

<b>Zeitschrift:</b>	Schweizer Ingenieur und Architekt
<b>Herausgeber:</b>	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
<b>Band:</b>	109 (1991)
<b>Heft:</b>	22
<b>Artikel:</b>	Vereinfachter Tragfähigkeitsnachweis: für schlanke Stahlstützen unter ein- und zweiachsig ausmittigem Druck
<b>Autor:</b>	Herzog, Max
<b>DOI:</b>	<a href="https://doi.org/10.5169/seals-85954">https://doi.org/10.5169/seals-85954</a>

### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 17.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

# Vereinfachter Tragfähigkeitsnachweis

für schlanke Stahlstützen unter ein- und zweiachsig ausmittigem Druck

**Von den bekannten Interaktionsgleichungen für PE- und HE-Profilen unter einachsig ausmittigem Druck ausgehend wird gezeigt, wie einfach die Stützenschlankheit berücksichtigt werden kann. Die Ergebnisse dieser Näherungsberechnung werden mit verschiedenen literaturkundigen Versuchen verglichen. Die Genauigkeit der vorgestellten Näherungsberechnung ist für Entwurfszwecke völlig ausreichend.**

Obwohl es bereits zahlreiche Vorschläge zur Vereinfachung des in den verschiedenen neuen Stahlbaunormen

VON MAX HERZOG,  
AARAU

(SIA 161/1991, Eurocode 3/E 1988, DIN 18800, Teil 2/1990) verlangten Tragfähigkeitsnachweises – an Stelle des früheren Spannungsnachweises (DIN 4114/1952) – gibt, fehlt bisher noch ein einheitliches und einfaches Bemessungsverfahren, das alle möglichen Versagensarten – wie Biegeknicken und Biegedrillknicken – unter sowohl ein- als auch zweiachsig ausmittigem Druck erfasst. Diese Lücke soll im folgenden geschlossen werden.

## Theoretische Grundlagen

### Theorie zweiter Ordnung

Im Gegensatz zur Theorie erster Ordnung werden bei der Theorie zweiter Ordnung auch die Verformungen des betrachteten Tragwerks (hier einer Stütze) berücksichtigt. In einfachen Fällen (Bild 1) begnügt man sich mit der bekannten Näherung

$$(1) \quad M^H = \frac{M^I}{1 - \gamma N/N_{Ki}} \leq 2,5 M^I$$

Es ist jedoch zu beachten, dass die Verformung des Stabes mit gleich grossen Endausmitten verschiedenen Vorzeichen gemäss Bild 1c (Zimmermann-Stab) unbestimmt ist.

### Ersatzbiegemoment

Im Fall verschiedener Endausmitten (Bild 2:  $M_1 > M_2$ ) wir näherungsweise mit dem Ersatzbiegemoment [1, 2]

$$(2) \quad \bar{M} = 0,6 M_1 + 0,4 M_2 = K M_1 \geq 0,2 M_1$$

gerechnet.

### Querschnittstragfähigkeiten

Die Tragfähigkeiten von Walzprofilquerschnitten der Reihen PE und HE mit  $A_w/A \geq 0,2$  unter einachsig ausmittigem Druck betragen näherungsweise bei Biegung um die starke Profilachse [3]

$$(3) \quad \frac{N}{N_{pl}} + \frac{M_x}{1,1 M_{xpl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

(gültig nur für  $N/N_{pl} > 0,1$ ; für  $N/N_{pl} < 0,1$  ist stets  $M_x = M_{xpl}$  zu setzen) und bei Biegung um die schwache Profilachse

$$(4) \quad \frac{N}{N_{pl}} + \frac{M_y}{2 M_{ypl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

(gültig nur für  $N/N_{pl} > 0,5$ ; für  $N/N_{pl} < 0,5$  ist stets  $M_y = M_{ypl}$  zu setzen). Unter zweiachsig ausmittigem Druck wird die Tragfähigkeit näherungsweise

$$(5) \quad \frac{N}{N_{pl}} + \frac{M_x}{1,1 M_{xpl}} + \frac{M_y}{2 M_{ypl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

gesetzt.

### Schlanke Stützen unter mittigem Druck

Für Stützen mit grossen geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie Eigenspannungen beträgt die nur ausnahmsweise massgebende «untere Schranke» der Knicklast [4]

$$(6) \quad N_{Ku} = \frac{N_{pl}}{1 + N_{pl}/N_{Ki}}$$

und für Stützen mit kleinen geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie Eigenspannungen ergibt sich der im allgemeinen massgebende «Mittelwert» der Knicklast zu

$$(7) \quad N_{Km} = \frac{N_{pl}}{\sqrt{1 + (N_{pl}/N_{Ki})^2}}$$

Der Vorteil von nur zwei Knickspannungslinien (Bild 3) gegenüber den fünf europäischen [5] liegt auf der

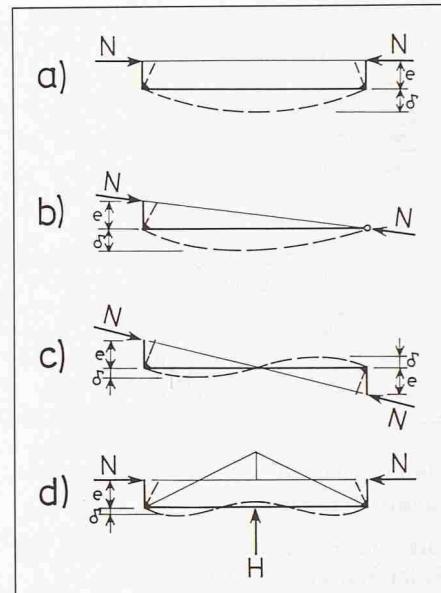


Bild 1. Ausmittig gedrückter Stab im unverdeformten Zustand (Theorie 1. Ordnung) und im verdeformten (Theorie 2. Ordnung)

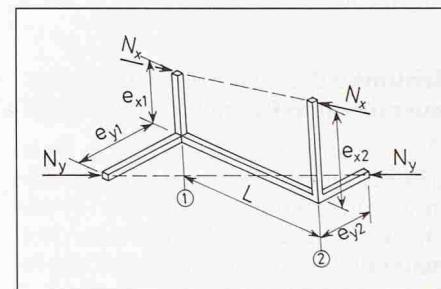


Bild 2. Einfeldriger Druckstab mit verschiedenen Endausmitten

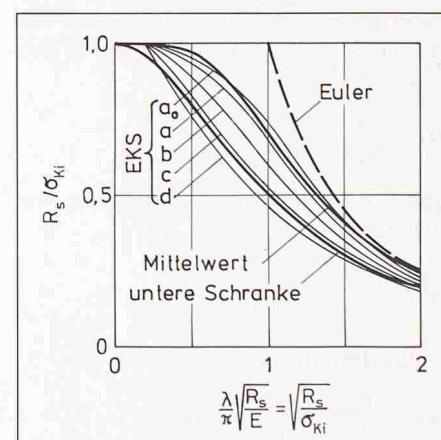


Bild 3. Mittelwert und untere Schranke der mittigen Knicklast im Vergleich mit den fünf europäischen Knickspannungslinien

Die wegen ihres Umfangs hier nicht abgedruckten Tabellen 1 bis 4 können beim Verfasser gegen Voreinsendung von Fr. 20.- bezogen werden.

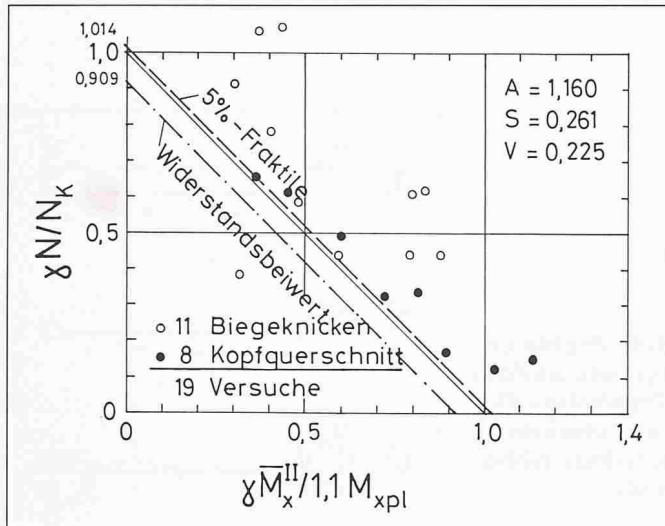


Bild 4. Biegeknicken unter einachsiger Ausmitte um die starke Profilachse nach den Versuchen von VanKuren und Galambos [10] sowie English und Adams [11]

Hand, weil die Verwechslungsgefahr praktisch ausgeschaltet ist.

Die ideal-elastische Knicklast des Euler-Stabs beträgt bekanntlich

$$(8) \quad N_{Ki} = EA \left( \frac{\pi}{\lambda} \right)^2$$

Sie ist für die starke und die schwache Profilachse verschieden gross.

### Schlanke Stützen unter einachsig ausmittigem Druck (Biegeknicken)

Die Änderung gegenüber der Querschnittstragfähigkeit besteht darin, dass in die Interaktionsgleichungen (3) und (4) an Stelle der vollplastischen Normalkraft  $N_{pl}$  die mittige Knicklast  $N_K$  gemäss den Gln. (6) oder (7) einzusetzen ist und an Stelle der Biegemomente erster Ordnung  $M^I$  diejenigen zweiter Ordnung  $M^{II}$  gemäss Gl. (1). Die modifizierten Interaktionsgleichungen lauten dann für Biegung um die starke Profilachse

$$(9) \quad \frac{N}{N_{xK}} + \frac{\bar{M}_x^{II}}{1,1 M_{xpl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

und für Biegung um die schwache Profilachse

$$(10) \quad \frac{N}{N_{yK}} + \frac{\bar{M}_y^{II}}{2 M_{ypl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

Unter Beachtung der Identität

$$(11) \quad \frac{N_{Ku}}{N_{pl}} = \frac{1}{1 + N_{pl}/N_{Ki}} = 1 - \frac{N_{Ku}}{N_{Ki}}$$

lässt sich die Gl. (9) auch in die bereits früher abgeleitete Form

$$(12) \quad \frac{N}{N_{pl}} + 0,9 \frac{\bar{M}_x^{II}}{M_{xpl}} \leq \frac{1}{\gamma} \left( 1 - \frac{N}{N_{Ki}} \right)$$

bringen. Zur Abgeltung theoretischer Parameterstudien [6] war die rechte Hälfte der Gl. (12) seinerzeit auf Intervention von Prof. Lindner (TU Berlin) in die abgeänderte Form [7]

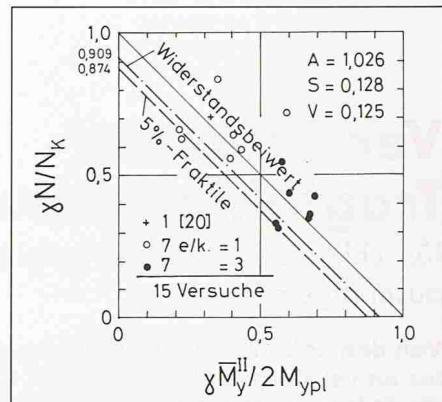


Bild 5. Biegeknicken unter einachsiger Ausmitte um die schwache Profilachse nach den Versuchen von Roš und Brunner [12] sowie VanKuren und Galambos [10]

$$(13) \quad \frac{N}{N_{pl}} + 0,9 \frac{\bar{M}_x^{II}}{M_{xpl}} \leq 1 - 1,2 \frac{N}{N_{Ki}}$$

gebracht worden.

Der Kehrwert des globalen Sicherheitsbeiwerts

$$(14) \quad \frac{1}{\gamma} = \frac{1}{\gamma_Q \gamma_R}$$

liegt mit den genormten Teilsicherheitsbeiwerten für die Einwirkungen (load factors)

- Eigenlasten  $\gamma_Q = 1,3$
- Nutz- bzw. Verkehrslasten  $\gamma_Q = 1,5$
- Begleiteinwirkungen (Wind, Schnee usw.)  $\gamma_Q = 0,8$

und für den Widerstand (resistance factor) von Stahlkonstruktionen  $\gamma_R = 1,1$  zwischen 0,70 und 0,60, im Mittel also bei  $1/\gamma = 0,65$ .

### Schlanke Stützen unter einachsig ausmittigem Druck (Biegedrillknicken)

Hat der Biegedruckflansch einer Stütze mit PE-oder HE-Querschnitt die Möglichkeit zum seitlichen Ausweichen (lateral buckling), so versagt die betreffende Stütze auf Biegedrillknicken. Das Versagen auf Biegeknicken setzt eine seitliche Halterung des Biegedruckflansches der Stütze voraus.

Die dabei erforderliche Berechnung des ideal-elastischen Kippmoments kann jedoch in Abhängigkeit von der Stabschlankheit um die schwache Profilachse  $\lambda_y$  und von der Fließgrenze des Baustahls  $R_s$  in N/mm<sup>2</sup> mit den beiden folgenden empirischen Gleichungen (in Analogie zu [8]) für schmale I-Profile (h/b ≥ 2,0)

$$(15) \quad \frac{M_{xK}}{M_{xpl}} = 1,15 - \frac{\lambda_y}{250} \sqrt{\frac{R_s}{240}} \leq 1$$

und für breite I-Profile (h/b ≤ 1,2)

$$(16) \quad \frac{M_{xK}}{M_{xpl}} = 1,15 - \frac{\lambda_y}{300} \sqrt{\frac{R_s}{240}} \leq 1$$

erstaunlich genau (vgl. [9] Abb. 7) erfasst werden.

Die im Fall von Biegedrillknicken einer schlanken Stahlstütze massgebende Interaktionsgleichung

$$(17) \quad \frac{N}{N_{xK}} + \frac{\bar{M}_x^{II}}{M_{xpl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

unterscheidet sich von der im Fall von Biegeknicken massgebenden Gl. (9) nur dadurch, dass im Nenner des zweiten Glieds das vollplastische Biegemoment 1,1 M<sub>xpl</sub> durch das kleinere Kippmoment M<sub>xK</sub> ersetzt wird.

### Schlanke Stützen unter zweiachsig ausmittigem Druck

Zur Berücksichtigung der Stützenschlankheit muss die Interaktionsgleichung (5) für die Querschnittstragfähigkeit dadurch modifiziert werden, dass an Stelle der vollplastischen Normalkraft N<sub>pl</sub> die mittige Knicklast N<sub>K</sub>\* und an Stelle der Biegemomente erster Ordnung M<sub>x</sub><sup>I</sup> und M<sub>y</sub><sup>I</sup> diejenigen zweiter Ordnung M<sub>x</sub><sup>II</sup> und M<sub>y</sub><sup>II</sup> stehen

$$(18) \quad \frac{N}{N_{K*}} + \frac{\bar{M}_x^{II}}{1,1 M_{xpl}} + \frac{\bar{M}_y^{II}}{2 M_{ypl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

Als mittige Knicklast N<sub>K</sub>\* ist der mit den beiden Biegemomentenverhältnissen

$$(19) \quad m_x = \frac{\bar{M}_x^{II}}{M_{xpl}}$$

$$(20) \quad m_y = \frac{\bar{M}_y^{II}}{M_{ypl}}$$

gewichtete Wert

$$(21) \quad N_{K*} = \frac{m_x N_{xK} + m_y N_{yK}}{m_x + m_y}$$

einzuführen.

### Versuchsnachrechnungen

Zum Beweis der Gültigkeit der im vorangegangenen Abschnitt aufgestellten

Interaktionsgleichungen werden nun noch verschiedene literaturkundige Versuchsreihen mit schlanken Stahlstützen unter ein- und zweiachsig ausmittigem Druck nachgerechnet.

## Literatur

- [1] Austin, W.J.: Strength and design of metal beam-columns. Proc. ASCE 87 (1961) ST 4, S. 1-14
- [2] Chen, W.F., und Zhou, S.:  $C_m$  factor in load and resistance factor design. ASCE Journ. of Struct. Engg. 113 (1987) No. 8, S. 1738-1754
- [3] DAST-Richtlinie 008: Anwendung des Traglastverfahrens im Stahlbau. Deutscher Stahlbau-Verlag, Köln 1973
- [4] Herzog, M.: Die Knicklast zentrisch gedrückter, gerader Metallstäbe mit Imperfektionen und Eigenspannungen nach Versuchen. VDI-Zeitschrift 118 (1976) H. 1, S. 23-30
- [5] Beer, H., und Schulz, G.: The European column curves. Intern. Coll. on Column Strength, Paris 1972. IVBH Berichte d. Arbeitskommissionen Bd. 23, S. 385-398, Zürich 1975
- [6] Lindner, J.: Vergleich verschiedener Nachweise für Druck und Biegung um die starke Achse von I-Profilen. Roik-Festschrift, Seiten 225-236. Techn.-wiss. Mitt. Nr. 84-3, Inst. f. konstr. Ing.-Bau, Ruhr-Universität Bochum 1984
- [7] Herzog, M.: Eine neue Faustformel für schlanke Stahlstützen unter ausmittigem Druck. Stahlbau 53 (1984) H. 9, S. 281-282
- [8] American Institute of Steel Construction: Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings. Chicago 1969
- [9] Herzog, M.: Einheitlicher Tragfähigkeitsnachweis für Stahlstützen unter einachsiger Ausmitte Druck auf Biegeknicken und Biegendrillknicken. Österr. Ing. & Arch.-Zeitschrift 131 (1986) H. 11-12, S. 457-462
- [10] VanKuren, R.C., und Galambos, T.V.: Beam-column experiments. Proc. ASCE 90 (1964) ST 2, S. 223-256
- [11] English, G.W., und Adams, P.F.: Experiments on laterally loaded steel beam-columns. Proc. ASCE 99 (1973) ST 7, S. 1457-1470
- [12] Roš, M., und Brunner, J.: Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. EMPA Bericht Nr. 13, Zürich 1926
- [13] Lindner, J., und Kurth, W.: Zum Biegendrillknicken von Stützen aus StE 690. Stahlbau 51 (1982) H. 12, S. 366-372
- [14] Matthey, P.A., und Haag, J.: Experimentelle Untersuchungen an Breitflanschprofilen unter Druck und zweiachsiger Biegung. Stahlbau 59 (1990) H. 5, S. 135-140

## Biegeknicken um die starke Profilachse

Zur Nachrechnung eignen sich die Versuche von Van Kuren und Galambos [10] an der Lehigh University in Bethlehem, Pennsylvania, die von 1952-64 ausgeführt wurden, sowie diejenigen von English und Adams [11] an der Universität von Alberta in Edmonton, Kanada. Von den insgesamt 37 + 9 = 46 Versuchen besaßen nur 19 eine Halterung gegen seitliches Ausweichen (Biegendrillknicken). Aus der Nachrechnung in Tabelle 1 geht hervor, dass von diesen 19 Versuchen nur 11 auf Biegeknicken um die starke Profilachse gemäß Gl. (9) versagten. Bei den restlichen acht Versuchen war die Tragfähigkeit der Kopfquerschnitte (Bild 1b) bereits früher gemäß Gl. (3) erschöpft. Die geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie Eigenspannungen waren bei diesen Versuchen normal (d.h. klein). Die 5%-Fraktile der Versuchswerte liegt mit 1,014 deutlich über den durch den Widerstandsbeiwert  $1/\gamma_R = 0,909$  abgedeckten Rechenwerten (Bild 4).

## Biegeknicken um die schwache Profilachse

Für die Nachrechnung (Tabelle 2) stehen nur die älteren Versuche von Roš und Brunner [12] an der Eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich aus dem Jahr 1926 zur Verfügung. Je sieben Versuche mit gelenkig gelagerten Stützen der Profile INP 220 unter der Ausmitte  $e/k_y = 1$  und INP 320 unter der Ausmitte  $e/k_y = 3$  lassen deutlich den Einfluss der Stützenverformung auf die Traglast erkennen. Bei der Beurteilung der Streuung der Versuchsergebnisse (Bild 5) ist zu beachten, dass allein die Streuung der Fliessgrenze  $R_s = 267 \text{ N/mm}^2 \pm 12\%$  betrug. Die geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie die Eigenspannungen sind leider unbekannt. Diese EMPA-Versuche werden vom einzigen Versuch T-27 um die schwache Profilachse von Van Kuren und Galambos [10] bestätigt. Die 5%-Fraktile der Versuchswerte liegt mit 0,874 um tolerierbare 3,8% unter den mit dem Widerstandsbeiwert abgedeckten Rechenwerten von  $1/\gamma_R = 0,909$ .

## Biegendrillknicken bei einachsiger Ausmitte

Die Nachrechnung umfasste die 67 Versuche von Lindner und Kurth [13] an der TU Berlin mit geschweißten HE- und PE-Stützen aus höchstwertigem Stahl mit Fliessgrenzen zwischen  $R_s = 650$  und  $823 \text{ N/mm}^2$  unter Endausmittten von  $e/k_x = 0$  bis  $2,33$ . Die Stützenschlankheiten betrugen  $\lambda_x = 19,2$  bis  $52,0$  bzw.  $\lambda_y = 33,2$  bis  $89,2$ . Die geometrischen Imperfektionen und die

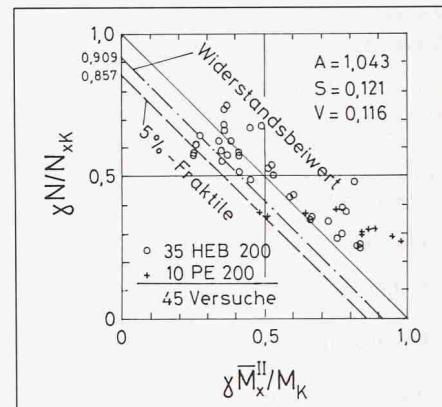


Bild 6. Biegendrillknicken unter einachsiger Ausmitte um die starke Profilachse nach den Versuchen von Lindner und Kurth [13]

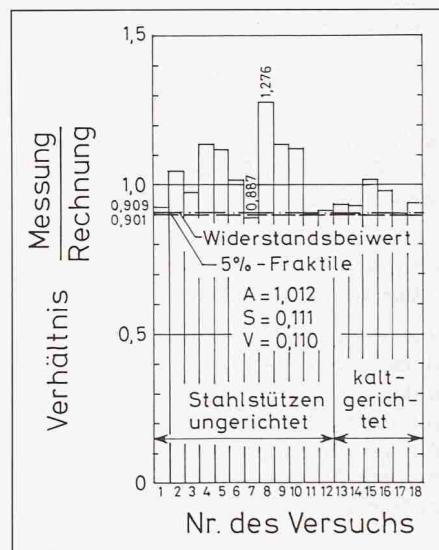


Bild 7. Versagen unter zweiachsiger Ausmitte nach Versuchen von Matthey und Haag [14]

Schweisseigenspannungen waren klein. Es fällt jedoch auf, dass von diesen 67 Versuchen nur 45 auf Biegendrillknicken versagten, während bei den restlichen 22 die Tragfähigkeit des Endquerschnitts früher erschöpft war (Tabelle 3). Die statistischen Kenngrößen für das Verhältnis von Messung zu Rechnung (Bild 6) betragen:

vereinfachter Nachweis	DIN 18800 Teil 2 [13]
arithmetisches Mittel	A = 1,043 1,312
Standardabweichung	S = 0,121 0,373
Variationskoeffizient	V = 0,116 0,284

Die hier vorgestellte und mit Hilfe der beiden Gln. (15) und (16) für das Kippmoment sehr einfache Näherungsberechnung sagt das wirkliche Tragverhalten besser voraus als die neue DIN 18800, Teil 2 (Ausgabe 1990). Die 5%-Fraktile der Versuchsergebnisse liegt um 5,7% unter der durch den Widerstandsbeiwert  $1/\gamma_R = 0,909$  abgedeckten Näherungsberechnung, also leicht, aber noch tolerierbar auf der unsicheren Seite.

## Versagen bei zweiachsiger Ausmitte

Die Nachrechnung der neuesten 18 Versuche von Matthey und Haag [14] an der Eidg. Techn. Hochschule Lausanne mit Stützen des Profils HEA 200 und folgenden Parametern

- Fliessgrenze  $R_s = 262 \text{ bis } 293 \text{ N/mm}^2$
- Stabschlankheiten  $\lambda_x = 48 \text{ bis } 60$   
 $\lambda_y = 80 \text{ bis } 100$
- Lastausmitten  $e_x/i_x = 0 \text{ bis } 1,03$   
 $e_y/i_y = 0,58 \text{ bis } 16,1$
- Biegemomentenverhältnisse  $M_x/M_{xpl} = 0 \text{ bis } 0,35$   
 $M_y/M_{ypl} = 0,05 \text{ bis } 0,48$
- Normalkraftverhältnisse  $N/N_{pl} = 0,37 \text{ bis } 1,03$
- Stabendmomentenverhältnisse  $M_{1x}/M_{2x} = -0,53 \text{ bis } 1,0$   
 $M_{1y}/M_{2y} = -1,0 \text{ bis } 1,0$

in Tabelle 4 liefert für das Verhältnis von Messung zu Rechnung die folgenden statistischen Kenngrössen:

- arithmetisches Mittel  $A = 1,012$
- Standardabweichung  $S = 0,111$
- Variationskoeffizient  $V = 0,110$ .

Die erzielte Übereinstimmung von Messung und Rechnung (Bild 7) ist für praktische Zwecke völlig ausreichend, weil die 5%-Fraktilen der Versuchswerte nur um unbedeutende 0,9% unter den mit dem Widerstandsbeiwert abgedeckten Rechenwerten ( $1/\gamma_R = 0,909$ ) liegt.

## Kommentar

Die nunmehr bereits zwölfjährige Erfahrung mit dem Tragfähigkeitsnachweis der SIA-Norm 161 (1979) bei der Projektierung von Stahlbauten in der Schweiz zeigt, dass die Vielzahl der zu berücksichtigenden Knickspannungslinien häufig die Ursache von Verwechslungen ist. Wie der Verfasser bereits vor 15 Jahren begründet hat [4], ist es sinnvoller, sich auf nur zwei Knickspannungslinien zu beschränken. Diese liegen im Normalfall von kleinen geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie Eigenspannungen zwischen den europäischen Linien  $a_o$  und  $a$  bzw. im Ausnahmefall von grossen geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie Eigenspannungen zwischen den europäischen Linien  $c$  und  $d$  [5]. Ihre Werte können auch ohne Tabellen und Diagramme mit den zwei ganz einfachen und im Kopf zu behaltenden Gln. (6) und (7) aus der Fliessgrenze  $R_s$  und aus der ideal-elastischen Knickspannung  $\sigma_{Ki}$  des entsprechenden Euler-Stabs berechnet werden. Diese beiden Knickspannungslinien – eine für alle normalen Anwendungsfälle und die andere nur für dickwandige ( $t > 50 \text{ mm}$ ) Walz- und Schweissprofile – erfassen die geometrischen und strukturellen Imperfektionen sowie Eigenspannungen in so ausreichendem Mass, dass sich die zusätzliche Berücksichtigung einer «ungewollten» Ausmitte erübrigts.

Wie die ausgeführten Versuchsnachrechnungen (Tabellen 1 bis 4) zeigen, können alle in der Praxis vorkommenden Bemessungsfälle schlanker Stahlstützen sowohl unter einachsig ausmittigem Druck (Biegeknicken um die starke oder schwache Profilachse sowie Biegedrillknicken) als auch unter zweiachsig ausmittigem mit den angegebenen Interaktionsgleichungen sehr übersichtlich und einfach gelöst werden. Durch diese Übersichtlichkeit und Einfachheit wird die Gefahr von Rechenfehlern entscheidend verringert. Der konsistente Formlaufbau für alle vier Bemessungsfälle ist auch didaktisch von grossem Vorteil. Eine erhebli-

che Vereinfachung bringen auch die beiden empirischen Gleichungen (15) und (16) für das Kippmoment, das bei der Bemessung auf Biegedrillknicken benötigt wird.

Bei der Sicherheitsbetrachtung sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen (load factors)  $\gamma_Q$  und für den Widerstand der Stahlkonstruktion (resistance factor)  $\gamma_R$  deutlich auseinanderzuhalten, was besonders bei Versuchsnachrechnungen wichtig ist.

## Folgerungen

Auch die neuesten Ausgaben der verschiedenen Stahlbaunormen (wie SIA 161/1991, Eurocode 3/Entwurf 1988, DIN 18800, Teil 2/1990) gehen die verschiedenen Stabilitätsfälle schlanker Stützen noch immer mit unterschiedlichen Bemessungsformeln an, welche die naturgemäß einheitliche Struktur des Widerstands nicht erkennen lassen. Fälschlich meint man dadurch eine grössere Wirklichkeitsnähe erreichen zu können. Der Preis dieser Uneinheitlichkeit ist eine unnötige Verwirrung des Konstrukteurs. Im vorliegenden Aufsatz werden deshalb die einfachen Interaktionsgleichungen der Querschnittstragfähigkeiten so abgeändert, dass mit diesen geringfügig modifizierten Gleichungen alle Bemessungsfälle bei schlanken Stützen anschaulich und übersichtlich gelöst werden können. Auf die weitere Verwendung des (elastischen) Ersatzstabverfahrens für den Tragfähigkeitsnachweis von eingespannten Stützen (= Rahmenstieln) sollte in Zukunft zugunsten der Fliessgelenktheorie 2. Ordnung verzichtet werden.

Adresse des Verfassers: Dr. Max Herzog, dipl. Bauing., Rohrerstrasse 3, 5000 Aarau.

# Beständigkeit von Gasbetonplatten in Autobahntunneln

Erfahrungen im Sonnenbergtunnel Luzern

**Im Sonnenbergtunnel vor elf Jahren eingebaute Gasbetonplatten geben Gelegenheit, das Verhalten dieses Werkstoffes, insbesondere der Armierung, hinsichtlich Korrosion unter extremen Bedingungen zu überprüfen.**

## Keine Korrosionsschäden!

Gasbetonplatten, welche elf Jahre lang in der Zwischendecke des Autobahntunnels eingebaut waren, zeigen keiner-

lei Korrosionsschäden. Im Tunnel der Autobahn N2 durch den Sonnenberg in Luzern sind Öffnungen in der Zwischendecke mit Gasbetonplatten abgedeckt. Die Zwischendecke trennt die

Zu- und Abluftkanäle vom Fahrraum. Über die Dauerhaftigkeit von Gasbetonplatten in aggressiver Tunnelatmosphäre war aus der Literatur und von den Herstellern nichts in Erfahrung zu

**VON ERWIN KESSLER,  
TUTTWIL**

bringen. Von einer Anwendung in Strassentunneln rieten die Hersteller eher ab. Der Ersatz der alten Gasbetonplatten durch irgendeine andere Konstruktion erwies sich jedoch unter den gegebenen Randbedingungen als auf-