

Die Knickfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen

Autor(en): **Haller, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **67 (1949)**

Heft 38

PDF erstellt am: **26.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84131>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

dass insbesondere bei den Spiralseilen und den Litzenseilen noch folgende zusätzliche Einflüsse in Betracht kommen können:

- α) sekundäre Biegung
- β) lokale Pressungen, insbesondere unter der Einzellast
- γ) Martensitbildung
- δ) Korrosion

Bei voll verschlossenen Tragseilen zeigen sich günstigere Verhältnisse, vor allem wenn mehrere Lagen von Formdrähten vorliegen.

- k) Die Dauerhaftigkeit der Tragseile ist nicht nur bei Schwebebahn, sondern auch bei Kabelbahnen zum Bau grosser Talsperren von Bedeutung, wobei erwünscht ist, Spannungs- und Verformungsmessungen nicht nur im Laboratorium, sondern auch am Seil während des Fahrbetriebes vorzunehmen.

l) Angesichts der Wichtigkeit dieses Problems werden gegenwärtig im Bestreben, weitere Aufklärungen zu erhalten, eingehende Messungen an den 450 bis 550 m weit gespannten Tragseilen der Kabelbahnen für die Betonieranlage der Rätcherichsboden-Talsperre durchgeführt. Diese Messungen finden in dankenswerter Weise in Zusammenarbeit der EMPA mit der Bauunternehmung Staumauer Rätcherichsboden Grimsel (Locher & Cie., Zürich, Bürgi & Huser, A.-G., Bern, Frutiger Söhne & Cie., Thun, und Ed. Züblin & Cie., A.-G., Basel) statt. Die Ergebnisse werden im vorgehend erwähnten EMPA-Bericht Nr. 166 bekannt gegeben werden.

m) Es wird der Vorschlag gemacht, zukünftig solche Spannungs- und Verformungsmessungen auch bei der Abnahme und den nachträglichen Kontrollen der Schwebebahn, insbesondere bei solchen mit *einem* Tragseil, durchzuführen.

Die Knickfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen

Von P. HALLER

DK 539.411.8 : 693.2

Einleitung

Die Forderung der Zeit, die hohen Baukosten zu senken, macht eine stärkere Ausnützung der Baustoffe notwendig. Diese ist nur zu erfüllen, wenn das Kräftespiel im Material weitgehend bekannt ist und die Baustoffe materialgerecht verwendet werden. Obwohl Mauerwerk mit Formsteinen aus gebranntem Ton auch in unserem Lande nachweisbar seit der Römerzeit bekannt ist, bestand doch eine empfindliche Lücke hinsichtlich unserer Kenntnis der Tragfähigkeit der Wände und Pfeiler bei schlanken Abmessungen, d. h. im Knickbereich, die auszufüllen der Zweck der vor zwei Jahren in Angriff genommenen Untersuchungen war.

Das Mauerwerk vermittelt einen klaren Einblick in das Kräftespiel des Zweistoffsystems: Stein und Mörtel. Der Knickfall wird ebenfalls zum leichtverständlichen Stabilitätsproblem, gekennzeichnet dadurch, dass nicht die Festigkeit eines Materials an irgend einer Stelle des Bauelements für den Bruch entscheidend ist, sondern die maximale Tragfähigkeit dann erreicht wird, wenn der Körper unfähig ist, bei der geringsten Verformungssteigerung noch genügende innere Kräfte zu mobilisieren.

1. Grundlagen

Ein gleichmässig zentrisch belastetes Mauerwerk wird zusammengestaucht, wobei der Mörtel in den Lagerfugen und die Mauersteine ausser einer Längsstauchung noch eine Querdehnung erfahren. Ist das Querdehnungsvermögen des Mörtels grösser als dasjenige des Steines, wie z. B. im Extremfall von feuchtem Lehm, so wird dieser herausgequetscht. Durch Reibungskräfte und Haftspannungen wird diese Querverformung verhindert, wobei im Mauerstein Zugspannungen ausgelöst werden; der äusserlich einaxige Spannungszustand erzeugt im Körperinnern einen dreiaxigen Spannungszustand. Bei weichem Mörtel wird die Tragfähigkeit durch Umschlingungsdruck gesteigert, während die Mauersteine parallel zu den Lagerfugen zusätzlich durch Zugspannungen beansprucht werden. Selbsthilfe des Materials: der Stärkere hält den Schwächeren. Ist der Mörtel in der Querrichtung weniger verformungsfähig wie z. B. bei Zementmörtel, so wird der Mauerstein durch einen Umschlingungsdruck entlastet und der Mörtel dagegen zusätzlich durch Zugkräfte belastet. Die geringe Zugfestigkeit des Mörtels setzt aber der entlastenden Wirkung Grenzen. Nur durch eine zugfeste, starre Mörtellage, z. B. durch eine Eisenbewehrung, kann die Mauerwerkfestigkeit bis gegen die Steinfestigkeit hinauf gesteigert werden.

Bei einer bestimmten Last (Risslast) wird bei weichem Mörtel ein Knistern oder Krachen wahrgenommen. Zunächst reissen einzelne Steine infolge der Zugspannungen auf; mit zunehmender Belastung verstärkt sich das Krachen und bald bilden sich über mehrere Schichten zusammenhängende Risse, die sich zu Klüften erweitern, und schliesslich kippen die Säulchen an der schwächsten Stelle aus; das Mauerwerk hat seine Bruchlast erreicht. Bei ungleich dicken Fugen erfolgt an den dünneren, weniger sich verformenden Mörtelstellen eine Konzentration der Normalspannungen, die im Mauerstein örtlich ebenfalls Zugspannungen hervorrufen, die sich den vorstehend besprochenen überlagern. Nicht nur die Risslast, sondern auch die Bruchlast wird je nach dem Grad der Unebenheit der Lagerfläche der Steine empfindlich herabgesetzt.

Bei *exzentrischer Belastung* eines gedrungenen prismatischen, also biegesteifen Mauerwerks erfahren die Schnittflächen senkrecht zur Krafrichtung eine Drehung, bleiben aber eben. Die ausgelösten Spannungen folgen nicht dem Proportionalitätsgesetz von Hooke, sondern, wie mit dem durch Verformungsmessungen an zentrisch belasteten Mauerwerkkörpern erhaltenen Spannungs-Stauchungs-Diagramm deutlich aufgezeigt werden kann, nach einer in eine Horizontale auslaufenden Kurve, gemäss Bild 1. Mit stärkerer Belastung, d. h. bei grösseren Verformungen des Körpers, überwölbt sich mehr und mehr der anfänglich nur leicht gewölbte Spannungskeil, wobei er sich gleichzeitig verkürzen muss, da ja jederzeit der Schwerpunkt der Spannungsfläche auf der Krafrichtung der Belastung liegen muss. Bei gedrungenen Körpern kann die Verbiegung des Mauerwerks vernachlässigt werden, so dass der Abstand des Schwerpunkts der Spannungsfläche z. B. vom Druckrand gleich dem Abstand des Lastangriffs sein muss, sobald Zugspannungen in den Lagerfugen nicht übertragen werden können. Bei etwas schlankeren Körpern darf die Verbiegung der Pfeileraxe nicht mehr vernachlässigt werden. Die Spannungsberechnung wird zu einem sogenannten Spannungsproblem zweiter Ordnung. Auch in diesem Falle tritt noch immer der Bruch im Augenblick ein, wo die Druckrandzone bis zur Druckfestigkeit, bzw. Quer-Zugfestigkeit des Mauersteins beansprucht wird. Noch schlankere Pfeiler oder Wandteile biegen sich schon unter einer kleineren Last als gedrungenere Körper plötzlich aus. Die Widerstandskraft dieser schlanken Körper ist also schon erschöpft, bevor die Randspannung zur Bruchspannung ansteigt. Das Spannungsproblem geht über in ein Stabilitätsproblem, weil der innere Widerstand von einer bestimmten Ausbiegung an weniger rasch anwächst als das durch die Ausbiegung erzeugte verstärkte äussere Moment der Last. Diese Ueberlegungen haben für alle elastischen oder plastisch-elastischen Materialien Gültigkeit.

Das Mauerwerk zeigt insofern ein anderes Verhalten, als dieses in Lagerfugen keine oder nur vernachlässigbar geringe Zugspannungen zu übertragen im Stande ist. Die Mörtelfugen trocknen und schwinden von der Oberfläche her. Der Mörtel im Mauerwerkinnern schwindet zunächst nicht, weshalb sich Risse vom Rand her bilden müssen. Gerade dort, wo die grössten Zugspannungen bei der Belastung auftreten müssten, wird durch Schwindrisse die Uebertragung von Zugspannungen verunmöglicht. Das Mauerwerk ist demnach ohne Berücksichtigung einer Zugfestigkeit in den Lagerfugen zu berechnen.

Bei exzentrischer Belastung verbiegt sich der Körper, wobei sich auf der Druckseite entsprechend dem Verformungskeil und dem Spannungs-Stauchungsdiagramm eine Spannungsfläche einstellt, deren Schwerpunkt in jedem Gleichgewichtszustand auf der Krafrichtung liegen und deren Fläche gleich der äusseren Kraft sein muss.

Bei Steigerung der Last biegt sich der Körper weiter aus, wodurch sich die Kraft im Pfeiler weiter gegen den Druckrand verlagert. Gleichzeitig wandert auch die Nulllinie gegen den Druckrand. Solange nun entsprechend den Verformungen und trotz der verkleinerten belasteten Fläche nach dem Spannungs-Stauchungsdiagramm eine der äusseren Last gleiche Spannungsfläche noch möglich ist, ist das Gleichgewicht erhalten. Wird aber die der Verformung entspre-

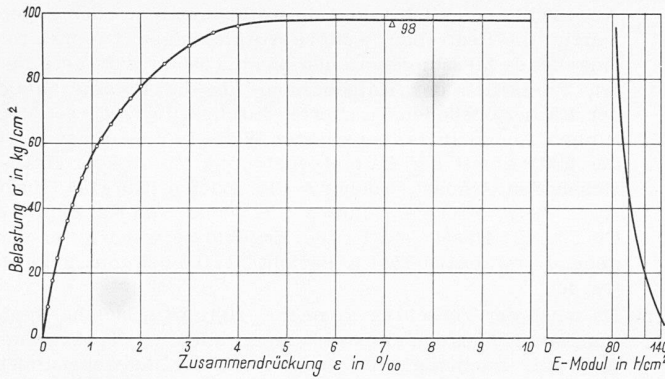


Bild 1 (links). Verformungen eines Versuchskörpers aus Backstein. 1 1/2 N-Format mit verlängertem Zementmörtel. Mauerdicke: 12 u. 25 cm, Breite: 80 cm. Abstand der Schneiden: 60 u. 125 cm. Alter: 29 Tage, zentrisch belastet. Messung der Verformung über die ganze Länge des Versuchskörpers mit Messuhren. Genauigkeit: 1/1000 mm. Mittelwert aus vier Versuchskörpern

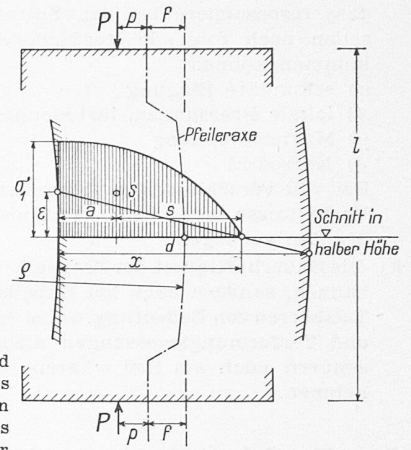


Bild 2 (rechts). End- und Mittelquerschnitte eines exzentrisch belasteten Pfeilers. Drehung des Querschnittes in halber Höhe und Spannungsverteilung ausgelöst durch die äussere Last P. d = Stabdicke, x = Nulllinienabstand, s = Schwerpunktsabstand, σ_1 = Randspannung, ρ = Krümmungsradius, p = Exzentrizität der Last P, f = Ausbiegung in halber Höhe

chende Spannungsfläche kleiner als die äussere Kraft, ist ein Gleichgewichtszustand nicht mehr möglich; der Körper knickt aus, auch wenn die Randspannung nicht bis zur Bruchspannung angestiegen ist. Die Knicklast ist erreicht in dem Augenblick, da unter Berücksichtigung des Verbiegungszustandes die Spannungsfläche auf ihren Maximalwert ansteigt.

Die zentrische Belastung ist nur ein Spezialfall. Bei vollkommener Zentrierung des Lastangriffs, bei ideal homogenem Gefüge des Baustoffs und bei streng gerader Stabaxe bis zum Bruch ist trotz labilem Gleichgewicht ein Knicken theoretisch ausgeschlossen. Diese drei Voraussetzungen sind aber nie ganz erfüllt und vor allem nicht beim Mauerwerk, weshalb für diesen Knickfall die Knicklast mit einer kleinen Ausbiegung aus der Anfangslage oder mit einer geringen Anfangsexzentrizität berechnet werden muss.

2. Die theoretische Erfassung des Knickproblems

Die bekannte Differentialgleichung der elastischen Linie eines gebogenen Stabes ist:

$$EJ \frac{d^2 y}{d \xi^2} = -M = -P(p + y), \text{ wobei angenähert}$$

$$\rho = \frac{[1 + (\frac{dy}{d\xi})^2]^{3/2}}{\frac{d^2 y}{d \xi^2}} = \frac{1}{\frac{d^2 y}{d \xi^2}} \text{ gesetzt wurde.}$$

Die allgemeine Lösung der Gleichung für die elastische Linie für einen beidseitig gelenkig gelagerten Stab lautet für einen konstanten Wert EJ :

$$y = p \left[\frac{\sin \alpha \xi}{\sin \alpha l} (1 - \cos \alpha l) + \cos \alpha \xi - 1 \right], \text{ worin}$$

y = die Ausbiegung an der Stelle ξ ,
 p = die Exzentrizität der Last an beiden Enden und
 $\alpha = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$ bedeutet.

Die Form der elastischen Linie ist angenähert sin-förmig mit der maximalen Ausbiegung in der halben Höhe von

$$f = p \left[\frac{1}{\cos \sqrt{\frac{Pl^2}{4EJ}}} - 1 \right]$$

$$y = f \sin \frac{\pi}{l} \xi$$

$$\frac{d^2 y}{d \xi^2} = -f \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi}{l} \xi; \text{ für } \xi = \frac{l}{2} \text{ ist}$$

$$\frac{d^2 y}{d \xi^2} = \frac{1}{\rho} = -f \frac{\pi^2}{l^2}$$

Bezeichnen ϵ die Randfaserdehnung auf der Druckseite und x den Nulllinienabstand von der Druckseite, so ist

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon}{x}; f = \frac{\epsilon}{x} \frac{l^2}{\pi^2}$$

Die weniger aufgerissenen Querschnitte gegen die Pfeilerenden besitzen höhere Trägheitsmomente; der Pfeiler wird also «steifbeiniger», um so mehr als auch der Verformungsmodul V wächst. Die von der Sinuslinie abweichende Biegelinie des Pfeilers hat unter Berücksichtigung der Endsteifigkeit in halber Höhe einen kleineren Krümmungsradius, woraus wiederum ein grösserer Biegepfeil f resultiert. Die versteifende Wirkung durch das Wachsen des VJ -Wertes gegen die Pfeilerenden wird also durch Verkleinerung des Krüm-

mungsradius teilweise kompensiert. Der Einfluss dieser Endverstärkung kann nicht wesentlich sein und wird deshalb zunächst vernachlässigt.

3. Gleichgewichtsbedingungen für den angerissenen Zustand

$$a = \frac{d}{2} - p - f = x - s = x(1 - g)$$

$$f = \frac{\epsilon}{x} \frac{l^2}{\pi^2}$$

$$\frac{d}{2} - p - \frac{\epsilon}{x} \frac{l^2}{\pi^2} = x(1 - g)$$

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{d}{1 - g} - p \right) + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{d}{1 - g} - p \right)^2 - \frac{\epsilon l^2}{\pi^2 (1 - g)}}$$

s = Schwerpunktsabstand der Spannungsfläche
 $s = gx$
 x = Nulllinienabstand

Für die weitere Berechnung der Knicklast ist die Kenntnis des Spannungs-Stauchungsdiagramms des Mauerwerks erforderlich, das durch eine Verformungsmessung bis nahe an den Bruchzustand erhalten wird. Zunächst wird nun für alle Stauchungswerte ϵ sowohl die Spannungsfläche wie der Schwerpunktsabstand s bzw. g ermittelt. Der Gang der Arbeit ist nun folgender: Für ein angenommenes ϵ wird aus der vorstehenden Gleichung der Nulllinienabstand x berechnet. Aus der der Stauchung ϵ zugehörigen Spannungsfläche F' kann mit Hilfe des Spannungs-Stauchungsdiagramms dann die wirkliche Spannungsfläche wie folgt abgeleitet werden:

$$F = F' \frac{x}{\epsilon} = \bar{\sigma} d,$$

woraus die durchschnittliche Spannung $\bar{\sigma}$ folgt. Diese Rechnung wird nun für benachbarte Stauchungen ϵ wiederholt. Der maximale Wert $\bar{\sigma}$ ist die gesuchte Knickspannung σ_k . Für niedrigere und auch für höhere Werte ϵ ergibt sich eine kleinere durchschnittliche Spannung. Dieses Durchschreiten eines Maximalwertes zeigt deutlich, dass das zentrische und exzentrische Knicken nicht als ein Spannungsproblem, bei dem auf eine maximale Randspannung gerechnet wird, sondern als ein Stabilitätsproblem zu behandeln ist.

Sind auf der der Kraft abgewendeten Seite ebenfalls Druckspannungen zu erwarten, d. h. bei Belastung in der Stabaxe oder in ihrer Nähe, so kann folgendermassen vorgegangen werden: Der Pfeiler wird zunächst in seiner ursprünglichen Lage festgehalten gedacht und belastet bis zu einer Normalspannung σ_0 . Nach Entfernen der Stützung biegt sich der Pfeiler aus, wodurch auf der Druckseite sich entsprechend dem Spannungs-Stauchungs-Diagramm und dem Biegungswinkel $(\epsilon_1 - \epsilon_0)/x$ eine Spannungsfläche F'' überlagert. Auf der Zugseite findet eine Entlastung statt: $\epsilon_2 = (\sigma_0 - \sigma_2)/E_0$ (E_0 bedeutet hier den Elastizitätsmodul bei der Entlastung von der Spannung σ_0 auf σ_2). Analytisch führt die Berechnung des Nulllinienabstandes x zu einer Gleichung 3. Grades, die am einfachsten durch Probieren gelöst wird. Die Rech-

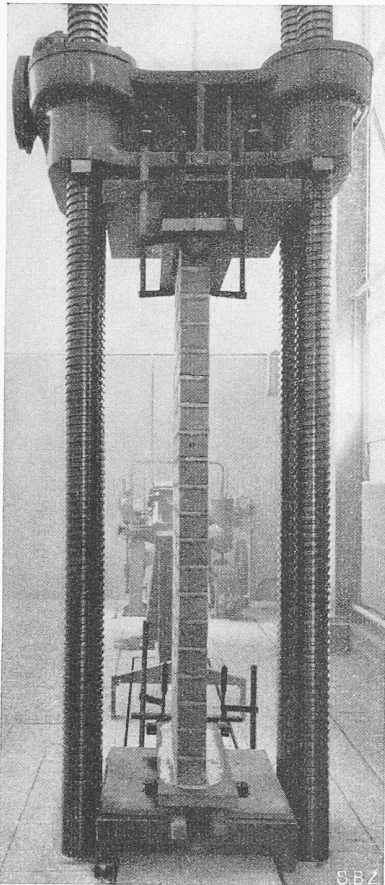
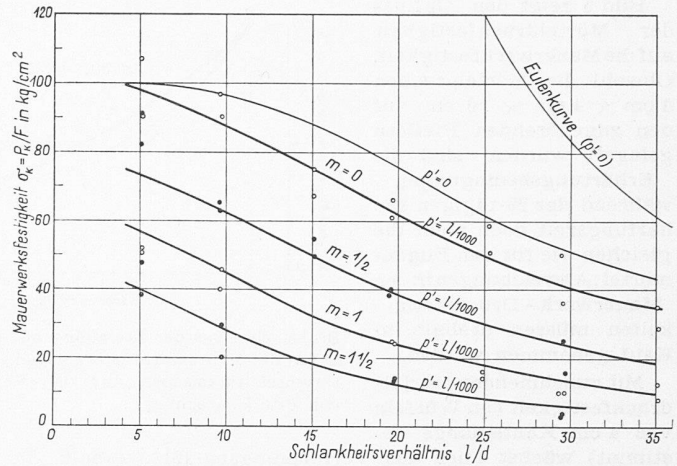


Bild 3 (links). Ansicht einer Versuchswand in der 500 t-Press. 1 1/2 N-Backstein mit verlängertem Zementmörtel. Knicklänge zwischen den Schnitten: 2,36 m, Wandbreite: 80 cm, Dicke der Wand: 12 cm, Schlankheits-Verhältnis $l/d = 20$, Exzentrizitätsmass $m = 1$, Risslast P_R und Bruchlast $P_B = 23,8$ t, Knick-Spannung $\sigma_k = 24,8$ kg/cm²

Bild 4 (rechts). Knick-Spannung von 12 cm starkem Backsteinmauerwerk. 1 1/2 N-Format, 12 x 25 x 9,5 cm mit runden Löchern, mittlere Steifigkeit: 289 kg/cm². Verlängerter Zementmörtel, mittlere Mörteldruckfestigkeit: 29 kg/cm², Breite 80 cm, Alter: 29 Tage. Schnittenlagerung. Versuchspunkte und gerechnete Kurven mit einer Anfangsexzentrizität $p' = \frac{l}{1000}$. Knicklast nach Euler



nung wird analog dem vorstehenden Verfahren durchgeführt, wobei noch die Bedingung

$$F'' \frac{x}{\epsilon_1 - \epsilon_0} = \frac{\sigma_0 - \sigma_2}{2} (d - x) = \frac{E_0 (\epsilon_1 - \epsilon_0)}{2} \frac{x}{(d - x)^2}$$

zu erfüllen ist. Der maximale σ_0 -Wert ist die gesuchte Knickspannung σ_k .

Diese Knickspannung kann in diesem Bereich auch nach dem von Roß-Brunner angegebenen Verfahren berechnet werden¹⁾.

Bei rein zentrischer Belastung vereinfacht sich das Verfahren insofern, als bei einer kleinen virtuellen Ausbiegung auch der überlagernde Druckteil dreieckförmig in Rechnung gesetzt werden kann.

Der Nulllinienabstand x berechnet sich dann zu:

$$x = \frac{d}{1 + \sqrt{\frac{T}{E}}}$$

wobei E den Entlastungs-Elastizitätsmodul und T den Verformungsmodul, bestimmt als Tangente an die Spannungs-Stauchungskurve bei der Spannung σ_0 darstellen. Die Normalspannung σ_0 kann nach der Gleichung berechnet werden:

$$\sigma_0 = \frac{1}{3} d^2 x^2 \frac{\pi^2}{l^2} T$$

Die gesuchte Knickspannung σ_k ist auch hier der Maximalwert der nacheinander bestimmten σ_0 -Werte.

4. Auswertung der Versuchsergebnisse

a. Das Einstein-Mauerwerk

1 1/2 N-Backsteine in der Grösse 12 cm x 25 cm x 9,5 cm und Rundloch mit einer mittleren Steindruckfestigkeit von 289 kg/cm² wurden mit verlängertem Mörtel HK 250 + P 100 zu einem 12 cm starken und 80 cm breiten Wandpfeiler frei aufgemauert und im Alter von 29 Tagen der Druckprobe unterworfen (Bild 3). Die Kraft der 500 t-Press wurde durch Schnitten und biegungsfeste Verteilplatten in die Versuchskörper eingeleitet, wodurch eine einwandfreie gelenkige Lagerung gewährleistet wurde. Das Schlankheitsverhältnis $l/d = 0,289 l/i$ lag zwischen 5 und 35. Das Exzentrizitätsmass $m = p/k$ (p = Exzentrizität des Lastangriffpunktes, k = Kernweite) wurde zu $m = 0, 1/2, 1$ und $1 1/2$ gewählt. Die Versuchsergebnisse sind auf Bild 4 graphisch dargestellt. Für jede Pfeilergrösse und Exzentrizität wurden zwei Pfeiler hergestellt und geprüft.

¹⁾ M. Roß und J. Brunner: «Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl». Diskussionsbericht der EMPA, Nr. 13, 1926.

Die Ergebnisse sind folgendermassen zusammenzufassen:

1. Die Einzelwerte weichen teilweise erheblich von einander ab, offenbar wegen unvermeidbaren Ungenauigkeiten bei der Einführung der Last, Heterogenität des Materials und wellenförmiger Pfeilermittellinie.

2. Die Kurven auf Bild 4 sind nach dem im vorangehenden Abschnitt entwickelten Verfahren berechnet worden. Das dabei verwendete Spannungs-Stauchungs-Diagramm wurde durch Verformungsmessungen über die ganze Länge der zentrisch belasteten $5d$ hohen Mauerwerkpfeiler gewonnen (Bild 1). Die aus der Entlastungsgeraden berechneten Elastizitätsmoduli sind ebenfalls in Kurvenform eingetragen.

Die berechnete Kurve für den rein zentrischen Belastungsfall liegt zur Hauptsache wesentlich über den Versuchspunkten. Wird eine Anfangsexzentrizität von $p' = l/1000$ in die Rechnung eingeführt, so erhält man eine von den Versuchspunkten gut umlagerte Kurve. Auch die anderen drei Kurven, die mit der selben Anfangsexzentrizität von $p' = l/1000$ berechnet wurden, durchstossen das Feld der Versuchspunkte in befriedigender Weise, woraus gefolgert werden darf, dass die Wirkungen der Endversteifungen infolge grösserer EJ -Werte tatsächlich von untergeordneter Bedeutung sind und auch das Nichtberücksichtigen der Zugspannungen in den Lagerfugen zulässig ist.

3. Die Knicklast nach Euler der zentrisch gedrückten Pfeiler berechnet mit einem Elastizitätsmodul $E = 90\,000$ kg/cm² liegt bei einem Schlankheitsverhältnis $l/d = 35$ ($l/i = 121$) noch erheblich über dem aus dem Spannungs-Stauchdiagramm errechneten Wert. Das Mauerwerk weist schon bei den Spannungen über 10 kg/cm² bleibende Verformungen auf, weshalb erst bei sehr hohen, praktisch kaum vorkommenden Schlankheitsverhältnissen die wirkliche Knicklast der Euler'schen Knicklast gleich werden kann (Bild 4).

4. Die Risslast, d. h. diejenige Last, bei der erstmals ein Knistern gehört wird, nähert sich bei der Zunahme der Exzentrizität und bei der Steigerung des Schlankheitsverhältnisses der Knicklast. Auch daraus wird offenbar, dass im Knickbereich nicht das Ansteigen einer Spannung bis zur Festigkeit des Baustoffes für das Zugrundegehen entscheidend ist. Das Verhältnis Risslast/Bruchlast zeigt Tabelle 1.

Die Pfeiler mit dem Schlankheitsverhältnis $l/d = 5$ weisen eine höhere Risslast auf als diejenigen mit $l/d = 10$. Beim kleineren Mauerwerk bewirkt die Druckplattenreibung vor allem eine Steigerung der Risslast und vermutlich auch der Bruchlast.

Tabelle 1. Einstein-Mauerwerk aus 1 1/2 N-Backsteinen mit verlängertem Zementmörtel HK 250 + P 100; Dicke der Versuchspfeiler $d = 12$ cm; Mittelwerte aus zwei Versuchspfeilern

l/d	5	10	15	20	25	30	35
$p = 0$	0,81	0,69	0,72	0,73	0,86	0,98	0,82
$p = 0,5$	0,81	0,63	0,76	0,99	—	1,00	—
$p = 1$	0,81	0,75	—	1,00	1,00	1,00	1,00
$p = 1,5$	0,88	1,00	—	1,00	—	1,00	—

Bild 5 zeigt den Einfluss der Mörteldruckfestigkeit auf die Mauerwerkfestigkeit. Obwohl die Mörtelprismen $4\text{ cm} \times 4\text{ cm} \times 16\text{ cm}$ auf den zugehörigen Pfeilern gelagert wurden, sind die Erhärtungsbedingungen während der 29-tägigen Erhärtungszeit doch nicht die gleichen wie für den Fugenmörtel; Abweichungen in den Mauerwerk-Druckfestigkeiten müssen deshalb in Kauf genommen werden.

Mit zunehmender Mörteldruckfestigkeit (an Würfeln von 4 cm Kantenlänge bestimmt) wächst auch der Verformungsmodul, weshalb die Mauersteine bei höherer Mörteldruckfestigkeit einer kleineren Querspannung ausgesetzt sind. Die Mauerwerkfestigkeit ist höher als die Mörteldruckfestigkeit, was leicht aus dem dreiaxigen Spannungszustand der plattenförmigen Mörtelschichten zu erklären ist. Auch bei Mauermörtel mit geringster Kohäsion, z. B. losem Sand, muss das fachgemäss gemauerte Mauerwerk noch eine ordentliche Druckfestigkeit aufweisen.

Das gegenüber dem Mauerwerk aus $1\frac{1}{2}$ N-Steinen mehr Lagerfugen enthaltende und deshalb auch einen verhältnismässig kleineren Zugquerschnitt besitzende Mauerwerk zeigt erst mit dem weniger verformbaren Zementmörtel eine rasche Zunahme der Festigkeit. Der $1\frac{1}{2}$ N- und der Doppel-Normalstein lassen dagegen einen ausgeglicheneren Festigkeitsanstieg erkennen.

Die gegenüber früheren Versuchspfeilern²⁾ anormale Steigerung der Mauerwerkfestigkeit mit wachsender Mörtelfestigkeit kann nur aus dem Umstand erklärt werden, dass die Mörtelprismen mit Portlandzement während der Luftlagerung auf den Pfeilern nur kleinere Festigkeiten als im Fugenmörtel entwickeln konnten, während die mit hydraulischem Kalk gebundenen Mörtelprismen an der Luft stärker durchkarbonatisierten und mehr erhärteten als der gleiche Mörtel im Mauerwerk. Die Mörtelprismen, dauernd unter feuchten Tüchern gelagert, hätten wahrscheinlich besser übereinstimmende Werte geliefert. Es wäre verfehlt, aus diesen Versuchsergebnissen eine Beziehung zwischen Mauerwerkfestigkeit und Mörtelfestigkeit aufstellen zu wollen.

Ein Einfluss der Mauersteinhöhe auf die Mauerwerkfestigkeit ist besonders für die zentrische Belastung zu erwarten, weil in den niedrigeren Steinen bei gleicher Belastung eine verhältnismässig grössere Zugspannung ausgelöst wird. Dass dem so ist, zeigt Bild 7. Der $1\frac{1}{2}$ N-Stein hat bei zentrischer Belastung eine um mehr als 50% höhere Mauerwerkfestigkeit ergeben, die sicher nicht nur durch die um 20% höhere Steinfestigkeit erklärt werden kann; vielmehr muss die Querdehnung des verhältnismässig weichen, verlängerten Zementmörtels im N-Stein tatsächlich eine höhere Zugspannung verursacht und die Mauerwerkfestigkeit empfindlich herabgesetzt haben. Der prozentuale Anstieg ist bei exzentrischem Lastangriff, besonders sobald dieser ausserhalb des Kerns erfolgt, kleiner. Das J-Stein-Mauerwerk erweist sich als Einzelstein gedrückt druckfester als die beiden anderen, doch ist der Anstieg vom $1\frac{1}{2}$ N-Stein zu diesem trotz der höheren Steindruckfestigkeit nur noch klein, ja beim exzentrischen Lastangriff ist sogar eine Abnahme der Festigkeit unverkennbar. Die Ursache dieser Anomalie ist nur zu vermuten. Heterogenität im Mauerstein, wie Trockenrisse usw. wirken sich beim höheren Stein ungünstiger aus als beim niedrigeren. Ob dabei auch innere Spannungen mitbeteiligt sind, ist schwer zu sagen. Wenn auch der 13 cm hohe Isolierstein eine Mörtelersparnis bringt und von geübten Maurern eine höhere Arbeitsleistung zu erwarten ist, so bietet er festigkeitstechnisch gegenüber dem $1\frac{1}{2}$ -N-Stein infolge seiner grösseren Exzentrizitätsempfindlichkeit keine Vorteile. Dem Normalstein ist er dagegen besonders bei zentrischer Belastung und bei geringer Exzentrizität auch festigkeitsmässig überlegen.

2) P. Haller: Physik des Backsteins, I. Teil. Herausgegeben vom Verband Schweiz. Ziegel- und Steinfabrikanten. 1948.

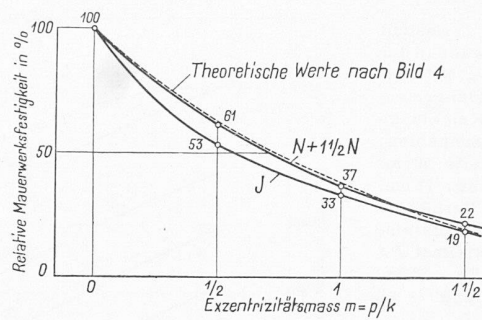


Bild 5. Einfluss der Steinhöhe auf den relativen Abfall der Mauerwerkfestigkeit bei verschiedenen Exzentrizitätsmassen aus den Versuchswerten von Bild 7 berechnet

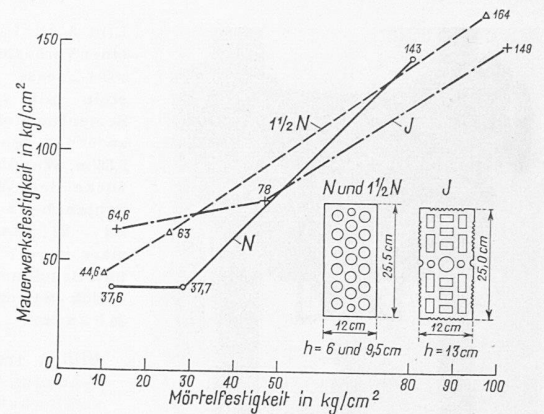


Bild 6. Mauerwerkfestigkeit von Pfeilern mit einem Schlankheitsverhältnis $l/d = 20$ und zentrischer Belastung. Mauersteine: N-Format, $1\frac{1}{2}$ N- und J-Format mit den mittleren Steinfestigkeiten von 241, 289 und 321 kg/cm^2 . Hydraul. Kalkmörtel HK 350, verlängerter Zementmörtel HK 250 + P 100 und Zementmörtel P 300. Mauerdicke: 12 cm , Mauerbreite: 80 cm , Alter: 29 Tage, Schneidenlagerung

Während der Normalstein und der $1\frac{1}{2}$ Normalstein einen mit den theoretischen Werten sich deckenden Abfall der relativen Mauerwerk-Druckfestigkeiten feststellen lassen, weicht der J-Stein etwas ab (Bild 5). Ueber den Einfluss der Mörtelfestigkeit auf die Mauerwerke mit den drei verschiedenen Steinformaten orientiert Bild 6.

b. Das Verbandsmauerwerk

Aus dem inneren Verformungszustand ist grundsätzlich die Ueberlegenheit des Einstein-Mauerwerks gegenüber dem Verbandsmauerwerk mit ausreichend zugfesten Steinen bei zentrischer und schwach exzentrischer Belastung zu erwarten. Wie aus Bild 8 hervor geht, sind tatsächlich wesentlich höhere Mauerwerkfestigkeiten beim zentrisch gedrückten 12 cm -Mauerwerk festzustellen; diese Ueberlegenheit nimmt allerdings mit zunehmendem Schlankheitsverhältnis l/d ab. Ueber alle drei Schlankheitsverhältnisse gesehen, ist beim Lastangriff im halben Kern nur noch ein kleiner Unterschied festzustellen; im Kernrand gedrückt, sind die Werte ausgeglichen, und ausserhalb des Kerns belastet, ist sogar das dickere Mauerwerk überlegen. Diese Feststellung ist wie folgt zu erklären: Mit wachsender Exzentrizität nimmt der Einfluss der an der Uebertragung der Zugspannungen unbeeiligt und deshalb den Körper schwächenden Stossfugen ab, und die Unregelmässigkeiten — Abweichung der Mittellinie von der Pfeileraxe usw. — gewinnen mit zunehmender Exzentrizität beim dünneren 12 cm -Mauerwerk die Oberhand.

Die bei früheren Untersuchungen³⁾ festgestellten überhöhten Randspannungen bei der exzentrischen Belastung (beim 39 cm -Normalbackstein-Mauerwerk beträgt sie 41%) findet durch diese Versuchsreihe ihre Erklärung. Der Mittelwert der Randspannungserhöhung ergibt sich bei den Schlankheitsverhältnissen $l/d = 10$ und $l/d = 20$ zu 38%.

Zusammenfassung

1. Bei Kenntnis des Spannungs-Stauchungs-Diagramms, das durch Versuche an kleinen Mauerwerkpfeilern mit einer Höhe von $5d$ bestimmt wird, lässt sich der Abfall an Tragfähigkeit eines Einstein-Mauerwerks für jedes beliebige Schlankheitsverhältnis l/d und für jedes Exzentrizitätsmass $m = p/k$ berechnen, wobei eine Zugspannung in der Lagerfuge nicht berücksichtigt werden darf. Selbstverständlich gilt dies für jede Art von Mauerstein aus allen Baustoffen, sofern die Querschnittform (Löcher) die Aufnahme der Querspannungen in den Randpartien gewährleisten kann.

2. Die rechnerischen, für das 12 cm starke Mauerwerk erhaltenen Werte lehnen sich gut an die Versuchspunkte an, sofern eine Anfangsexzentrizität in der Grösse von $p' = l/1000$ bei den Berechnungen berücksichtigt wird. Da bei den dickeren, von geübten Maurern hergestellten Pfeilern und Wänden mit den absolut gleichen Herstellungsfehlern zu rechnen ist, kann die Anfangsexzentrizität für alle Mauerstärken nach folgendem Ausdruck berechnet werden:

$$p' = 0,012 \frac{l}{d}$$

Diese Abweichungen vom Idealkörper sind selbstverständlich vor allem vom fachlichen Können des Maurers und auch von

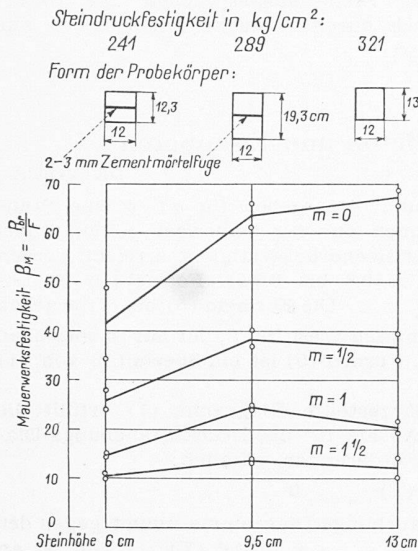


Bild 7. Einfluss der Steinhöhen auf die Mauerwerkfestigkeit β_M . Schlankheitsverhältnis $l/d = 20$. Verlängerter Zementmörtel mit mittlerer Festigkeit von 30 kg/cm^2 , Mauerdicke: 12 cm, Mauerbreite: 80 cm, Alter: 29 Tage. Schneidenlagerung

der Regelmässigkeit der Abmessungen der verwendeten Steine abhängig.

3. Die Knickkurven (Bild 4) sind unter Berücksichtigung der Mauerwerkfestigkeit mit ausreichender Genauigkeit auch für andere Mauerwerkfestigkeiten für Backstein-Normalformat-Steine zwischen 50 und 180 kg/cm^2 anwendbar, auch für andere Mörtelarten, da die Spannungs-Stauchungs-Diagramme eine sehr ähnliche Form aufweisen (Bild 9). Für Verbandmauerwerk dürfen hingegen diese Kurven nur für die exzentrischen Belastungsfälle $m > 1/2$ angewendet werden.

4. Mit zunehmender Mörteldruckfestigkeit nimmt auch die Mauerwerkfestigkeit zu.

Bei Verwendung von hydraulischem Kalk und Portlandzement, sowie $1\frac{1}{2}$ -Normalsteinen mit Rundloch und einer Steindruckfestigkeit von 289 kg/cm^2 , bei einem Schlankheitsverhältnis von $l/d = 20$ ergaben sich folgende Mauerwerkfestigkeiten:

hydraulischer Kalkmörtel HK 350	45 kg/cm^2
verlängerter Zementmörtel HK 250 + P 100	63 kg/cm^2
Zementmörtel P 300	164 kg/cm^2

5. Die Druckfestigkeiten des mehr Lagerfugen enthaltenden Normalstein-Mauerwerks mit verlängertem Zementmörtel sind bei zentrischer Belastung um etwa 50% kleiner als diejenigen mit $1\frac{1}{2}$ -Normalsteinen. Der gleiche Unterschied wird bei dem Exzentrizitätsmass von $m = 1/2$ und 1 gefunden. Erst bei der Belastung ausserhalb des Kerns ist die Differenz kleiner.

Die J-Steine zeigen trotz höherer Steinfestigkeit bei exzentrischer Belastung wieder eine kleinere Mauerwerkfestigkeit, eine Feststellung, die durch eine stärkere Auswirkung von Unregelmässigkeiten im Stein zu erklären ist.

6. Das Zweistein-Mauerwerk mit $1\frac{1}{2}$ -Normalstein weist in den Bindersteinen nur halb so viel Zugquerschnitt auf, weshalb bei zentrischer Belastung erheblich kleinere Mauerwerkfestigkeiten gefunden wurden. Dass der Abfall nicht noch grösser ausfällt, ist zum Teil eine Folge der kleineren Herstellungs-Ungeäuigkeiten. Bei exzentrischer Belastung, bei der der verminderte Zugquerschnitt infolge der Nulllinienverschiebung gegen den Druckrand weniger ins Gewicht fällt, verschiebt sich sogar der Unterschied mehr und mehr zugunsten des dickeren Verbandmauerwerks.

7. Bei der Festsetzung der zulässigen Beanspruchung ist zu beachten, dass die Versuchsmauerwerke mit handelsüblichen Mauersteinen durch in ihrem Fach versierte Maurer nach den Regeln der Kunst aufgestellt worden sind. Abweichungen der Mittellinie von den geraden Pfeilern sind unvermeidlich. Auch spiegeln sich die Streuungen in den Abmessungen und

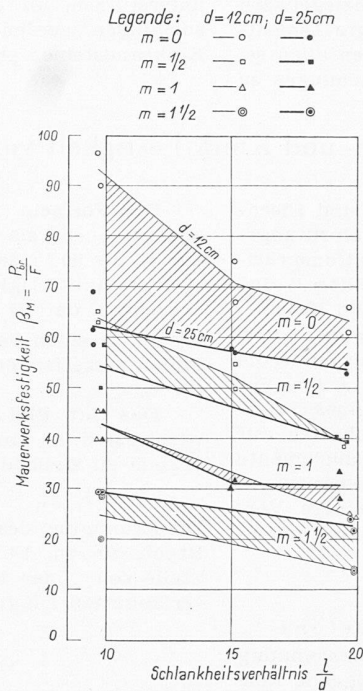


Bild 8. Vergleich zwischen den Mauerwerkdruckfestigkeiten des Einstein- und Verbandmauerwerks. Mauerdicke: 12 cm u. 25 cm, Mauerbreite: 80 cm, $1\frac{1}{2}$ N-Format mit einer mittleren Steinfestigkeit von 289 kg/cm^2 . Verlängerter Zementmörtel mit einer Druckfestigkeit von 36 kg/cm^2 . Alter: 29 Tage, Schneidenlagerung

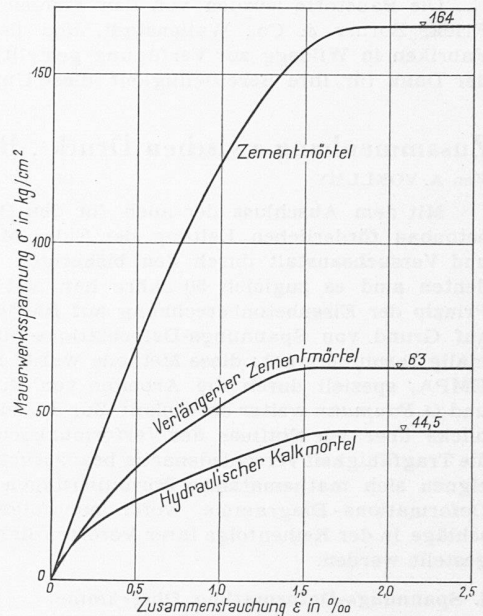


Bild 9. Spannungs-Stauchungs-Diagramme für die Mauerwerke mit den drei Mörtelarten: Hydraul. Kalkmörtel HK 350, verlängerter Zementmörtel HK 250 + P 100 und Zementmörtel P 300. $1\frac{1}{2}$ Normalsteine mit 289 kg/cm^2 Steindruckfestigkeit. Zentrische Belastung, Schlankheitsverhältnis $l/d = 20$, Mauerdicke: 12 cm, Mauerbreite: 80 cm, Alter 29 Tage

der Güte der Steine und des Mörtels in den Ergebnissen wider. Die Lagerfugen wurden in den normalen Stärken von durchschnittlich 14 bis 16 mm gehalten.

Dickere Fugen, in den Abmessungen erheblich schwankende und stärker in der Festigkeit streuende Steine, ungleichmässige Mörtelmischungen, grosse Abweichungen von der Pfeileraxe und von der Vertikalen, mangelhafter Verband (über mehrere Reihen gehende Stossfugen) sind Faktoren, die die Mauerwerk-Tragfähigkeit empfindlich herabsetzen.

Eine rationelle Ausnützung der Baustoffe ist nur möglich, wenn sie durch ihr Fach beherrschende und pflichtbewusste Berufsleute zu einem Ganzen vereinigt werden. Für ein fachgerechtes, unverletztes Mauerwerk, das mit einwandfreien Baustoffen erstellt ist, ist ein Sicherheitsgrad von 4 ausreichend, um den unvermeidlichen Unzulänglichkeiten in der Berechnung und Ausführung Rechnung zu tragen. Bei unfachgemässer Ausführung ist ein sechsfacher Sicherheitsgrad auf die je nach dem Grad der Unregelmässigkeiten herabgesetzte Mauerwerkfestigkeit angemessen. Ein hochwertiges Mauerwerk kann nicht nur durch die Bereitstellung hochwertiger Baustoffe erzielt werden, sondern ein fachgemässes Verarbeiten ist eine ebenso unbedingte Voraussetzung.

8. Ueber die Auswirkung des Ausspitzen von Leitungsschlitzten auf die Tragfähigkeit gibt sich vielfach der Anordnende wie der Ausführende keine Rechenschaft. Ein horizontaler, in halber Höhe geführter Schlitz von t cm Tiefe hat einen exzentrischen Lastangriff mit einem Exzentrizitätsmass von $m = 3t/d$ zur Folge, d. h. bei einer Schlitztiefe von 5 cm in einer 12 cm starken Wand wird m zu 1,25. Nach Bild 4 ist angenähert mit einem 70 prozentigen Abfall der Tragfähigkeit zu rechnen, denn die grössere Steifigkeit des nur örtlich geschwächten Wandstückes wird durch eine geringere Festigkeit des angespitzen Steines weitgehend kompensiert. Das Anbringen von horizontalen und schrägen Schlitzten ist in tragenden Wänden und Pfeilern unzulässig. Auch vertikale Schlitzte bedeuten eine Schwächung des Zusammenwirkens der beiden benachbarten Wandteile, doch ist hier die Einbusse an Tragfähigkeit wesentlich geringer.

Die Untersuchungen wurden durch Beiträge an die Kosten von den Baupolizei-Behörden der Städte Zürich, Bern und Basel, vom Verband Schweizerischer Ziegel- und Steinfabrikanten, von der Firma A.-G. Hunziker & Cie, Zürich, und von der E. G. Portland ermöglicht.

Die Baustoffe wurden von den Firmen Dachziegelwerk Frick, Borner & Co., Wallenstadt, und den Jura-Zement-Fabriken in Wildeggen zur Verfügung gestellt. Ihnen allen sei der Dank für ihre Bereitwilligkeit, diese Untersuchungen zu

unterstützen, an dieser Stelle ausgesprochen. Die Untersuchungen werden noch durch Versuche mit Pfeilern aus Kalksandsteinen ergänzt.

Zusammenhang zwischen Druck-, Biege- und Knick-Festigkeit von Beton und Eisenbeton

Von A. VOELLMY

DK 624.012.4

Mit dem Abschluss der auch für den Beton und Eisenbetonbau förderlichen Leitung der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt durch den bisherigen Direktionspräsidenten sind es zugleich 50 Jahre her, seit *W. Ritter*¹⁾ das Prinzip der Eisenbetonberechnung auf Biegung und Knicken auf Grund von Spannungs-Deformations-Diagrammen erstmalig formuliert hat; diese Methode wurde seither durch die EMPA, speziell durch die Arbeiten von *M. Roß*, *J. Brunner* und *O. Baumann* weiter entwickelt. Zur Erzielung eines Ueberblicks über den Einfluss der Verformungseigenschaften auf die Tragfähigkeit verschiedenartig beanspruchter Bauelemente eignen sich mathematische Formulierungen der Spannungs-Deformations-Diagramme, wofür nachfolgend einige Vorschläge in der Reihenfolge ihrer Veröffentlichung zusammengestellt werden.

I. Spannungs-Deformations-Diagramme

A. Druck-Stauchungs-Diagramm des Betons

Für den Zusammenhang zwischen der Druckspannung und dem zugehörigen Stauchungsgrad gelten folgende Formeln, die auf Grund besonderer Versuchsreihen aufgestellt worden sind.

(1) Hartig²⁾-Ritter¹⁾ $\sigma = \beta (2\eta - \eta^2)$

Bezeichnungen:

β = Prismendruckfestigkeit (die übliche Bezeichnung $\eta\beta_d$ wird hier abgekürzt)

$\eta = \epsilon/\epsilon_0$ = Stauchungsgrad

ϵ = zur Spannung σ gehörige Stauchung

$\epsilon_0 = 2\beta/E$ = Stauchung beim Erreichen der Prismendruckfestigkeit

$T = d\sigma/d\epsilon$ = Tangentenmodul

$E = (T)_{\sigma=0}$ = Elastizitätsmodul

(2) Ritter¹⁾ $\sigma = \beta (1 - e^{-1000\epsilon})$

(3) Bach-Tetmajer³⁾ $\epsilon = \alpha \sigma^m$

worin α und m Materialkoeffizienten bedeuten

(4) Roß-Eichinger⁴⁾ $\epsilon = \frac{\sigma}{E} + 10^{-4} \frac{\sigma}{\beta - \sigma}$

(5) Baumann⁵⁾ $\sigma = \frac{\beta \epsilon}{(2c - 1) \epsilon_B^2} (2c \epsilon_B - \epsilon)$

ϵ_B ist die Bruchdehnung, c eine Materialkonstante

(6) Schreyer⁶⁾ $\epsilon = 10^{-6} \frac{(400 + \eta\beta_d) \sigma}{1,1 \eta\beta_d - \sigma}$

$\eta\beta_d$ ist die Würfeldruckfestigkeit

(7) Haller⁷⁾ $\epsilon = \frac{\sigma}{E} + 10^{-4} \frac{\sigma}{\beta + \frac{\beta^2}{2200} - \sigma}$

Die Abweichungen der durch die Formeln (1) bis (7) gegebenen Diagramme weisen auf den grossen Einfluss der Art der Versuchsdurchführung, insbesondere bezüglich Messbereich, Belastungsart und -geschwindigkeit, sowie auf beträchtliche Schwankungen der Materialeigenschaften hin. Die Stauchung nimmt mit wachsender Belastungszeit, mit abnehmender Prismenhöhe und mit wachsendem Verhältnis von Messlänge zu Prismenhöhe zu; die Bruchstauchung wächst ferner mit zunehmender Exzentrizität der Belastung und erreicht bei Biegung nach *M. Roß* etwa den Wert⁸⁾:

$$\epsilon_B = \left(3,5 + \frac{200}{\beta}\right) \%_{00}$$

1) SBZ Bd. 33, S. 41*, 49*, 59* (Februar 1899).
 2) «Civil-Ingenieur» 1893, S. 113, 435.
 3) «Elastizität und Festigkeit» 1905.
 4) Diskussionsbericht Nr. 8 der EMPA, 1925.
 5) Diskussionsbericht Nr. 89 der EMPA, 1934.
 6) «Beton und Eisen» 1939, Heft 1/3.
 7) «Schweiz. Ing. Kalender», 1948, Anhang.
 8) «Oesterreichische Bauzeitschrift» 1948, Heft 1/3.

Die Formeln (2) und (4) ergeben für $\sigma = \beta$ eine Stauchung $\epsilon = \infty$; sie können nur für Dauerlast gelten, wobei nur 80 bis 90 % der Prismendruckfestigkeit erreicht werden (Dauerstandfestigkeit = 0,8 bis 0,9 β). Formel (3) ist unbrauchbar, da $(T)_{\sigma=0} = \infty$. Die Formeln (5) bis (7) ergeben für $\sigma = \beta$ einen bestimmten Wert für T , der nur in speziellen Fällen zutreffen kann. Formel (5) ist ein Spezialfall von (1) für $\epsilon_B < \epsilon_0$.

Das auf Bild 1 dargestellte Diagramm (1) erfüllt die wichtigsten, an einen Ansatz für das Druck-Stauchungs-Diagramm zu stellenden Forderungen, nämlich:

$$(T)_{\sigma=0} = E; (T)_{\sigma=\beta} \geq 0$$

Die Krümmung des Stauchungs-Diagramms nimmt gegen den Bruch hin zu. Für $\epsilon_B < \epsilon_0$, $\eta_B < 1$ und $(T)_{\sigma=\beta} > 0$ ist an Stelle von β der ideelle Maximalwert β_i des über β hinaus verlängerten Diagrammes einzusetzen, nämlich:

$$\beta_i = \frac{E}{4} \frac{\epsilon_B^2}{\epsilon_B - \beta/E}$$

Für $\epsilon_B > \epsilon_0$, $\eta_B > 1$ wird das Diagramm über ϵ_0 hinaus horizontal verlängert.

Der Einfluss eines der jeweiligen Beanspruchung σ angenähert proportionalen Kriechens $\propto \epsilon$ kann durch entsprechende Reduktion von E in den Formeln von Bild 1 berücksichtigt werden. Wird Wert darauf gelegt, die Bruchstauchung ϵ_0 für $\sigma = \beta$ frei wählen zu können, so ist das durch den Ansatz einer kubischen Parabel möglich; die mathematische Behandlung der Probleme wird aber dadurch schwerfälliger.

In den Fällen, bei denen sich der Ansatz (1) als unzutreffend erweist, besonders bei genauer Berücksichtigung des Kriechens unter ständiger Last, wird man zweckmässig die gegebenen Druck-Stauchungs-Diagramme direkt auswerten. Mit den Bezeichnungen von Bild 1 bedeuten hierbei $F\eta$ die Spannungsfläche $0 - \eta$ und s_η den Schwerpunktsabstand dieser Fläche von der Ordinate η_B .

B. Armierung

Im allgemeinen darf das Druck-Stauchungs-Diagramm dem Zug-Dehnungs-Diagramm gleichgesetzt werden. Soweit hierfür keine besonderen Messungen vorliegen, kann für Stähle mit ausgesprochenem Fließbereich gesetzt werden:

(8) $\sigma = E_e \epsilon; \sigma_{max} = \sigma_s$ (Fließgrenze)

Fließbereich $\epsilon = \sigma_s/E_e$ bis ϵ_s

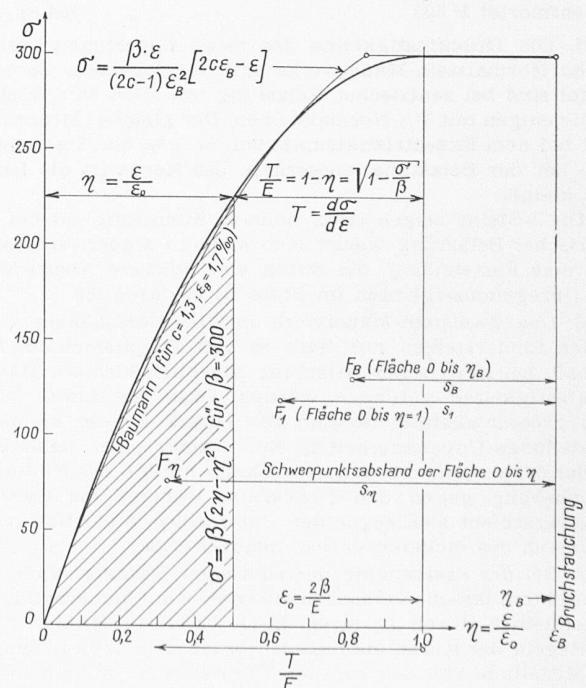


Bild 1. Druck-Stauchungs-Diagramm für Beton