

Nichtlineare Berechnung alter Bogenbrücken auf Grundlage der neuen Vorschriften

Eckard Bothe, Chemnitz

Jörn Henning, Schlema

Manfred Curbach, Dresden

Dirk Proske, Dresden

Thomas Bösche, Dresden

Der Artikel zeigt die Anwendung der nichtlinearen Berechnung von alten Betonbogenbrücken an einem Beispiel. Dabei erfolgt neben dem Vergleich der Ergebnisse aus linearelastischer Schnittgrößenberechnung und nichtlinearer Berechnung nach DIN-Fachberichten auch eine Diskussion über die Anwendung der Sicherheitselemente bei diesen Berechnungen. Die Platzierung und Wahl der Sicherheitselemente ist von entscheidender Bedeutung für die Ergebnisse solcher Berechnungen.

Nonlinear Calculation of historical Concrete Arch Bridges according to the new Regulations

The paper discusses the application of nonlinear calculation of historical concrete arch bridges with an example. On the comparison of the results obtained either with a linear structural analysis or with a nonlinear calculation according to the "DIN Fachberichte" (German regulations for bridges) a discussion follows about the use of safety elements (statistical type of characteristics partial safety factors) in this calculation. The choice and placement of safety elements in the nonlinear analysis is essential for the results of the verification. The required load bearing capacity for the chosen bridge could be verified using the sophisticated nonlinear calculation method.

1 Vorbemerkungen

Rund ein Drittel des Brückenbestandes im Bereich des Straßenbauamtes Zwickau (westliches Erzgebirge) sind Stein- und Betonbogenbrücken. Die Brücken wurden zum großen Teil im Zeitraum von der Mitte des 19. bis Anfang des 20. Jahrhunderts erbaut. Aufgrund der Veränderungen am Bauwerksbestand infolge der langen Nutzungsdauer und der gewachsenen Anforderungen an die Leistungsfähigkeit des Straßennetzes sowie teilweise nicht ausreichender Bauwerksunterhaltung wurde in den letzten Jahren bei vielen Bauwerken die Entscheidung über Sanierung oder Ersatzneubau erforderlich.

Die Vorteile der Sanierung im Vergleich zum Ersatzneubau sind:

- geringere Baukosten,
- minimaler Eingriff in Natur und Landschaft,
- denkmalpflegerische Belange können berücksichtigt werden,
- Erhaltung landschaftsbildprägender Bauwerksbestände (Bild 1 und 2)

Den Vorteilen stehen als Nachteile gegenüber:

- Durchflußquerschnitte bzw. Lichtraumprofile können nicht verändert werden.
- Die Verkehrsflächen in den Bauwerksbereichen können nur begrenzt erweitert werden.



Bild 1 Bestand

Fig. 1 Historical Structure



Bild 2 Typischer Ersatzneubau

Fig. 2 Typical replacement construction

Ein Ersatzneubau ist in vielen Fällen nicht zwingend erforderlich. Der Bauwerksbestand kann erhalten werden, wenn der Nachweis der Tragfähigkeit auf der Grundlage der geltenden Vorschriften möglich ist und entsprechende Randbedingungen erfüllt werden.

Grundlage für die Nachweise der Tragfähigkeit von Massivbrücken sind die DIN-Fachberichte 101 (Einwirkungen auf Brücken) [1] und 102 (Betonbrücken) [2]. Im Kapitel V von DIN-Fachbericht 102 werden allgemeine Regeln für Tragwerke aus unbewehrtem Beton und in Anhang 2 zum Kapitel II nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung beschrieben. Die Einschränkung des Anwendungsbereiches der nichtlinearen Schnittgrößenermittlung bezieht sich nur auf Balken, Platten und Rahmen von Brückenüberbauten, nicht auf Bogenbrücken.

Für alte Bauwerksbestände können geometrische Parameter und Stoffgesetze i. d. R. nur an diskreten Punkten bestimmt werden. An der Betonbogenbrücke in Schwarzenberg aus dem Jahre 1928, die als Beispiel dient, wurde das statische System (Bild 3) auf der Grundlage von Bestandsunterlagen und ergänzenden Messungen modelliert. Aus den Baugrundkennwerten wurden obere und untere Grenzen der linear-elastischen Lagerbedingungen abgeschätzt und die Sensibilität der Systemantworten innerhalb der Intervalle geprüft. Alle für die Beschreibung des Modells und die Lastprozesse erforderlichen Parameter sind unter www.jaeger-bothe-ingenieure.de, Aktuelles [3] zusammengestellt.

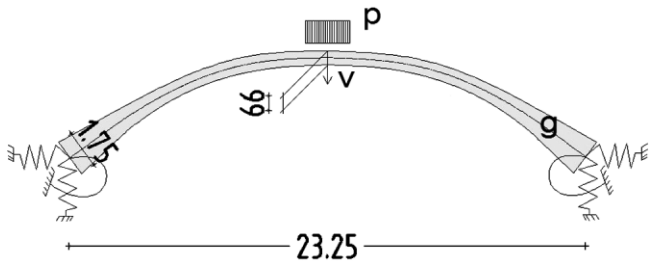


Bild 3 Statisches System
Fig. 3 Statical System

Das Tragwerk der Betonbogenbrücke in Schwarzenberg besteht aus Stampfbeton mit vereinzelt Bruchsteineinschlüssen im unteren Bogenbereich. Am Bauwerk wurden durch Bohrungen Kerne entnommen und 22 Prüfkörper für die Untersuchung der Druckfestigkeit hergestellt (Bild 4). Die Prüfkörper 1–17 stammen aus Kernen, die von der Bogenoberseite erbohrt wurden. Die Prüfkörper 18–22 wurden von der Bogenunterseite aus erbohrt. Ursache für die stark differierenden Mittelwerte der Druckspannungen der Prüfkörperteilmengen ist wahrscheinlich der zur Bogenunterseite steigende Verdichtungsgrad des Betons. Für die weiteren Betrachtungen wurde der Baustoff auf der Grundlage der Prüfergebnisse der Prüfkörper 1–17 modelliert.

2 Stoffgesetze

Für die lineare Schnittgrößenermittlung wurde in Anlehnung an DIN-Fachbericht 102 der Mittelwert des Elastizitätsmoduls mit $E_{cm} = 22\,000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Die Nachweise am Querschnitt können auf der Grundlage von $f_{ck} = 4,1 \text{ N/mm}^2$ geführt werden.

Für nichtlineare Rechnungen ist in DIN-Fachbericht 102 folgende Spannungs-Dehnungsbeziehung angegeben:

$$\sigma_c(\epsilon_c) = - \left(\frac{k \cdot \eta(\epsilon_c) - \eta(\epsilon_c)^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta(\epsilon_c)} \right) \cdot f_c \quad (1)$$

$$k = 1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{f_c} \quad (2)$$

$$\eta(\epsilon_c) = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (3)$$

mit

E_{cm} Mittelwert des Elastizitätsmoduls

ϵ_{c1} Stauchung beim Erreichen des Höchstwertes der Betondruckspannung f_c

f_c Höchstwert der Betondruckspannung

Für ϵ_{c1} wurde $-0,0022$ angenommen, die Wahl des Höchstwertes der Betondruckspannungen hängt von der Platzierung des Teilsicherheitsfaktors ab. Die Möglichkeiten dazu werden im Abschn. 3 diskutiert.

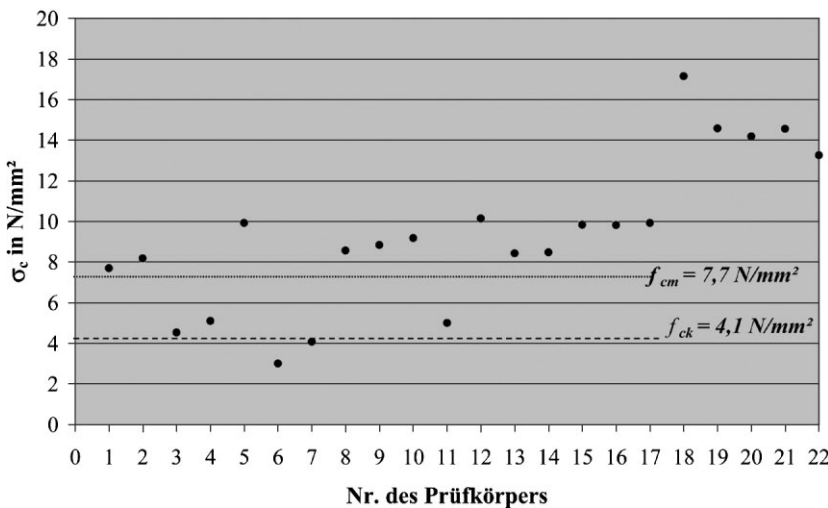


Bild 4 Zylinderdruckfestigkeiten
Fig. 4 Concrete cylinder compression strength

3 Betrachtungen zur Sicherheit auf der Widerstandsseite

Die DIN-Fachberichte sind Teile einer neuen Normengeneration, die von der Anwendung des Konzeptes der Teilsicherheitsfaktoren geprägt ist. Das Konzept sieht vor, daß jeder streuenden Eingangsgröße ein eigener Sicherheitsfaktor zugeordnet wird; der Teilsicherheitsfaktor.

Parallel zur Einführung der Teilsicherheitsfaktoren gestattet der DIN-Fachbericht 102, wie bereits erwähnt, auch die Anwendung nichtlinearer Schnittgrößenermittlungen für die Bemessung von Stahlbeton. Bei der Anwendung der nichtlinearen Verfahren werden aber die Gren-

zen des Konzepts der Teilsicherheitsfaktoren deutlich. Insbesondere *Eibl* [4], [5] hat frühzeitig darauf hingewiesen, daß bei einer nichtlinearen Rechnung aus der rechnerischen Abminderung der Festigkeit eines Materials durch den Teilsicherheitsfaktor nicht zwangsläufig eine Sicherheitserhöhung für die Traglast des Bauteils hergeleitet werden kann (siehe auch *Tue* [6]). Vielmehr muß sich der Sicherheitsfaktor auf die Traglast beziehen, da Umlagerungen durch die nichtlineare Rechnung realitätsnah abgebildet werden sollen. Umlagerungen können aber nur realitätsnah beschrieben werden, wenn realitätsnahe Materialeigenschaften verwendet werden. Die Verwendung von Bemessungswerten der Materialeigenschaften mit Teilsicherheitsfaktoren, wie z. B. die Bemessungsbetondruckfestigkeit, erfüllt diese Bedingung nicht mehr. Damit verliert sich für nichtlineare Berechnungen das Konzept der Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite, da sich die direkte Zuordnung zu den Materialeigenschaften als unsicher erweisen kann. Der DIN-Fachbericht 102, Anhang II-2.1, Absatz (7) [2] und die DIN 1045-1, Abschnitt 5.2 (2) b [7] führen deshalb einen Sicherheitsfaktor γ_R für den durch die nichtlineare Berechnung ermittelten Tragwiderstand ein:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR}) \quad (4)$$

Zum Vergleich ist die Formulierung für den Widerstand bei linearelastischer Schnittgrößenermittlung in der DIN 1045-1, 5.2 (2) a angegeben:

$$R_d = R \left(\alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s}, \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}, \frac{f_{pk}}{\gamma_s} \right) \quad (5)$$

Im untersuchten Fall der Bogenbrücke existiert nur ein Baustoff, der unbewehrte Beton des Bogens. Damit ergibt sich bei einer nichtlinearen Berechnung

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_c) \quad (6)$$

Diese Schreibweise darf gemäß der oben erwähnten Überlegungen von *Eibl* nicht dazu verleiten, den Sicherheitsfaktor γ_R auf das nichtlineare Stoffgesetz anzuwenden. Es gilt:

$$\frac{1}{\gamma_R} R(f_c) \neq R \left(\frac{f_c}{\gamma_R} \right) \quad (7)$$

Eine Veränderung der Betondruckfestigkeit und damit der Spannungs-Dehnungslinie durch den Sicherheitsfaktor führt zu einem anderen Tragverhalten. Der DIN-Fachbericht 102 und die DIN 1045-1 folgen dieser Vorstellung nur zum Teil, denn sie verzerren die Spannungs-Dehnungslinie für Beton bewußt, um die Unabhängigkeit des Sicherheitsfaktors γ_R von der Art des Versagens (Versagen mit oder ohne Vorankündigung) zu erreichen. Dieser einheitliche Sicherheitsfaktor γ_R wird durch die Verwendung des Mittelwertes der Stahlfestigkeit und durch die Einführung eines rechnerischen Mittelwertes f_{cR} der Betondruckfestigkeit gemäß DIN-Fachbericht 102 Anhang II-2.1 Absatz (4) und DIN 1045-1, Abs. 8.5.1 realisiert:

$$\begin{aligned} f_{cR} &= 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \\ f_{yR} &= 1,1 \cdot f_{yk} \end{aligned} \quad (8)$$

Bei genauer Betrachtung von Gl. (8) fällt auf, daß der rechnerische Mittelwert f_{cR} unterhalb des 5%-Fraktilwertes liegt. Das entspricht zunächst nicht den Grundlagen der Statistik. Die physikalische Begründung für diesen Effekt ist die Veränderung der Grundgesamtheit des Betons. Für den Beton auf der Baustelle wird eine geringere Festigkeit im Vergleich zu den unter Laborbedingungen gelagerten Probekörpern (*König/Ahner/Tue* [8], [9]) angenommen. Es sei an dieser Stelle aber noch einmal direkt darauf hingewiesen, daß das Ziel der Einführung des rechnerischen Mittelwertes f_{cR} allein ein verfahrenstechnisches ist, nämlich den Sicherheitsfaktor γ_R konstant zu halten.

Der Sicherheitsfaktor muß sich auf die Traglast beziehen.

Dieses Ziel geben *Eibl* [4] und *Six* [10] auf. Sie schlagen vor, mit unverzerrten mittleren Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Beton und den Stahl zu arbeiten und als realitätsnahe Materialwerte statistische Mittelwerte zu wählen:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(f_{cm}; f_{ym}) \quad (9)$$

mit

$$\begin{aligned} f_{cm} &= 1,1 \cdot f_{ck} \\ f_{ym} &= 1,1 \cdot f_{yk} \end{aligned}$$

Übrigens folgt auch die DIN 1045-1 in Absatz 8.6 (7) „Stabförmige Bauteile und Wände unter Längsdruck“ nicht mehr dem Konzept von f_{cR} , wie *Pfeiffer* und *Quast* in [11], [12] feststellten.

Das Ziel der Einführung des rechnerischen Mittelwertes ist ein konstanter Sicherheitsfaktor.

Um Angaben über den Sicherheitsfaktor γ_R in Abhängigkeit von der Versagensart (Versagen mit und ohne Vorankündigung) zu erhalten, wurden von verschiedenen Autoren probabilistische Berechnungen durchgeführt. *Eibl* [13] gibt für Durchlaufträger, bei denen primär ein duktiler Versagen auftritt, nach derartigen Rechnungen $\gamma_{R, ductile} = 1,3$ an. Interessanterweise stimmt dieser Wert gut mit dem Teilsicherheitsfaktor von Stahl überein, da sich aus der Erhöhung des Fraktilwertes zum Mittelwert von 1,1 für den Sicherheitsfaktor $\gamma_R = 1,1 \cdot \gamma_s = 1,1 \cdot 1,15 = 1,27 \approx 1,30$ ergibt. Bei einem Versagen, das maßgebend durch die Betoneigenschaften geprägt wird, ergab sich etwa $\gamma_{R, brittle} = 1,7$ [13]. Auch dieser Wert läßt sich auf den Teilsicherheitsfaktor von Beton zurückführen: $\gamma_R = 1,1 \cdot \gamma_c = 1,1 \cdot 1,50 = 1,65 \approx 1,70$. Im Korridor zwischen rein duktilem Versagen und rein sprödem Versagen wird eine Abstufung des Sicherheitsfaktors vergleichbar mit der alten DIN 1045 notwendig werden. *Six* [10] hat durch umfangreiche Berechnungen für stabilitätsgefährdete Bauteile den folgenden Zusammenhang entwickelt:

$$\gamma_{R, brittle} = 1,1 \cdot \gamma_c \cdot \left(\frac{\rho_{tot}}{\rho_0} \right)^{-0,085 \rho_2 / \rho_1} \quad \text{mit } \rho_0 = 1\% \quad (10)$$

Für unbewehrten Beton ergibt sich in Anlehnung an Six etwa ein Wert von 1,8 [10].

Für die Berechnung des unbewehrten Bogens untersuchen die Verfasser die drei Varianten nach Tabelle 1. Es zeigte sich, daß die Manipulation der Spannungs-Dehnungslinie einen deutlichen Einfluß auf die rechnerische Tragfähigkeit des Bogens besitzt. Aus Sicht der Verfasser wird für den Nachweis von alten Betonbögen die Verwendung eines $\gamma_R = 1,8$ empfohlen. Dieser Wert wurde auch durch die probabilistische Berechnung der Verfasser bestätigt. Der ermittelte Sicherheitsfaktor lag in Abhängigkeit vom Modell und den gewählten statistischen Eingangsparametern zwischen 1,61 und 1,79.

Für den Nachweis von alten Betonbögen wird die Verwendung eines $\gamma_R = 1,8$ empfohlen.

Die drei genannten Vorgehensweisen lassen sich auf die beiden bisher vorgestellten Verfahren, konstanter Sicherheitsfaktor γ_R und modifizierte charakteristische Festigkeit bzw. veränderlicher Faktor γ_R und die Wahl von Mittelwerten als charakteristische Festigkeit zurückführen. Beide Verfahren sind denkbar. Prinzipiell ist die freie Verschiebung von Sicherheiten zwischen den charakteristischen Werten und den Sicherheitsfaktoren möglich, da beide Elemente gemeinsam dazu dienen, die erforderliche Sicherheit zu erbringen. Fraktilwerte als charakteristische Werte sind in der Norm bekanntlich gerade so gewählt, daß man im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine Sicherheitsfaktoren benötigt. Theoretisch hätte man auch andere charakteristische Werte wählen können, die dann dazu führen, daß man unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragsicherheit benötigt. Bei nichtlinearen Berechnungen sind die Auswirkungen der Aufteilung der Sicherheit in charakteristische Werte und Teilsicherheitsfaktoren schwer abschätzbar. Das zeigen die hier vorgestellten eigenen Berechnungen des Bogens.

Die Auswirkungen der unterschiedlichen Kombinationen der Sicherheitselemente werden im Abschn. 4 durch Vergleichsrechnungen an dem beschriebenen Bogen gezeigt.

4 Vergleichsrechnungen

Im im Bild 3 dargestellten System bezeichnet g das Gewicht des Bogenbetons und p ein beliebiges Betoniergewicht des Hinterfüllbetons. Folgende zwei Lastprozesse werden untersucht:

1. $1,0 \times g$, dann Lasterhöhung von p , bis ein Tragfähigkeitskriterium erreicht ist.
2. $1,0 \times g$, $\Delta T_m = -5$ K dann Lasterhöhung von p , bis ein Tragfähigkeitskriterium erreicht ist.

Folgende Berechnungsansätze werden verwendet:

1. lineare Schnittgrößenermittlung, Tragfähigkeitsnachweis im Scheitelquerschnitt,
2. durchgängige nichtlineare Rechnung mit $f_c = (0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}) / \gamma_R$,
3. durchgängige nichtlineare Rechnung mit $f_c = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$,
4. durchgängige nichtlineare Rechnung mit $f_c = \alpha \cdot f_{cm}$.

Bild 5 zeigt die Ergebnisse der linearen Schnittgrößenermittlung mit dem Nachweis im Scheitelquerschnitt. Für den ersten Lastprozeß stellen die Kurven K1 und K2 die Schnittkräfte M und N in Abhängigkeit von p dar. Die Kurve K3 beschreibt die aufnehmbare Normalkraft im Scheitelquerschnitt. Der Schnittpunkt der Kurven K2 und K3 bezeichnet die rechnerische Tragfähigkeit des Querschnittes bei $p_{grenz} = 56$ kN/m. Analog stehen die Kurven K4 – K6 für den zweiten Lastprozeß ($p_{grenz} = 14$ kN/m).

Mit γ_R verzerrte Stoffgesetze können auch zu unsicheren Ergebnissen führen.

Bild 6 zeigt die Ergebnisse der durchgängig nichtlinearen Berechnungen. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist durch zwei Kriterien beschrieben:

1. Die kritische Betondehnung in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerkes ist erreicht.
2. Der kritische Zustand der Stabilität am Gesamtsystem bzw. an Teilen des Systems ist erreicht.

Bildlich wäre das zweite Kriterium für einen Lastzustand erreicht, wenn die Tangente an eine ausgezeichnete Last-Verschiebungskurve Null ist.

| Variante | γ_R | f_c | nach |
|----------|---|----------------------------------|--|
| I. | 1,8 (γ_c) | $\alpha \cdot f_{ck}$ | Lineare Rechnung nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 |
| II. | $0,85 \cdot \gamma_c = 0,85 \cdot 1,80 = 1,53 \approx 1,50$ | $0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ | Anlehnung an DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102 |
| III. | 1,7 – 1,8 (γ_c) | $\alpha \cdot f_{cm}$ | Anlehnung an Eibl und Six |

Tabelle 1 Mögliche Kombinationen von Sicherheitsfaktoren und charakteristischen Werten

Table 1 Possible combinations of safety factors and characteristic values

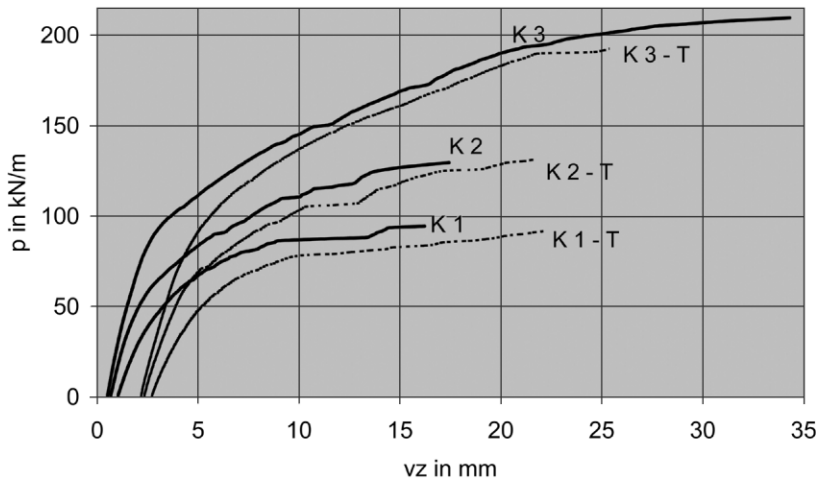


Bild 5 Ergebnisse der linearen Rechnung
Fig. 5 Results of linear calculation

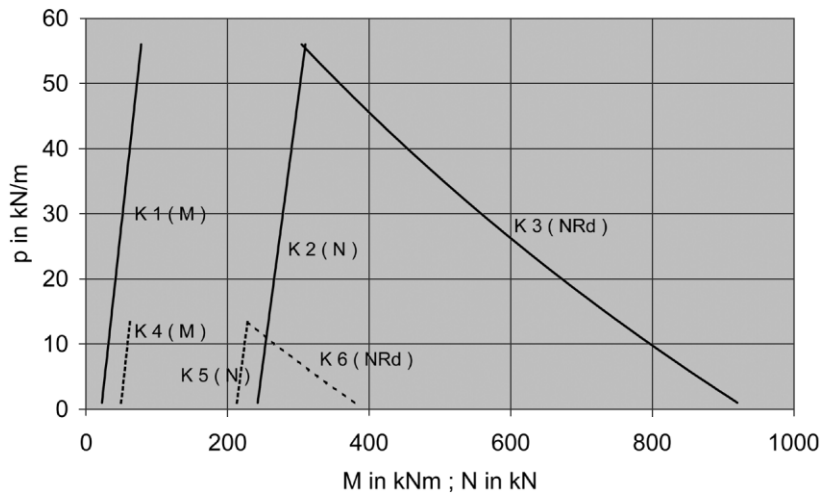


Bild 6 Ergebnisse der nichtlinearen Rechnungen
Fig. 6 Results of nonlinear calculation

Die Kurven K1 und K1-T beschreiben die nichtlinearen Rechnungen mit $f_c = (0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck})/\gamma_R$, die Kurven K2 und K2-T die Rechnungen mit $f_c = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$ und die Kurven K3 und K3-T die Rechnungen mit $f_c = f_{cm}$. T steht für den zweiten Lastprozeß.

Unter Beachtung der Sicherheiten wurden folgende Traglasten erreicht:

Ohne Temperaturbelastung

lineare Rechnung

$$\rightarrow p_{trag} = 56/1,35 = 41 \text{ kN/m}$$

nichtlineare Rechnung $f_c = (0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck})/\gamma_R$

$$\rightarrow p_{trag} = 95/1,35 = 70 \text{ kN/m}$$

nichtlineare Rechnung $f_c = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$

$$\rightarrow p_{trag} = 130/(1,35 \times 1,5) = 64 \text{ kN/m}$$

nichtlineare Rechnung $f_c = f_{cm}$

$$\rightarrow p_{trag} = 210/(1,35 \times 1,8) = 86 \text{ kN/m}$$

Mit Temperaturbelastung

lineare Rechnung

$$\rightarrow p_{trag} = 14/1,35 = 10 \text{ kN/m}$$

nichtlineare Rechnung $f_c = (0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck})/\gamma_R$

$$\rightarrow p_{trag} = 92/1,35 = 68 \text{ kN/m}$$

nichtlineare Rechnung $f_c = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}$

$$\rightarrow p_{trag} = 131/(1,35 \times 1,5) = 65 \text{ kN/m}$$

nichtlineare Rechnung $f_c = f_{cm}$

$$\rightarrow p_{trag} = 192/(1,35 \times 1,8) = 79 \text{ kN/m}$$

Im Gegensatz zur linearen Schnittgrößenmittlung unterscheiden sich die Grenzlasten mit und ohne Temperaturbelastung nur geringfügig. Die ermittelte Traglast der nichtlinearen Rechnung auf der Grundlage der Mittelwerte der Druckfestigkeit ohne Temperaturbelastung beträgt das 2,1-fache der linearen Rechnung. Mit Temperaturbelastung ist der Faktor 7,9. Die Traglasten der nichtlinearen Rechnungen auf der Grundlage der Fraktilwerte der Druckfestigkeit sind wesentlich kleiner als die vergleichbaren Größen auf der Grundlage der Mittelwerte. Im Vergleich der Traglasten der Kurven 1 und 2 zeigt sich, daß mit γ_R verzerrte Stoffgesetze auch zu unsicheren Ergebnissen führen können. Auf die Ungleichung (7) sei hier noch einmal ausdrücklich hingewiesen.

Für alle nichtlinearen Rechnungen wurden die Traglasten nur auf der Grundlage einer M-N-Interaktion ermittelt. Nach Abschluß der Rechnung wurde geprüft, ob die vorhandenen Querkräfte kleiner als die nach DIN-Fachbericht 102 aufnehmbaren sind.

An dieser Stelle scheint es wichtig darauf hinzuweisen, daß nichtlineare Rechnungen auch divergieren, alternieren oder

gegen einen falschen Wert konvergieren können. Das kann i. a. ausgeschlossen werden, wenn der Lastprozeß inkremental-iterativ abgearbeitet und der Abbruch der Iteration sinnvoll gesteuert wird. Wichtig ist auch, daß der mit nichtlinearen Rechnungen vertraute Ingenieur den Verschiebungsgrößenverlauf kritisch wertet.

5 Nachweis des Bogenbestandes

Bild 7 zeigt den Längsschnitt durch das sanierte Tragwerk mit abschnittsweise betonierter Hinterfüllung und ergänzter Fahrbahnplatte. Mit linearen Rechnungen lassen sich keine sinnvollen Betonierabschnitte nachweisen. Das hätte zur

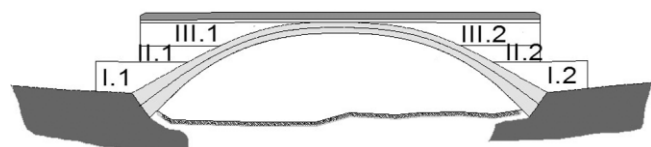


Bild 7 Längsschnitt mit Betonierabschnitten
Fig. 7 Longitudinal section with concrete pouring sections

Folge, daß das Tragwerk während des Betoniervorgangs einer zusätzlichen Unterstützung bedarf. Der Vorteil der geringeren Baukosten würde sich damit relativieren.

Mit einer nichtlinearen Rechnung auf der Grundlage von $f_c = \alpha \cdot f_{cm}$ sind der in Bild 7 dargestellte Betonierprozeß und alle Verkehrslastfälle im Endzustand nachweisbar.

6 Fazit

Lineare Modelle können nur solange zur Bewertung des Tragverhaltens von Bauwerken eingesetzt werden, solange diese sich linear verhalten. Für Betonbögen ist das i. a. eingehalten, solange sich die Normalkraft im gesamten untersuchten Bereich nicht außerhalb der ersten Kernweite befindet. Für den hier beschriebenen Bauwerksbestand kann das sowohl für die Bauzustände als auch für den Endzustand unter den Einwirkungen aus [1] i. a. nicht vorausgesetzt werden. Durchgängige nichtlineare Berechnungen liefern wesentlich realistischere Ergebnisse für ertragbare Belastungen. Wichtig ist es, die Stoffgesetze realitätsnah zu beschreiben und die Sicherheiten auf der Einwirkungsseite zu berechnen.

Literatur

- [1] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2. Auflage 2003, Beuth Verlag, Berlin 2003.
- [2] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe März 2003, Beuth Verlag, Berlin 2003.
- [3] www.jaeger-bothe-ingenieure.de, Aktuelles.
- [4] Eibl, J.: Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Heft 6, Seite 137–139.
- [5] Eibl, J. und Schmidt-Hurtienne, B.: Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept, 1995, Bautechnik Vol. 72, Nr. 8, S. 501–506.
- [6] Tue, N. V.: Relationship between the bearing capacity of cross section and the bearing capacity of whole structure, LACER No. 1, Universität Leipzig, Seite 319–331.
- [7] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.
- [8] König, G., Tue, N. V. and Ahner, C.: Consistent safety format. CEB Bulletin d' Information Nr. 239, Seite 1–16.
- [9] Ahner, C. and Tue, N. V.: A New Safety Format for the Design of Reinforced Concrete Structures with Non-linear Behaviour of Materials. LACER (Leipzig Annual Civil Engineering Report) No. 2, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1997, Seite 317–334.
- [10] Six, M.: Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 534, Beuth Verlag, Berlin 2003.
- [11] Quast, U.: Zur Kritik an der Stützenbemessung. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Heft 5, Seite 305–311.
- [12] Pfeiffer, U. und Quast, U.: Nichtlineares Berechnen stabförmiger Bauteile. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 9, Seite 529–538.
- [13] Eibl, J.: Ein Sicherheitsformat für die nichtlineare Traglastbemessung (ULS) nach DIN 1045 neu. Sicherheit und Risiko im Bauwesen, Grundlagen und praktische Anwendung, Darmstadt 14.–15. September 2000, Darmstadt: Institut für Statik, Technische Universität Darmstadt.

Schlüsselwörter:

Nichtlineare Rechnungen an Beton-Bogenbrücken – Sicherheitskonzept – historischer Bauwerksbestand



Dr.-Ing. Eckard Bothe

Jäger und Bothe Ingenieure GmbH
Gerhart-Hauptmann-Platz 10
09112 Chemnitz

Eckard.Bothe@jaeger-bothe-ingenieure.de



Dipl.-Ing. Jörn Henning

Straßenbauamt Zwickau
Abteilung Konstruktiver Ingenieurbau
Auer Talstraße 56
08301 Schlema

Joern.Henning@sbaz.smwa.sachsen.de



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Manfred.Curbach@mailbox.tu-dresden.de



Dr.-Ing. Dirk Proske

Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Proske@rcs11.urz.tu-dresden.de



Dr.-Ing. Thomas Bösche

Köhler und Seitz, Beraten und Planen GmbH
Dresden
Zellescher Weg 3
01069 Dresden

T.Boesche@dre.koehler-seitz.de