

Sinn und Zweck zeitgemässer Stahlbau-Normen

Autor(en): **Steinhardt, Otto**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **103 (1985)**

Heft 3: **Pierre Dubas zum 60. Geburtstag**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75704>

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.

Sinn und Zweck zeitgemässer Stahlbau-Normen

Von Otto Steinhardt, Karlsruhe

Ausgehend von den bestehenden Konstruktions-Normen und deren Bemessungsphilosophie wird die zunehmende Bedeutung wahrscheinlichkeitstheoretischer Aspekte, der Definition der Sicherheit sowie der Frage des Sicherheitsmasses bei der Regelung neuer Bemessungsverfahren aufgezeigt.

Einleitung

Aus gegebenem Anlass mag es angebracht sein, als deutscher Ingenieur darauf hinzuweisen, dass es gut ist, neben oder parallel zum eigenen, sehr umfangreichen und komplexen DIN-Regelwerk (insbesondere für die Belange von Baustatik, Stahl- und Holzbau) Sinn und Gehalt anderer, z.B. der Schweizer Normen SIA 161 und SIA 164 [1] nutzen zu können. Sie sind aus einem Expertenkreis entstanden, der von jeher sowohl die IVBH-Tradition als auch die Euronorm-Bestrebungen wesentlich mitgestaltete. Die IVBH-Kongresse (seit 1932) sind, insbesondere auch seit L. Karner und F. Stüssi, durch die ETH Zürich mitgeprägt und sorgfältig vorbereitet worden; zusätzlich werden neuerdings auch die Bemühungen mehrerer Arbeitsausschüsse durch P. Dubas' Lehrstuhl für Baustatik und Stahlbau intensiv wahrgenommen und gefördert.

In der Persönlichkeit P. Dubas kann man den «Sachwalter und Mehrer» des wissenschaftlich-technischen Erbes von F. Stüssi [2] sehen; zudem aber auch den umsichtigen Mitgestalter von befriedigenden Lösungen der sehr schwierigen und immer wieder *aktuellen Problematik*, wie diese nachfolgend – allerdings nur in einer bewusst eingeschränkten Perspektive – umrissen werden mag.

Die «richtige» Bemessung

Die drei Aspekte bei der Berechnung und Bemessung von Tragwerken sind:

1. Bestimmung der (äusseren) Kräfte (= geregelte Lasten);
2. Bestimmung der (ideellen, inneren) Kräfte, Spannungen und Beanspruchungen;

3. Bemessung (Dimensionierung) des Tragwerks sowie kritischer Bauteile unter Beachtung des (fallweisen) Materialverhaltens (= «Widerstands»-Ermittlung).

Wenn die Ermittlung eines angemessenen Sicherheitsmasses bei allen Konzepten zu einer zeitgemässen Normung sich fast zwangsläufig an schon bekannte globale oder aufgeteilte Beiwerte anlehnt, so hat das einen guten Grund: *Die Bedeutung von technischen Regeln in der Rechtsprechung* liegt nämlich einerseits in der Bezugnahme auf verbindliche Verträge, andererseits aber auch in der Tatsache, dass nur festgelegt wird, was aus zeitgemässer technischer Sicht möglich ist und was sich in der Praxis bewährt hat; dazu enthält der juristische Begriff «anerkannte Regeln der Technik» auch noch einen Bezug auf ihr jeweiliges Aufstellungsverfahren (durch zuständige Experten).

Diese Zusammenhänge stehen nicht im Widerspruch zu der sich immer wiederholenden Aufgabe, unter den jeweils gegebenen wissenschaftlichen, technischen und wirtschaftlichen Bedingungen nach einer (fallweise) optimalen Lösung zu suchen und diese (strukturgebunden) festzulegen, wobei jedoch die endgültige Billigung von Regeln abschliessend der Fachöffentlichkeit vorbehalten bleibt. Zudem soll zukünftig auch eine internationale Harmonisierung technischer Regeln angestrebt werden.

Die Verwertung geschichtlicher Erfahrungen in der Frage der «Sicherheit» steht keineswegs mit der Maximierung der angestrebten Nutzung bzw. mit der Minimierung der Kosten – beides sind ja immer technisch-wissenschaftliche Zielsetzungen! – im Widerspruch: Neue Formungs-, Verbindungs- und Materialvergütungstechniken sowie neue Gestaltungsideen bieten (auch bei bisher bewährten Sicherheitsmargen) ein

weites Feld zur Anregung und Belebung des Wettbewerbs.

Dabei müssen natürlich menschliche Fehlleistungen bei Entwurf und Berechnung, unregelmässige Lastfälle und unzureichende Bemessung der Konstruktion nach Kräften ausgeschlossen werden, wobei man neben der Tragfähigkeit auch die Gebrauchsfähigkeit (bezüglich Verformungen, Dichtigkeit, Beständigkeit der Baustoffe, Feuchtigkeits- und Erschütterungsfreiheit sowie Stabilität) zu berücksichtigen hat.

Menschliche Fehlleistungen bei Entwurf, Herstellung und Errichtung von Bauwerken können vor allem durch Überwachung und Kontrolle (auch im Sinne von Vorschriften!) mittels einer planmässigen Strategie vermieden werden.

Die Aspekte bei Berechnung und Bemessung

Bei den «lehrgemässen Theorien» wurde (und wird immer noch) der Berechnung von «Spannungen» – anhand determinierter baustatischer Methoden und bei z.T. wandelbaren Systemen – mit Recht grösste Beachtung geschenkt; doch auch der oben *zuerst genannte Aspekt* bedarf – immer wieder erneut – einer vertieften Diskussion, und schliesslich benötigt der *drittgenannte* für neue Bauformen eine verstärkte Forschungsarbeit; denn gerade hier zeigt sich, dass statistische Unterlagen für die verschiedenen Einflussgrössen (wie Festigkeiten bei zügiger Beanspruchung, bei Alterung und bei strukturellen Imperfektionen, bei stossweiser bzw. bei oft wiederholter Beanspruchung, z.B. bei exzentrisch beanspruchten Schraubenverbindungen, aber auch bei nichtlinearen Überlagerungen) zur Zeit noch fehlen – weshalb bis auf weiteres semiprobabilistische Methoden empfehlenswert erscheinen: Es können einerseits sowohl die zahlreichen «Lastfälle», die innerhalb der Nutzungsdauer einer Konstruktion auf kritische (Verbindungs-)Querschnitte nach Massgabe einer (zunehmend computergestützten und «zugespitzten») baustatischen Untersuchung einwirken, und andererseits die Art und Weise der Anstrengungen des Materials dort selbst («statisch», «dynamisch» bzw. «schwingend») *grundsätzlich nur wahrscheinlichkeits-theoretisch bei den Aspekten 1 und 3* abgehandelt werden;

dies gilt gerade auch dann, wenn die Systemuntersuchung (gemäss Aspekt 2) ausdiskutiert und eliminiert werden kann.

Die «schöne Anschaulichkeit», von der die gesamte klassische Mechanik (mit ihren mathematisierten Formalismen) profitierte, geht somit verloren; die Wahrscheinlichkeitsrechnung übernimmt eine ergänzende Rolle. Statistische Auswertungen über Belastungsfälle und streuende Materialeigenschaften bzw. -fähigkeiten bilden nun Fundamente für weitere Überlegungen. Es interessiert also nicht nur die (statisch-nutzbare) Wahrscheinlichkeit eines einzigen (kritischen) Zustandes, sondern das gesamte Wechselspiel zwischen «Belastung» und funktionaler bzw. punktueller «Widerstands»-Fähigkeit. Es mag an dieser Stelle angemerkt sein, dass Einstürze wegen unzulänglicher baustatischer Bemessung – ganz abgesehen von den heute zunehmend besser beherrschten Instabilitäten – meist auf Fehler bei der konstruktiven Ausarbeitung von Details, vor allem der Verbindungen, d.h. der Stösse und Anschlüsse, zurückzuführen sind. Deshalb wurde, z.B. auch in der Schweizer SIA 164, Holzbau, nicht einer starken Betonung der Berechnungsweise, sondern auch einer sach- und fachgerechten Ausbildung der Details grosse Bedeutung zugemessen.

Obschon heute eine immer grössere Anzahl von Bauingenieuren die Wahrscheinlichkeitstheoretische Auffassung von Sicherheitskennwerten (= Wahrscheinlichkeiten) – wie z.B. 10^{-4} bis 10^{-6} im konstruktiven Ingenieurbau (Stahlbau) – bezüglich eines funktionellen, eines örtlichen oder eines totalen Versagens akzeptiert hat, so wird dennoch in der Schweiz als zur Zeit einzig mögliche, doch vertretbare Annäherung an die letztgültige Richtung bei der Holzbau-Norm (SIA 164) die Sicherheitsspanne mit σ_{gr}/σ_{zul} angegeben, es ist also i.d.R. gemäss $\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul}$ nachzuweisen – es sei denn, dass (gemäss Regel 2) für Gemischtbauweisen der (globale) Sicherheitsfaktor γ gemäss $\gamma \cdot F \leq R$ eingeführt wird; bei der Stahlbau-Norm (SIA 161) wird bei «vorwiegend ruhend» beanspruchten Konstruktionen für R der jeweilige «Tragwiderstand» dem Wert $\gamma \cdot F$ gegenübergestellt. (Falls Ermüdungsnachweise zu führen wären, so gälten «aufgeteilte Sicherheitsfaktoren», nämlich einerseits für die «Lastfälle» $[\gamma_H]$ und andererseits für die «Widerstände» $[\gamma_R]$, also $\gamma_F \cdot F \leq R/\gamma_R$.)

Diese Art einer normgerechten Behandlung der Sicherheitsfrage ist auch aus baurechtlicher Sicht verständlich, weil sie die Erfahrungen der Vergan-

genheit mitberücksichtigt – und dies in zunehmendem Ausmass auch für Fälle, in denen eine Aufteilung der Faktoren γ_i (nach Massgabe von Gewichtungen der Teillasten bzw. der Lastkombinationen oder von Teilschwächungen der Widerstandswerte) eine Anpassung an neue Gegebenheiten notwendig macht.

Bei den Eurocodes [4] wird diese «semiprobabilistische Methode» künftig weiter ausgebaut: Für eine allgemeine Grundgleichung $S_d \leq R_d$ wird für verschiedene (mit γ - und ψ -Faktoren versehene) Kombinationen (für das statische Gleichgewicht sowie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit) entwickelt, wobei z.B. variierte ψ -Werte, je nach der Gebäudeart, -höhe und -lage sowie gemäss den landschaftlich bedingten Klima- und Umwelteinflüssen, unterschiedliche Grössen besitzen. Eine Faktorierung auf der Lastseite bei Problemen der Theorie 2. Ordnung sowie bei Vorspannung und bei eingepprägten Verformungen bedarf meines Erachtens noch weiterer Klärung.

Rahmentragwerke, Balken- und Kastenträger

Im folgenden soll jedoch nur – möglichst anschaulich – eine kritische Würdigung bzw. Beurteilung der *neuartigen Problematik*, wie sich diese aus *Traglastverfahren für Balken- und Rahmenkonstruktionen* bzw. bei *dünnwandigen, zusammengesetzten Querschnitten* ergibt, vorgenommen werden. Dabei kann die immer auftretende Nichtlinearität, insbesondere erkennbar im Last-Verschiebungsdiagramm ([3], S. 454ff.), abschliessend auch eine vertiefte Untersuchung für das Gebrauchslastniveau erforderlich machen.

Es ist also wichtig – ausgehend von wirklichkeitsnahen «Lastfällen» in wahrscheinlichst möglichen Gruppenkombinationen –, mittels einer (quasideterminierten) baustatischen Berechnung für einen idealisierten Baukörper (\approx Tragwerk als mathematisierbare Struktur) dessen Funktionsfähigkeit als Ganzes sowie bezüglich seiner Teile nebst Verbindungsstellen und seinen örtlich kritischen Querschnitten die jeweiligen «Bemessungslasten» (= Traglasten) bzw. die einwirkenden Beanspruchungen zuverlässig zu ermitteln: Sie werden fallweise gleichgewichtig elastisch-plastischen Systemwiderständen bzw. Grenzanstrengungen von Bauteilen und Verbindungen – nach Massgabe der experimentell, stochastisch ausgewerteten und abgesicherten Werkstofffähigkeiten – gegenüber ge-

stellt. Die abschliessende Frage nach einer normgerechten Stand- und Versagenssicherheit erfordert wahrscheinlichstheoretische Überlegungen, wie solche einerseits auf der Lastseite (F) bzw. bei den baustatisch ermittelten «Beanspruchungen» (S), andererseits auf der Widerstandsseite (R) auftreten; systemeigene Streuungen (wie Walztoleranzen und geometrische Imperfektionen) können, ebenso wie die Ungenauigkeiten bei der Festlegung von Schlupf- und Federwerten ([3], Abschnitt 9.1), der R -Seite zugewiesen werden, wobei allerdings die Urteilsfähigkeit des Ingenieurs im Einzelfall mitgefordert ist ([1], Kommentar K3.05).

Der *Traglast(S)-Tragfähigkeits(R)-Nachweis* ist, sowohl bei Einführung eines globalen Sicherheitsfaktors γ wie auch (z.B. im Zuge einer semiprobabilistischen Methode) bei «aufgeteiltem» Sicherheitsfaktor (gemäss γ_F und γ_R), wahrscheinlichstheoretisch auf seine Wirklichkeitsnähe diskutierbar, wenn man sich zunächst auf die baustatische Aufgabe (unter Anwendung geeigneter Theorien 1. oder 2. Ordnung) konzentriert: Dann weiterhin aber werden die einander (z.B. auf der Beanspruchungs-Anstrengungsachse) sich teilweise überlagernden (in den Last- und Materialwerten streuenden) Dichteverteilungen S und R anhand erfahrungsgemässer Mittelwerte, Standardabweichungen bzw. Variationskoeffizienten (V) verwendet, um die neuartig gestellte Sicherheitsfrage z.B. bezüglich γ_{global} nicht nur prinzipiell zu verstehen, sondern sie auch zu qualitativen Urteilen über eine Stahlkonstruktion zu benutzen.

Ähnlich wie beim Traglastnachweis kann man auch beim Gebrauchsfähigkeitsnachweis vorgehen, wobei folgende Grundlagen dem Gesamtbemessungsvorgang dienlich sind: Anhand von [5] stellt sich die Beziehung Sicherheitsindex β zur Versagenswahrscheinlichkeit p_f etwa durch die Zahlenfolgen $\beta/p_f = 5,2/10^{-7}; 4,7/10^{-6}; 4,2/10^{-5}; 3,0/10^{-3}; 2,5/5 \cdot 10^{-3}; 2,0/10^{-2}; 1,0/10^{-1}$ dar; ferner sind den Gebäude-«Sicherheitsklassen» 1, 2 und 3 (diese Klassen sind lediglich als Orientierungsstufen anzusehen, vertragliche Regelungen, soweit sie die Zuverlässigkeit baulicher Anlagen betreffen, bestimmen ihren jeweiligen Rechtscharakter) einmal für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (G), ein andermal für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (T) entsprechende β -Werte wie folgt zugewiesen: $\beta_1 (G; T) = (2,5; 4,2)$, $\beta_2 (G; T) = (3,9; 4,7)$, $\beta_3 (G; T) = (3,5; 5,2)$.

Weil nun – für eine prinzipielle Betrachtungsweise – der Sicherheitsindex

β (für log-normale S - bzw. R -Verteilung) gemäss

$$\gamma_{\text{zentral}} = e^{\beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2}}$$

funktional an γ gebunden ist, wobei γ_{zentral} über 95% oder 99% und 5%-Fraktile bei S und R aus fallweise gegebenen Sicherheitsmargen errechnet werden kann, sobald man zutreffende Variationskoeffizienten (für den Stahlhochbau z.B. $V_R = 0,1$ bzw. $V_S = 0,3$) einführt, so ergibt sich eine fallweise *Grenzzustands-Beurteilung* – und dies sowohl für das T -Niveau als auch für das Gebrauchslast(G)-Niveau.

Speziell für Rahmentragwerke, die (auch) nach dem Traglastverfahren als «Flie遝gelenktheorie» baustatisch berechnet und bemessen werden dürfen, gilt (richtungsweisend) für das Gebrauchslast-Niveau folgendes:

Bezogen auf die Reihenfolge der Flie遝gelenke sowie auf die jeweilige Last-Höhenlage, kann (schrittweise) eine entsprechende «Sicherheitsmarge» (von $m_a\%$) ermittelt werden, die eine Umrechnung auf eine entsprechende (*Schadens*-)Wahrscheinlichkeit zulässt (vgl. hierzu auch [1], Kommentar, E). So würden z.B. für $m_a = 50\%$ (je nach der S -Fraktile von 99% oder 95%) «zentrale» γ -Werte von 2,815 oder 2,458 und β -Werte von 4,63 oder 4,02 resultieren, was etwa dem $\beta_2(T)$ gemäss [5] entspräche. Senkt man nun weiterhin die m_a -Werte – z.B. auf 20%, 10%, 0% und –20% entsprechend etwaigen Flie遝gelenkbildungen – ab, so ergäben sich (bei einer S -Fraktile von 95%) β -Werte bzw. Schadenswahrscheinlichkeiten von etwa 3,0 bzw. 10^{-3} , 2,6 bzw. $6 \cdot 10^{-3}$, 2,2 bzw. $8 \cdot 10^{-3}$ und 1,2 bzw. $8 \cdot 10^{-2}$, die alle (ausser den erstgenannten) für die «Sicherheitsklasse 2» unerwünscht und bei der «Sicherheitsklasse 1» nur bis $m_a = 20\%$ ausreichen.

Für ein aus England mitgeteiltes 1. *Berechnungsbeispiel* für einen einfachen, eingespannten Rahmen ($h:l = 6,3 \text{ m}:15 \text{ m}$) und Riegelmitte-Last bzw. horizontaler Riegel-Last würde – bei Verformungsbeschränkungen $h/200$

und $l/200$ – die «safe region» für die Traglast (für die «Bemessungslast»-Faktoren von $\lambda_v = 1,8$ und $\lambda_h = 4,2$ vorlagen) beim Gebrauchslast-Niveau auf $\lambda_v = 1,3$ und $\lambda_h = 1,75$ reduziert (vgl. hierzu [1], Kommentar K 3.01). – Bei einem 2. *Berechnungsbeispiel* für einen gleichmässig und gleichzeitig horizontal bzw. vertikal (60% bzw. 100%) belasteten eingespannten Rahmen (mit $h:l = 5,3 \text{ m}:20,0 \text{ m}$) ergab sich das 1. Flie遝gelenk bei $m_{a1} = 17\%$ (bei gleichzeitiger horizontaler Verformung von nahezu $h/200$), das 2. und 3. Flie遝gelenk folgten schon bei $m_{a2} = 20\%$ und $m_{a3} = 25\%$ (wobei die horizontale Verformung etwa $h/150$ betrug).

Ähnliche Überlegungen, wie sie hier für einfache Rahmen angestellt wurden, gelten natürlich auch für 2-Geschossrahmen; hier sind Flie遝gelenkbildungen jedoch schwieriger zu verfolgen.

Es mag auch auf den «Tragwiderstand schubbeanspruchter Stege von Vollwandbalken» ([1], SIA 161, 1979, bzw. Eurocode 3 E, 1984) hingewiesen werden. Hier zeigt sich, dass – bei ausreichend starken Gurten – beim Tragfähigkeitsnachweis ([1] und [3], Kap. 10, bzw. Eurocode 3 E, 1984) die Stegbeanspruchung (als Quasi-Zugfeld) ganz wesentlich über die «klassische Beulgrenze» hinaus gesteigert werden darf; die Biegemomente allerdings werden ausschliesslich dem Gurt-Komplex zuzuweisen sein, wobei die Grenzbeanspruchungen hier unterhalb $\sigma_{\text{Flie遝}}$ liegen. Da im Gebrauchsfähigkeitsnachweis dann weiterhin die «klassische Beulgrenze» nur um etwa 10% überschritten werden sollte (falls optische Gründe es verlangen!), so wird es bei der Querschnittsoptimierung u.U. zweckmässig sein, nicht zu schlanke Stege zu verwenden und die Gurtkomplexe sorgfältig abzuwägen.

Zuletzt gilt auch für *dünnwandige Kastenträger*, dass es bei vielen Anwendungsformen gelingt, das nichtlineare Querschnittsverhalten im elastischen Bereich befriedigend genau auf der R -Seite baustatisch zu verfolgen ([3],

Literatur

- [1] SIA 161 (1979), SIA 164 (1981), Kommentar zur Norm SIA 161 (1979) sowie Autographien des Lehrstuhls für Baustatik und Stahlbau Nr. 79-1, Nr. 81-1, ETH Zürich
- [2] Vgl. z.B. SBZ 85 (1966), H.1; 90 (1971), H. 1, und «Schweiz Ing. und Arch.» 99 (1980), H. 51/52, sowie *Dubas* vielseitige Beiträge
- [3] Vgl. z.B. Stahlbau-Handbuch, Köln, 1982, Kap. 8 und 10
- [4] Eurocode 3, Fassung 1983/1984
- [5] DIN-Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, Berlin/Köln, 1981
- [6] *D. H. Blockley*, 1983, in: Instability and plastic collapse of steel structures; Hsg. *L.J. Morris*, Grenada/London

Kapitel 10). Der Tragfähigkeitsnachweis wird zweckmässig für die maximale Nennbeanspruchung = Flie遝grenze geführt; plastische Zugfeldbildungen der Stegbereiche müssen dabei ausgeschlossen bleiben. Deshalb bringt der Gebrauchsfähigkeitsnachweis keine weiteren Probleme mit sich; auf ihn kann in der Regel also verzichtet werden.

Schlussbemerkung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass – neben den Tragfähigkeitsnachweisen – auch den Gebrauchsfähigkeitsnachweisen fallweise Beachtung zu schenken ist. Obwohl im deutschen Normenwerk «Anleitung» und «Kontrolle» (z.B. durch Prüfeningenieure) deutlicher betont werden als in der Schweiz, so gälte auch dort (was man in den USA ebenfalls oft herausstellt!), dass eine «gute elastische Berechnung», die gewisse plastische Reserven mitbeachtet, sowie eine «gute plastische Berechnung», die das Verhalten im Gebrauchszustand mitbedenkt, dem an sich fortschrittlichen «Traglastgedanken» am besten dienen.

Adresse des Verfassers: Prof. em. Dr.-Ing. Dr. sc. techn. h.c. *Otto Steinhardt*, Universität (TH) Karlsruhe, Kaiserstr. 12, D-7500 Karlsruhe 1.