenkonstruktion als Diskontinuum

Die Berechnung der Tragfähigkeit des Natursteinmauerwerks mit Hilfe des „Entkoppelten Diskontinuumsmodells“ basiert auf der realen Berücksichtigung von Steinen und Fugen. Die Modellierung der Konstruktion geschieht mit Scheibenelementen im ebenen Verzerrungszustand und die Simulation der Fugenbereiche mit Kontaktelementen, die nur Druckkräfte und Coulomb'sche Reibungskräfte jedoch keine Zugspannungen zulassen.

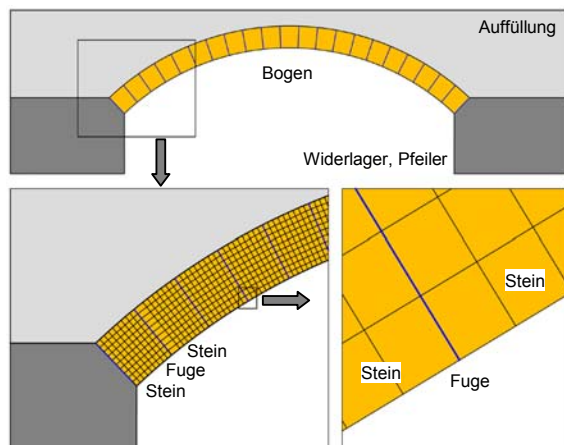
Die im Berechnungsmodell vorgenommene Vereinfachung sieht eine Reduzierung des Gewölbetragswerks auf einen ebenen 1 m breiten Bogenquerschnitt vor (Fig. 2). Wesentlich bei der Berechnung am maßgebenden Meterstreifen ist die realitätsnahe Erfassung der Lastverteilung insbesondere von Einzellasten in Querrichtung des Bogens. Unter Belastung stellt sich die „Stützlinie“ mit den „klaffenden Fugen“ automatisch ein. Für die Steine wird das Bruchmodell nach Mohr-Coulomb und bei Annahme von plastischen Eigenschaften für den Mörtel das Fließmodell nach Drucker-Prager angewendet. Die Versagenslast des Bogens wird am Gesamtsystem für die Hypothesen Steinversagen oder Gelenkkettenbildung berechnet. Der Vergleich mit der Normlast zeigt die entsprechende Tragsicherheit. Für jede Laststellung der Verkehrslast und Lastkombination ist eine eigene Berechnung notwendig, da das Superpositions-gesetz aufgrund der Nichtlinearitäten nicht anwendbar ist.

Beim nachfolgend dargestellten „Entkoppelten Diskontinuumsmodell“ werden Beanspruchung und Beanspruchbarkeit von Bogenbrücken in zwei getrennten FE-Modellen untersucht (Fig. 3):

- Das FE-Modell der Brücke beinhaltet die Mauerwerkssteine und die Möglichkeit des Klaffens der Fugen.
- Die Beanspruchbarkeit des Mauerwerkquerschnitts wird am separaten Mikromodell mit Steinen und Mörtel unter Berücksichtigung der physikalisch nichtlinearen Eigenschaften ermittelt [6]. Für häufig verwendetes Natursteinmauerwerk wurden mit dem FE-Programm ANSYS [7] umfangreiche Traglastkurvenscharen im Ergebnis des Forschungsvorhabens [5] bereitgestellt. Unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte folgen daraus die Bemessungstraglastkurven für den statischen Nachweis.

Mit dem FE-Modell der Brücke lassen sich die Stützlinien aus den verschiedenen Laststellungen der Wanderlasten ermitteln und mit den bereitgestellten Bemessungstraglastkurven vergleichen.

Modell zur Ermittlung der Beanspruchung



Modell zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit

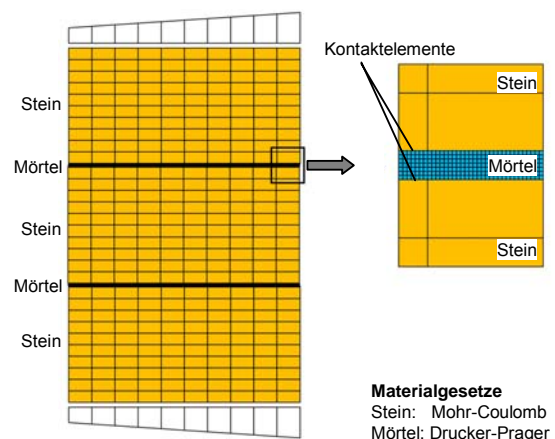


Fig. 3: Prinzip des „Entkoppelten Diskontinuumsmodells“

Laststellung der vertikalen Verkehrslasten

Die möglichst exakte Bestimmung der maßgebenden Laststellung ist besonders bei Tragwerken mit hohem Ausnutzungsgrad von großer Bedeutung. Häufig ist diese Laststellung etwa im Viertelpunkt der Bogenspannweite zu suchen, weil dadurch der zunehmend unsymmetrische Beanspruchungszustand des Bogens zu einem höheren Ausnutzungsgrad führt. Für die „punktförmigen“ Wanderlasten gilt ein Lastverteilungswinkel von z.B. 60°. Die Lastverteilung (Fig. 4) lässt sich beispielsweise gaußförmig mit folgenden Gleichungen nach Boussinesq-Fröhlich [8] ermittelt:

Vertikalspannung:

$$\sigma_y = f \cdot \frac{P}{r} \cdot \cos^{v_k}(\phi)$$

Horizontalspannung:

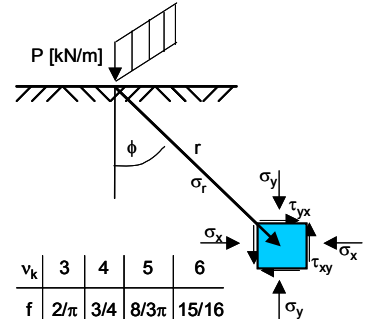
$$\sigma_x = f \cdot \frac{P}{r} \cdot \cos^{v_k-2}(\phi) \cdot \sin^2(\phi)$$

Schubspannungen:

$$\tau_{yx} = f \cdot \frac{P}{r} \cdot \cos^{v_k-1}(\phi) \cdot \sin(\phi)$$

Hauptspannung:

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + 0,5 \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau_{yx}^2}$$



Für die Wanderlast lässt sich nicht vorhersagen, welcher Flächenlastansatz zur maßgebenden Beanspruchung des Bogens führt, weshalb diese z.B. nach Fig. 4 mit Schritt 1 und 2 zu variieren ist. Stichpunktartige Berechnungen ergaben keine nennenswerte Steigerung der Querschnittsauslastung bei variablem Anfangspunkt der Flächenlast.

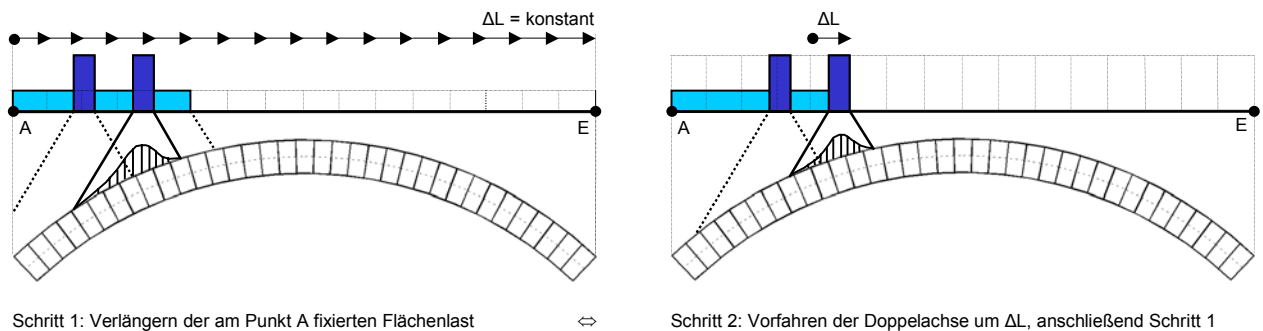


Fig. 4: Schrittweise Lastanordnung LM 1

Ermittlung der Stützlinie

Zur Erfassung und grafischen Darstellung der Stützlinie ist es notwendig, in allen Mauerwerksfugen Integrationen über die Druckspannungsverteilung in Bogendickenrichtung durchzuführen und den jeweiligen Schwerpunkt der Verteilung zu bestimmen, s. Fig. 5. Eine Überprüfung der Stützlinie ist mit Hilfe eines linear-elastischen Stabwerkbogens möglich, solange keine klaffenden Fugen auftreten (Kriterium $m = 6 \cdot e/d \leq 1,0$).

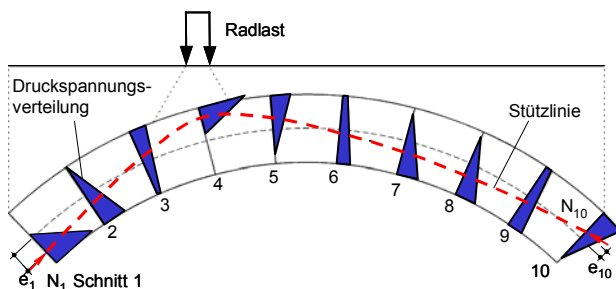


Fig. 5: Prinzip der Ermittlung der Stützlinie

3. Beanspruchbarkeit des Mauerwerks mittels Traglastkurven

Für eine FE-Berechnung auf Basis des „Entkoppelten Diskontinuumsmodells“ ist es erforderlich, die Mauerwerkstragfähigkeit unter Berücksichtigung der Lastexzentrizität zu kennen. Dies kann für bestimmte Steingeometrien und Fugendicken sowie Stein- und Mörtelfestigkeiten über systematisch ermittelte und bereitgestellte Traglastkurven erfolgen. Ein wesentlicher Vorteil der Verwendung von Traglastkurven besteht darin, dass nicht nur die Druckfestigkeit unter zentrischer Lasteinleitung β_R die Berechnungsbasis bildet, sondern für jede Lastausmitte die Tragfähigkeit des realen Mauerwerks zur Verfügung steht.

Derartige Traglastkurven beschreiben die Traglast für bezogene Lastausmitten $m = 6 \cdot e/d$ von $m = 0$ (zentrische Last) bis $m = 3$ (Randlast). Für die Beschreibung des Materialverhaltens von Mörtel wird das elastisch-idealplastische Fließmodell nach Drucker-Prager und für den Naturstein das Bruchmodell nach Mohr-Coulomb verwendet.

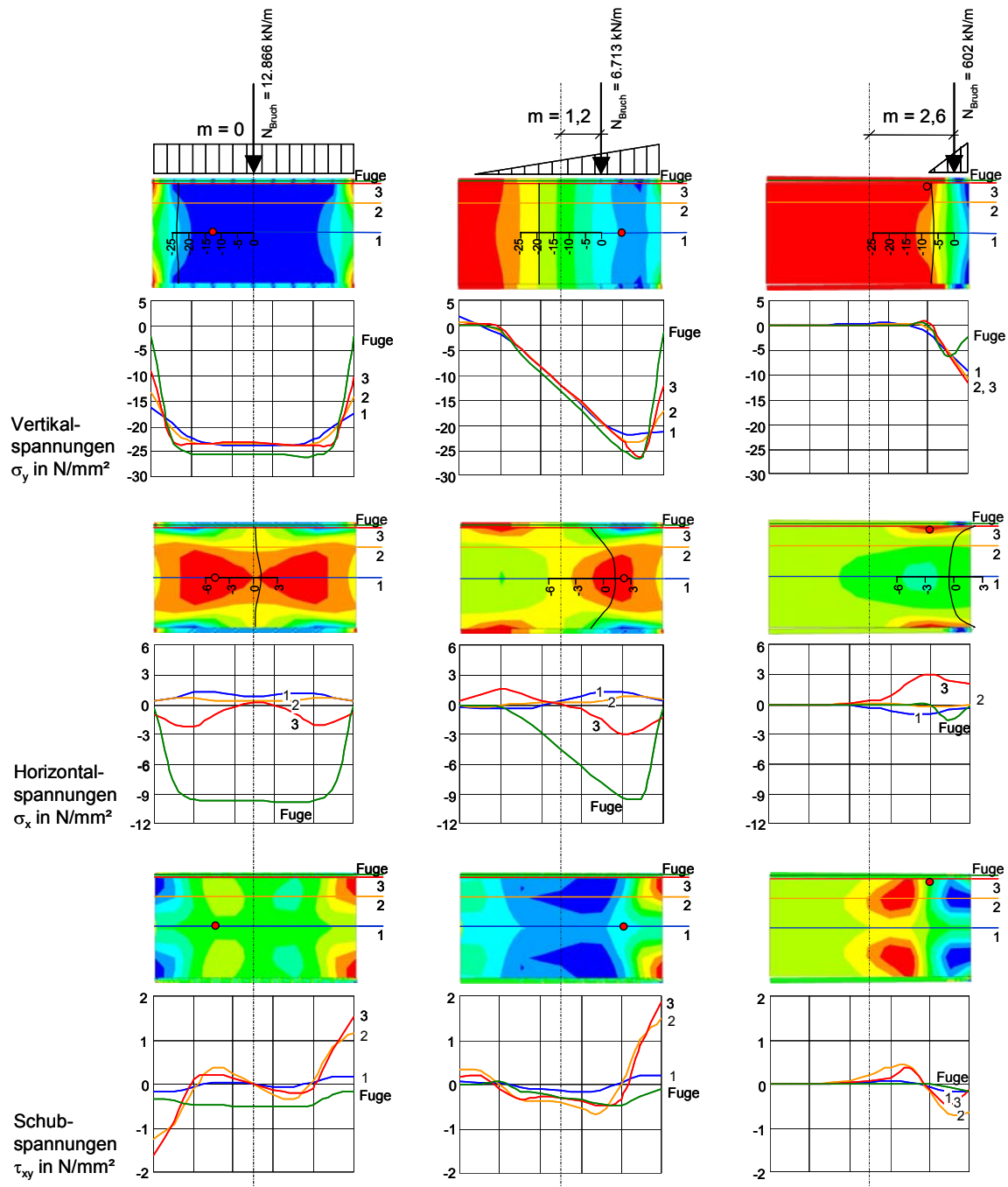
Das Finite-Elemente-Modell beinhaltet Steine und Mörtelfugen, die mit vierknotigen Scheibenelementen für den ebenen Verzerrungszustand vernetzt werden. Damit sind die Verformungen senkrecht zur Scheibenebene behindert, aber der dreiaxiale Spannungszustand in Stein und Mörtel berücksichtigt. Gegenüber dem Stein mit seinem linear-elastischen Materialverhalten muss die Lagerfuge aufgrund des nichtlinearen Materialverhaltens des Mörtels feiner vernetzt werden, da plastisch verformbare Bereiche eine ausreichende Dichte an Integrationspunkten benötigen.

Aufgrund des Plastifizierens des Lagerfugenmörtels und des Einstellens einer klaffenden Fuge bei ausmittigen Lasten ab $m \approx 1,0$ (1. Kernweite) erfährt die Struktursteifigkeit eine nichtlineare Änderung, wodurch ein ebenfalls nichtlinearer Lösungsalgorithmus erforderlich wird. Einen Ansatz für nichtlineare Lösungen beinhaltet das Aufteilen der Last in schrittweise aufzubringende Lastinkremente.

Fig. 6 zeigt beispielhaft die Verläufe der Vertikal-, Horizontal- und Schubspannungen bei Quadermauerwerk. Dargestellt ist ein Vertikalschnitt in Wandmitte mit einem Stein und zugehörigen Lagerfugen. Die Fugenrandbereiche entziehen sich deutlich der Last. Der Mörtel in den Randbereichen erhält Vertikalspannungen in Höhe der einaxialen Mörteldruckfestigkeit. Wird diese bei Laststeigerung überschritten, so verhält sich der Mörtel nach Drucker-Prager ideal-plastisch und lagert die Spannungen auf den inneren Fugenbereich um. Wegen der Vertikalspannung und der Reibung zwischen Stein und Mörtel sowie des größeren Querdehnvermögens des Mörtels baut sich im Inneren der Fuge ein mehraxialer Druckspannungszustand auf und ermöglicht so die Aufnahme von Vertikalspannungen, welche weit über der einaxialen Druckfestigkeit des Mörtels liegen.

Dies ist in den Randbereichen nicht möglich, da dort die Querdehnung des Mörtels nicht in dem Maße behindert ist wie im Fugeninneren. Das beschriebene Verhalten führt mit wachsender Vertikalspannung zu einer zunehmenden Lasteschnürung, welche wiederum zu großen Vertikalspannungen in Wandmitte führt. Somit entsteht mit dem „Versagen“ der Fugenrandbereiche eine anwachsende Teilflächenpressung auf den Stein, woraus Querzugspannungen im Stein folgen. Der Bruchzustand im Stein hängt somit neben der Vertikalspannung wesentlich von den wirkenden Querzugspannungen ab (Bruch im Druck-Zug-Bereich). Als Versagensursache wäre ein Steinriss in Richtung der Lastspur denkbar.

Die Verteilung der Vertikal- und Horizontalspannungen über die Steinhöhe ist jeweils in der Lastresultierenden bei $m = 0$, $m = 1,2$ und $m = 2,6$ angetragen und zur linken Seite ausgeklappt dargestellt. Im Falle des ausmittigen Lastangriffs ist das Aufklaffen der Fuge anhand der Vertikalspannungsverteilung gut zu erkennen. Unter den gewählten Material- und Geometrie-parametern bestimmt für die verschiedenen Lastausmitten Steinversagen in den markierten Punkten die Tragfähigkeit. Bemerkenswert ist die Verteilung der Horizontalspannung im Stein bei der Lastausmitte $m = 2,6$. Hier wechselt, verglichen mit den beiden anderen Lastausmitten, das Vorzeichen der Horizontalspannungen im Bereich der Lastspur. So wandert bei dieser großen Ausmittigkeit der Bruchknoten an den rechten oberen Steinrand und damit in den Zug-Zug-Bereich des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums. Zur Darstellung der Horizontal- und Schubspannungen im Schnitt sei angemerkt, dass diese am vertikalen Steinrand genau Null sein müssten, was aufgrund der extrapolierten Ergebnisse aus der FE-Berechnung nicht berücksichtigt ist.



Geometrie			Material							
d_{St} [cm]	h_{St} [cm]	t [cm]	$\beta_{D,St}$ [N/mm ²]	$\beta_{Z,St}$ [N/mm ²]	$\beta_{D,M6}$ [N/mm ²]	E_{St} [N/mm ²]	E_{M6} [N/mm ²]	μ_{St}	μ_{M6}	
60,0	30,0	1,5	40,0	2,8	2,0	15.000	1.250	0,2	0,2	

Fig. 6: Beispielhafte Spannungsverteilung für Quadermauerwerk $h_{St}/d_{St} = 30/60$ cm

Die Traglast wird maßgeblich beeinflusst von den Materialkennwerten Steindruck- und Steinzugfestigkeit sowie den Geometrieparametern Steinhöhe und Steindicke. Es ist daher naheliegend, eine dreidimensionale Kurvenschar nach Fig. 7 aufzustellen, welche die Traglasten in Abhängigkeit von Steindruck- und -zugfestigkeit sowie der Lastausmitte für eine bestimmte Steindicke enthält. Zwischenwerte lassen sich durch Interpolation gewinnen.

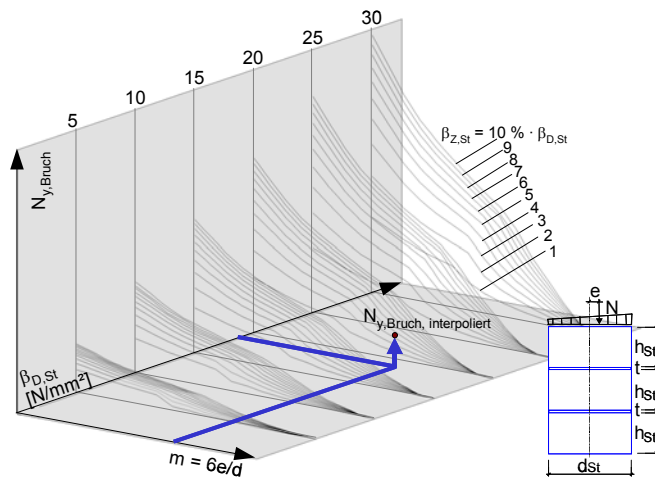


Fig. 7: Traglastkurvenschar in Abhängigkeit von Material- und Geometrieparametern

Für die praktische Nutzung werden die Traglastkurven in ebener Darstellung (Fig. 8) aufbereitet.

Zur Überprüfung der Ergebnisqualität der FE-Berechnungen wurden Versuche [9] an Drei-Stein-Körpern (Kalksandstein: B/L/H = 62,3/34/30 cm; Fugendicke $t = 1,5$ cm) mit jeweils zwei Versuchen für fünf verschiedene Lastausmitten $m = 0; 1,0; 2,0; 2,5; 2,7$ durchgeführt. Die FE-Ergebnisse liegen stets auf sicherer Seite (Tab. 1).

Versuch	Mörteldruckfestigkeit	Steindruckfestigkeit	Steinzugfestigkeit	Bruchlast [kN]	
	$\beta_{D,Mö}$ [N/mm ²]	$\beta_{D,St}$ [N/mm ²]	$\beta_{Z,St}$ [N/mm ²]	FEM	Versuch
$m = 0$	1,54	16,20	1,74	2214	2700
$m = 1,0$	1,30	15,43	1,52	1180	1460
$m = 2,0$	1,96	15,19	1,43	533	703
$m = 2,5$	1,20	16,24	1,61	176	224
$m = 2,7$	0,80	kein Steinversagen		34	80

Tab. 1: Versuchswerte im Vergleich zur FEM

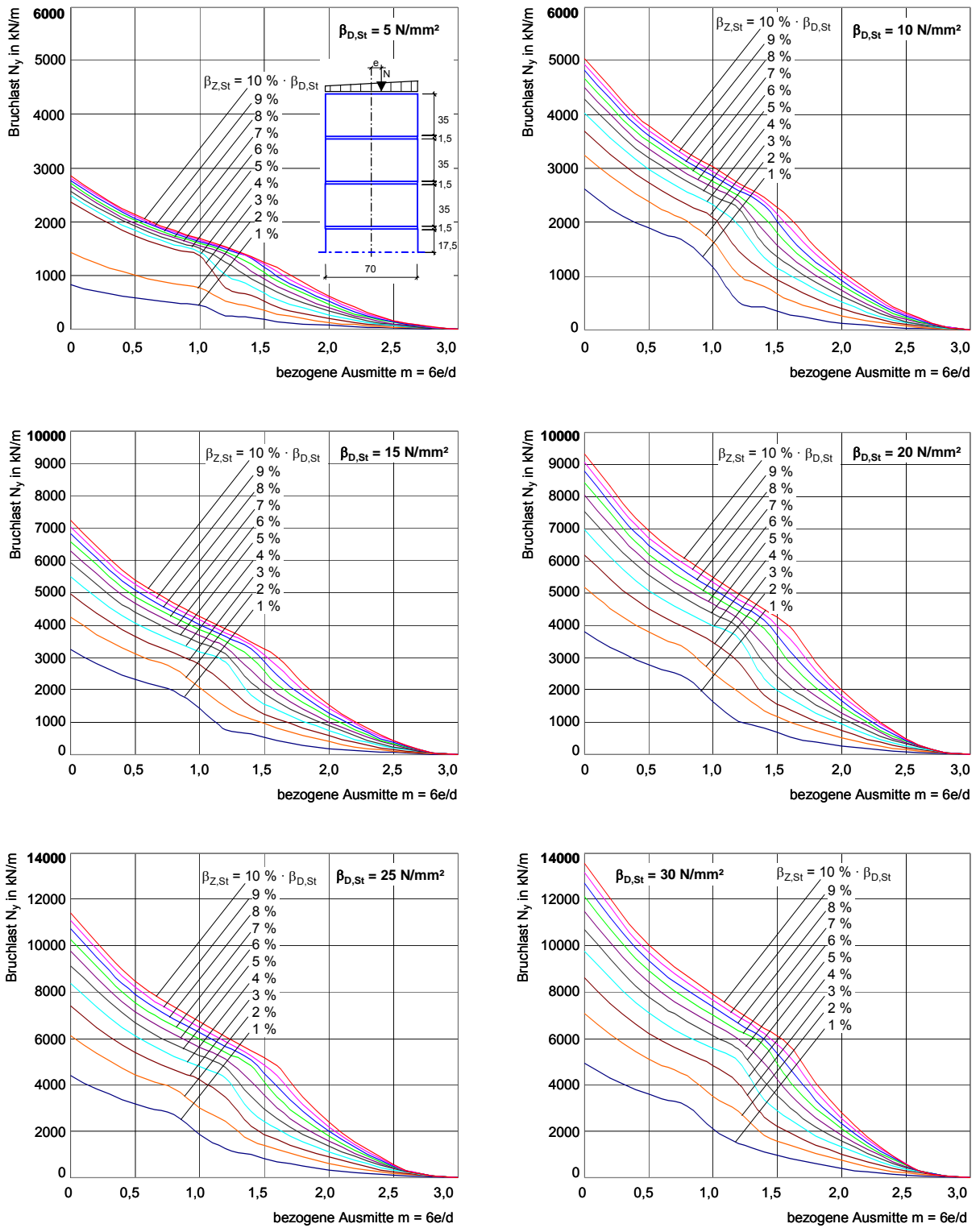


Fig. 8: Traglastkurven in Abhängigkeit von $\beta_{D,St}$ und $\beta_{Z,St}$ für $h_{st}/d_{st} = 35/70\text{cm}$, $t = 1,5\text{ cm}$;
 $\beta_{D,M0} = 2\text{ N/mm}^2$, Schlankheit $\lambda \approx 3,5$

4. Empfohlene Zahlenwerte für Sicherheitsfaktoren

Zum Nachweis der Tragsicherheit wurden mit dem „Entkoppelten Diskontinuumsmodell“ zahlreiche probabilistische Berechnungen mit streuenden Einwirkungen und streuenden Materialparametern durchgeführt [5]. In Tab. 2 sind die einzelnen Teilsicherheitsfaktoren angeführt, mit denen die charakteristischen Werte der Einwirkungen bzw. Materialparameter multipliziert bzw. dividiert werden müssen. Die ermittelten Teilsicherheitsfaktoren basieren auf dem schnittgrößenorientierten Nachweisverfahren:

1. Berechnung der Beanspruchungen am Meterstreifen (Bemessungsschnittgrößen);
2. Ermittlung einer maßgebenden Traglastkurve mit Teilsicherheitsfaktoren (Bemessungstraglastkurve);
3. Vergleich Beanspruchung \leq Beanspruchbarkeit.

Einwirkungsgröße	γ_f	Kommentar
Straßenverkehr (charakt. Wert)	1,30 1,20	Nachrechnungsklassen gemäß DIN 1072; Sonderfahrzeuge nach spezieller Vorgabe
Eisenbahnverkehr (charakt. Wert)	1,30 1,20 1,10	UIC 71 (gemäß Ril 805); Sonderfahrzeuge, Streckenklasse nach spezieller Vorgabe; für alle Zusatzlasten (gemäß Ril 805)
Eigenlasten (Mittelwert)	1,10 0,90	bei ungünstiger Wirkung für die Tragsicherheit bei günstiger Wirkung für die Tragsicherheit
Temperatur (Mittelwert)	1,00	
Widerlager-setzungen (Mittelwert)	1,00	gemäß Baugrundgutachten; bei schadensfreien Bögen mit langer Standzeit ohne Erhöhung setzungsrelevanter Lasten nicht notwendig
Bauwerks- kenngrößen *)	γ_m	Kommentar
Bauwerksgeometrie (Mittelwert)	1,00	aus Bestandsplänen oder Aufmaß Vor-Ort
E- Modul der Bau- stoffe (Mittelwert)	0,90 ... 1,10	Berechnung eventuell für oberen und unteren Grenzwert; im Mittel 1,0 ansetzen
Geometrie von Stein, Fuge (Mittelwerte)	1,00	Kontrolle immer notwendig; Fugendicke konservativ einschätzen
Steindruckfestigkeit**)	1,30	bezogen auf das 5 %-Fraktile (charakt. Wert); Gültigkeitsgrenze für Variationskoeffizient: $v = \sigma / m < 30 \%$
Steinzugfestigkeit**)	1,80	bezogen auf das 5 %-Fraktile (charakt. Wert); Gültigkeitsgrenze für Variationskoeffizient: $v = \sigma / m < 30 \%$
Mörteldruckfestigkeit (Mittelwert)	1,00	einaxiale Druckfestigkeit

*) Die Bezeichnung „Bauwerkskenngrößen“ ist bewusst gewählt, da einige Parameter gemäß probabilistischer Definition sowohl dem „Widerstand“ als auch der „Einwirkung“ zugeordnet werden können.

***) Bei Sandstein wird empfohlen, mit dem Materialgutachten nachzuweisen, dass die Steinzugfestigkeit im Mittel bei mindestens 5 % der Druckfestigkeit liegt.

Tab. 2: Anzusetzende Teilsicherheitsfaktoren für den Nachweis über Traglastkurven [5]

Die vorgenannten Sicherheitsfaktoren sind nicht auf Spannungsnachweise übertragbar, da die Schnittgrößen die Spannungsverteilung als Integral über den Querschnitt implizieren.

5. Nachweisführung am Beispiel mit „Entkoppeltem Diskontinuumsmodell“

An einem Beispielbauwerk kommt das beschriebene „Entkoppelte Diskontinuumsmodell“ zum statischen Nachweis zur Anwendung. Die untersuchten Lastkombinationen bestehen aus den Eigenlasten und dem Lastmodell 1, welches als Wanderlast über die Brücke geführt wird.

Folgende Materialparameter sollen gelten:

Steinfestigkeit: $\beta_{D,St,5\%} = 41,1 \text{ N/mm}^2$; $\beta_{Z,St,5\%} = 3,1 \text{ N/mm}^2$
 Mörteldruckfestigkeit: $\beta_{D,St} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ (Fugendicke: $t = 1,5 \text{ cm}$)
 Elastizitätsmoduli: $E_{St} = 15.000 \text{ N/mm}^2$; $E_{M\ddot{o}} = 1.250 \text{ N/mm}^2$
 Querdehnzahl: $\mu_{St} = \mu_{M\ddot{o}} = 0,2$

Unter Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes wird die ermittelte Beanspruchung $[N, e]$ im maßgebenden Schnitt des Bogens (Fig. 9) mit der Bemessungstraglastkurve (Fig. 10) verglichen. Diese ergibt sich unter Anwendung der durch die Teilsicherheitsbeiwerte dividierten 5 %-Fraktilwerte der Steinzug- und Steindruckfestigkeit. Die aufnehmbare Last des Bogens muss mindestens den γ_f -fachen Wert ($\gamma_f = 1,3$) der charakteristischen Last des Lastmodells 1 erreichen.

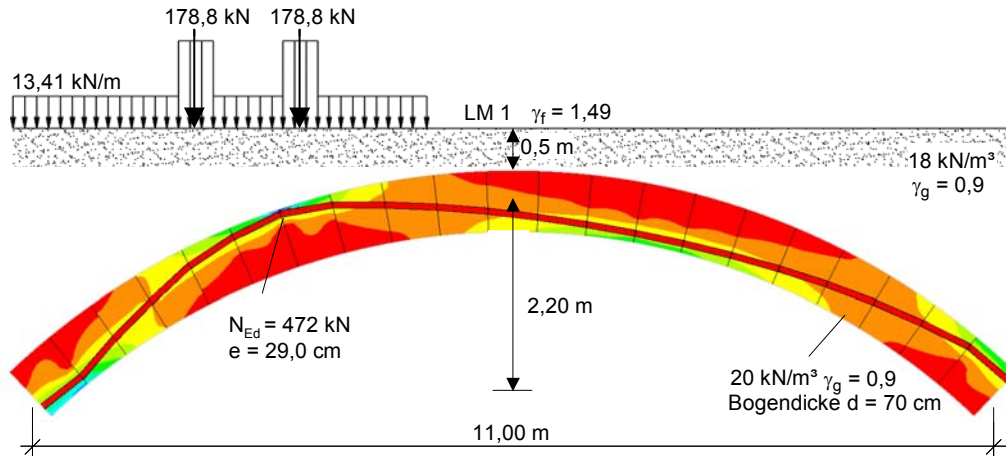


Fig. 9: Berechnung mit „Entkoppeltem Diskontinuumsmodell“ für γ -fache Lasten

Die Teilsicherheitsbeiwerte werden für die Steinzug- und Steindruckfestigkeit mit $\gamma_{Z,St} = 1,8$ und $\gamma_{D,St} = 1,3$ nach Abschnitt 5 angesetzt. Die Bemessungswerte zur Bestimmung der Bemessungstraglastkurve ergeben sich damit zu:

$$\beta_{D,St,d} = 41,1 / 1,3 = 31,6 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_{Z,St,d} = 3,1 / 1,8 = 1,7 \text{ N/mm}^2$$

Für die in Fig. 9 dargestellte Laststellung wird die Belastung schrittweise gesteigert und die zugehörige Stützlinie (gekennzeichnet durch die Normalkraft N und bezogene Ausmitte m) ermittelt.

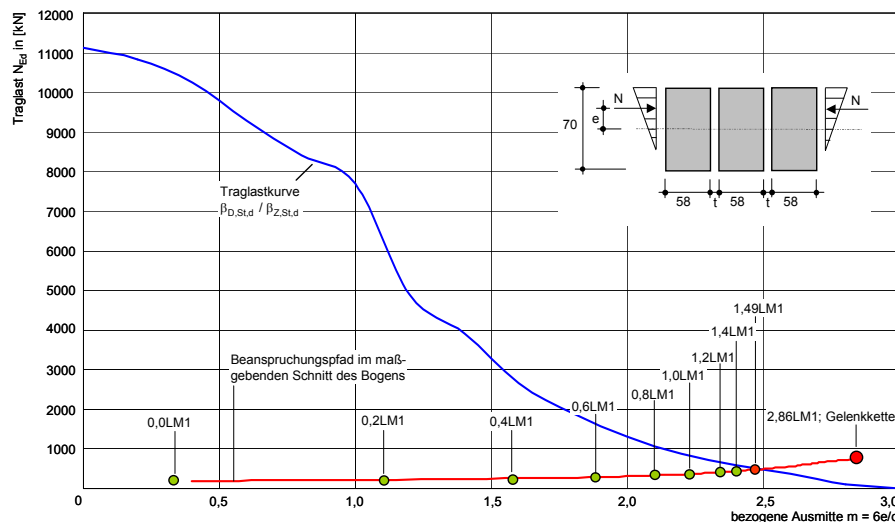


Fig. 10: Bemessungstraglastkurve und Beanspruchungspfad des maßgebenden Schnittes

Die berechneten ausmittigen Normalkräfte werden mit der Bemessungstraglastkurve verglichen (Fig. 10). Der Schnittpunkt zwischen Beanspruchungspfad des meist beanspruchten Querschnittes im Bogen und der Bemessungstraglastkurve kennzeichnet die Bemessungstraglast der Brücke als den 1,49-fachen charakteristischen Wert für die Einzel- und Flächenlast.

Die charakteristische Last des Lastmodells 1 kann bis zur Bemessungstraglast noch um 49 % gesteigert werden. Die Tragsicherheit beträgt mit dem erforderlichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_f = 1,3$:

$$Q_{\max} / Q_{LM1} = 1,49 / 1,3 = 1,15 > 1$$

Die Tragreserve beträgt 15 %. Die maximal zulässige Ausmitte von $m = 6 \cdot e/d = 2,5$ nach UIC-Kodex 778-3, deren Anwendung hier empfohlen wird, ist mit $m = 2,49$ gerade noch eingehalten.

Nach DIN 1053-100 [4] lässt sich für das gezeigte Beispiel der statische Nachweis nicht erbringen, wohingegen der Nachweis nach UIC-Kodex [10] sehr weit auf der sicheren Seite liegt. Diese beiden häufig angewendeten Nachweismethoden zeigen extreme Unterschiede im Ergebnis.

6. Großversuche am Bogentragwerk

Im Rahmen des Forschungsvorhabens [5] wurden ergänzende Traglastversuche [11] an zwei Natursteinbögen mit 5 m lichter Weite durchgeführt. Für die Steine des Bogens kamen großformatige, konisch gesägte Kalksandsteine zum Einsatz. Die Auffüllung bildeten im Verband verlegte Zementsäcke. Eine ungewollte Tragwirkung wurde durch die „offenen Stoßfugen“ zwischen den Zementsäcken ausgeschlossen; die Auffüllung wirkte nur mit ihrer Eigenlast. Die Lasteinleitung für das simulierte Lastbild „Doppelachse“ erfolgte über zwei Pressen.

Beide Versuche waren mit Ausnahme der Höhe der Auffüllung und der Mörteldruckfestigkeit identisch. Die Höhe der Auffüllung über dem Scheitel betrug beim ersten Versuch 30 cm und beim zweiten Versuch 60 cm. Die größere Auflast und der festere Mörtel beim zweiten Versuch wurden bewusst gewählt, um das Versagenskriterium „Steinversagen“ deutlicher herauszustellen.

Ergebnisse Versuch 1:

Mit wachsender Belastung klafften die Fugen 1, 8, 14 und 20 (Fig. 11) zunehmend auf.

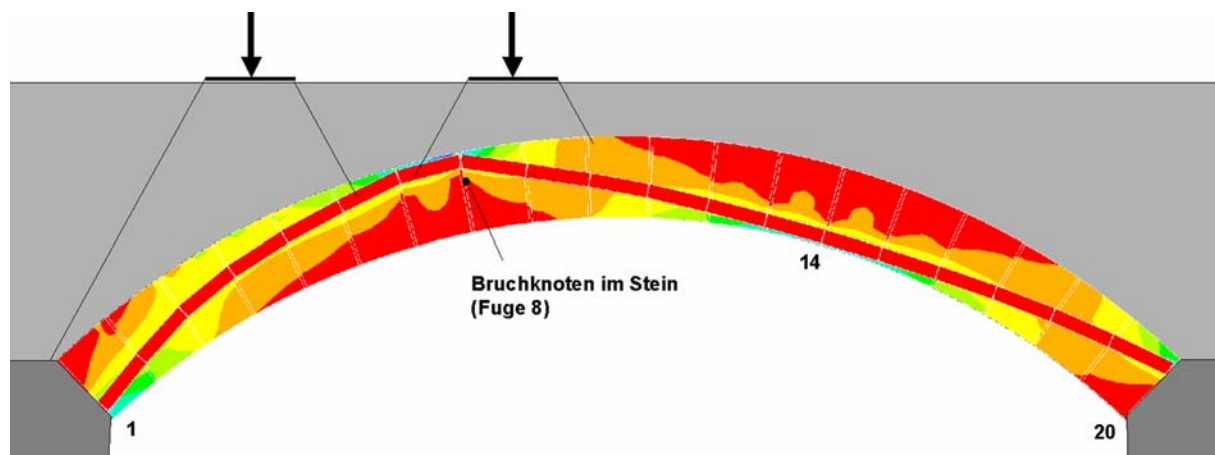


Fig. 11: Lage der Stützlinie und des Bruchknotens bei Erreichen der Bruchlast

Der erste erkennbare Riss im Stein entstand bei einer aufgebracht Last von 280 kN (Fig. 12). Durch den Riss im Stein und durch das Klaffen der Fuge 8 nahm die Breite des überdrückten Fugenbereichs rapide ab, wodurch sich hier ein Gelenk bildete. Ein weiteres Gelenk entwickelte sich durch starkes Klaffen der Fuge 14. Mit weiterer Laststeigerung intensivierte sich auch das Klaffen der Fugen 1 und 20 an den Kämpfern, wodurch die Bogenbrücke bei einer Last von 320 kN infolge der gebildeten Gelenkkette deutlich sichtbar kinematisch wurde und eine weitere Laststeigerung ausgeschlossen war.

Tab. 3 zeigt die Bruch- und Versagenslasten aus Versuch und Berechnung mit dem „Entkoppelten Diskontinuumsmodell“. Die Bruchlast definiert die Last, bei der ein maßgebender Riss in einem Stein auftritt. Die Versagenslast definiert jene Last, bei der der Bogen infolge Bildung einer Gelenkkette (4 Gelenke) kinematisch wird und seine Tragfähigkeit verliert.

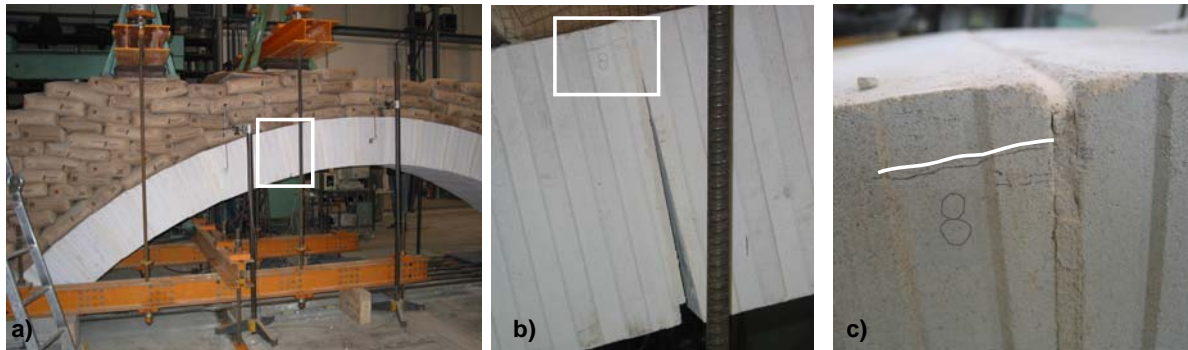


Fig. 12: Riss im Stein in Fuge 8
a) Bereich des Risses
b) Riss im Stein und klaffende Fuge
c) Rissdetail

Die Lage der Stützlinie bei Erreichen der Bruchlast sowie die Position des Bruchknotens nach FE-Berechnung sind in Fig. 11 dargestellt. Wie auch im Versuch liegt der Bruchknoten nach FEM im Bereich der Fuge 8. Daraus folgt die gute rechnerische Übereinstimmung.

	Bruchlast [kN]	kinematische Versagenslast [kN]
Versuch 1	280	320
FEM „Entkoppeltes Diskontinuumsmodell“	214	315

Tab. 3: Bruch- und Versagenslasten aus Versuch und nach FEM-Diskontinuumsmodell

Ergebnisse Versuch 2:

Die Rissbildung im Stein im Bereich der Fuge 8 und das Aufklaffen der Fuge 14 (Fig. 13) war mit dem ersten Versuch vergleichbar; die Bruch- und Versagenslasten lagen wegen der größeren Auflast und des festeren Mörtels bei 360 kN bzw. 440 kN. Die Bruchlast nach FE-Berechnung liegt dabei mit ca. 10 % über der im Versuch festgestellten Bruchlast (Definition als Steinriss) und die Versagenslast mit ca. 11 % etwas über der gemessenen Last bei Gelenkkettenbildung.

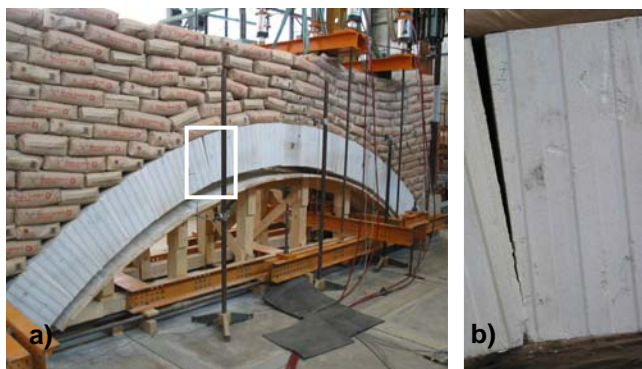


Fig. 13: Bildung einer Gelenkkette
a) Klaffen der Fuge 14 während des Versagens
b) Einschnürung des überdrückten Fugenbereichs

Gedankt sei der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) „Otto von Guericke“ e.V. für die Förderung der durchgeführten theoretischen sowie experimentellen Forschung zur Erarbeitung eines praktikablen und wirtschaftlichen Bemessungsverfahrens zur Ermittlung der Tragfähigkeit bestehender Bogenbrücken.

7. References

- [1] International Union of Railways (UIC): Improving Assessment, Optimization of Maintenance and Development of Database for Masonry Arch Bridges, 2005
- [2] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken, 2003
- [3] DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [4] DIN 1055 – 100: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100, Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. März 2001
- [5] PURTAK, F.; GEIßLER, K.: Bogenbrücken aus Natursteinmauerwerk. Entwicklung eines realitätsnahen Berechnungsmodells für den statischen Nachweis von Bogenbrücken. Forschungsvorhaben Nr. KU 0425001KAT2, Dresden, Schlussbericht 2006
- [6] PURTAK, F.: Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein. Dissertation, TU Dresden, 2001
- [7] ...: ANSYS User's Manual, Swanson Analysis System, Houston 1992
- [8] SMOLTczyk, U. (Hrsg.): Grundbau Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen. Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [9] PURTAK, F.; HIRSCH, U.; GRÖSCHKE, T.; POPP, T.: Versuche an großformatigem Quadermauerwerk unter ausmittiger Belastung. Unveröffentlichter Versuchsbericht, Dresden, 2005
- [10] INTERNATIONALER EISENBAHNVERBAND: UIC-Kodex 778-3, Empfehlungen für die Bewertung des Tragvermögens bestehender Gewölbebrücken aus Mauerwerk und Beton, 1995
- [11] PURTAK, F.; HIRSCH, U.; GRÖSCHKE, T.; POPP, T.: Versuche an gemauerten Brückenbögen mit dem Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101. Unveröffentlichter Versuchsbericht, Dresden, 2007