Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 12

Artikel: Der Druckstoss und seine Auswirkungen auf Bauwerke: Vortrag
Autor: Basler, Ernst
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-68860

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: 14.12.2025

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

84. Jahrgang Heft 12 SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG 24. März 1966

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Der Druckstoss und seine Auswirkungen auf Bauwerke

DK 624.042.8

Von Dr. sc. techn. **Ernst Basler**, dipl. Bauing., Zürich

Vortrag, gehalten am 15. Oktober 1965 an der ETH anlässlich der Studientagung über dynamische Wirkungen auf Bauwerke, durchgeführt von der S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau

Einleitung

Druckstoss-Beanspruchungen werden selten durch die Natur verursacht. Sie können auftreten im Zusammenhang mit einer Flutwelle, einer Lawine oder bei Steinschlägen. Häufiger sind jene Fälle, bei denen die Technik der menschlichen Kontrolle entgleitet, z. B. wenn eine Druckleitung zu schnell schliesst, ein Dampfkessel explodiert oder ein Reaktor überkritisch wird. Für den Bauingenieur leider weitaus grösste Bedeutung erlangen jedoch die Druckstösse im Zusammenhang mit kriegerischen Ereignissen, bei Explosionen von konventionellem wie nuklearem Sprengstoff. Unter diesem Gesichtspunkt wird dem Bauingenieur eine Aufgabe übertragen, welche nichts weniger bedeutet als die teilweise Entschärfung der gefürchteten Atomwaffe.

Aus der Natur dieser Belastungen lässt sich schon folgern, dass es in der Regel gerechtfertigt ist, das Plastifizierungsvermögen eines Bauwerkes zur Aufnahme eines einmaligen Druckstosses heranzuziehen. Dies im Gegensatz zu Schwingungsproblemen, die auch zu den dynamischen Beanspruchungen zählen, wo aber der Gebrauchszustand und damit notwendigerweise der elastische Bereich im Vordergrund steht.

Eigenschaften eines Luft-Druckstosses

Ohne auf die Energiequelle näher eintreten zu müssen, lassen sich die wichtigsten Eigenschaften eines in der Luft sich nahezu kugelförmig ausbreitenden Druckstosses beschreiben. Im Innern des sich ständig erweiternden Druckballes, wie in Bild 1 dargestellt, pflanzen sich alle Druckimpulse wegen der grösseren Luftdichte sehr schnell fort, bis sie an die Stossfront gelangen, ausserhalb welcher ungestörte, unkomprimierte Luft liegt. Man kann sich in diesem Illustrationsbeispiel vorstellen, dass am Beobachtungsort A von der nahenden Druckfront noch nichts verspürt wird, währenddem am Standpunkt B, der nur wenige Meter von A entfernt sein mag, bereits der grösstmögliche Überdruck und Wind registriert werden kann. Es ist für das Verständnis der nachfolgenden Ausführungen wesentlich, dass man sich den Vollzug dieser Druckwechsel an der Stossfront als plötzliches Ereignis vorstellt. Bei kleinen Stossintensitäten, die das Trommelfell noch nicht zerstören, nimmt der Mensch diesen Druckunterschied als Knall wahr, wie z. B. beim Durchgang von Flugzeugen im Überschallbereich.

Wird an einem festen Ort, z. B. in Punkt A, der herrschende Überdruck als Funktion der Zeit aufgetragen, so ergibt sich ein Verlauf wie dargestellt im Diagramm von Bild 1. Unmittelbar hinter dem scharfen Drucksprung, der als Nullpunkt der Zeitmessung angesehen wird, beginnt der Druck sofort wieder abzufallen. Dieser exponentielle Verlauf wird im folgenden stets approximiert durch einen dreieckförmigen Streckenzug und ist definiert durch die beiden Parameter Spitzenüberdruck p_0 und ideelle Stossdauer t_i. Der Spitzenüberdruck nimmt mit zunehmender Distanz vom Explosionszentrum aus monoton ab, was ersichtlich ist aus den in Bild 1 eingetragenen atü-Werten.

Neben dem allseitig wirkenden Überdruck $p(t)$ tritt bei oberirdischen Bauteilen noch der sogenannte *dynamische Druck* $q(t)$ auf. An der Stossfront vollzieht sich nämlich nicht nur ein Drucksprung, sondern auch eine plötzliche Geschwindigkeitsänderung der Luftteilchen. Die Windgeschwindigkeit der ungestörten Luft wächst unmittelbar hinter der Stossfront zu einem Spitzenwert u an, mit einer Richtung senkrecht zur ungestörten Stossfront. Bei Kenntnis des Staudruckes $q = 1/2\,\varrho\,u^2$, wie er aus Fig. 1.1 von [1] entnommen werden kann, lässt sich die an einer Bauwerksfläche F angreifende Kraft K wie bei konventionellen Windlastberechnungen bestimmen. Es ist

$$K(t) = c_p F q(t) \tag{1}$$

wobei die Aussendruckbeiwerte c_p in erster Näherung den Winddrucktabellen der S.I.A.-Norm 160 (Belastungsannahmen) entnommen werden können. Für Bemessungszwecke kann der zeitliche Verlauf des Staudruckes durch einen dreieckförmigen Streckenzug approximiert werden, wie beim Überdruck. Die wirksame oder ideelle Zeitdauer t_{iq} kann zu 2/3 t_{ip} angenommen werden und ist mit den Wirkungsdiagrammen von [1] festgelegt.

Die Druckstossdauer t_i hängt in erster Linie vom Energieinhalt der Detonation ab. Darin liegt auch der Hauptgrund im wesentlich anderen Verhalten von Bauwerken gegenüber molekularen bzw. atomaren Explosionen. Beträgt die Stossdauer bei konventionellen Fliegerbomben einige Millisekunden, so liegt sie im Fall der nuklearen Waffe in der Grössenordnung von Zehntelssekunden. Es mag den Leser überraschen, dass dieser Unterschied in der Zeitdauer für Bauwerke so bedeutungsvoll sein soll. Der Grund liegt darin, dass die Eigenschwingungszeiten der im Schutzbau gebräuchlichen Bauteile gerade zwischen den genannten Grössenordnungen von Stossdauern liegen. Im ersten Fall handelt es sich vorwiegend um eine Impulsbelastung, im zweiten Fall eher um eine quasistatische Beanspruchung. Nachfolgend soll erläutert werden, wie die Wirkung dieser beiden Stossarten in der Bemessungspraxis des Bauingenieurs in guter Näherung berücksichtigt werden kann.

Unterschied zwischen dynamischer und statischer Beanspruchung

Anhand eines Beispiels soll vorerst das statische und dynamische Widerstandsvermögen von Bauwerken illustriert werden. Die *Statik*, als Lehre vom Gleichgewicht der Kräfte, vermag – mit uns bekannten Methoden – den erforderlichen innern Widerstand eines Biegeträgers für eine gegebene äussere Belastung zu bestimmen. Die Gleichgewichtsbedingung formuliert am Balkenelement eines Biegeträgers, wie im Bild 2 skizziert, lautet:

$$EIy'''' = p(x) \tag{2}$$

Die entsprechende *dynamische* Aufgabe lässt sich, obwohl sich jetzt das System in Bewegung befindet, genau gleich ansetzen wie die

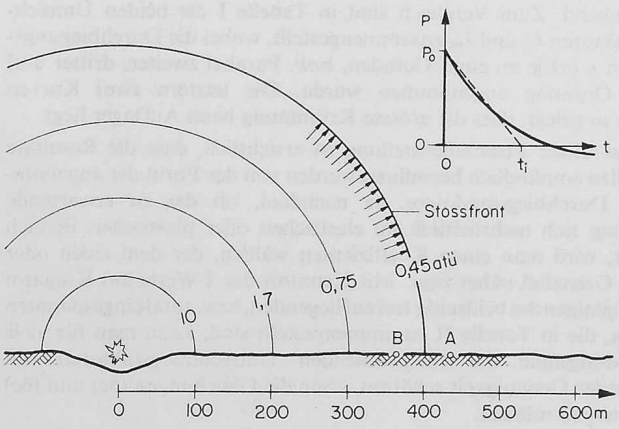

Bild 1 (links). Kugelförmige Ausbreitung der Stossfront einer 1 KT-Oberflächenexplosion

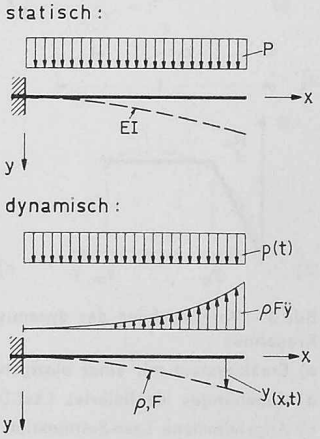

Bild 2 (rechts). Statische und dynamische Belastung eines Biegeträgers mit kontinuierlich verteilter Masse

statische, denn nach dem Prinzip von d'Alembert [5] herrscht auch im bewegten System zu jeder Zeit ein Kräftegleichgewicht, falls die Newton'schen Trägheitskräfte miteingeschlossen werden. Diese neuen Kräfte wirken im ersten Moment den äusseren Lasten entgegen, und die entsprechende Gleichgewichtsbedingung am Balkenelement lautet nun:

(3) $EIy'''' + \varrho F\ddot{y} = p(t)$

Aus einem Vergleich der Gleichungen (2) und (3) kann bereits die praktisch bedeutsame Folgerung gezogen werden, dass bei sehr kurzfristigen, dynamischen Belastungen die momentane Belastungsintensität grösser sein kann als es das statische Widerstandsvermögen zuliesse, denn ein Teil dieser äusseren Belastungen steht anfänglich im Gleichgewicht mit den Massenträgheitskräften. Beispiele, wo die äussere Belastung nur mit den Trägheitskräften im Gleichgewicht steht, ergeben sich überall, wo schnell bewegte Körper auf Flüssigkeiten prallen. Wenn man mit der flachen Hand auf die Wasseroberfläche schlägt, lässt sich ein Widerstand verspüren, obwohl dieser Baustoff, also Wasser, keine innere Festigkeit hat. Der spürbare Widerstand wird umso grösser, je schneller der Stoss erfolgt, und die Trägheitskräfte können selbst bei festen Körpern über die Materialfestigkeit hinaus anwachsen. Das erklärt auch die beobachtete Tatsache, dass Körper ohne nennenswerte innere Festigkeit, z. B. Lehm, sehr schnellfliegende Projektile fast ebenso wirksam zu bremsen vermögen wie ein fester Stoff mit vergleichbarer spezifischer Dichte, beispielsweise Beton.

Sobald diese qualitative Aussage in eine quantitative umgesetzt wird, treten erhebliche mathematische Schwierigkeiten auf, weil die partielle, inhomogene Differentialgleichung Gl. (3) nur noch für spezielle Last-Zeitfunktionen eine geschlossene Lösung zulässt und darüber hinaus nur zutreffende Aussagen im elastischen Bereich zu liefern vermag. Die nachfolgenden Bemühungen sollen sich nun nicht auf die möglichen Lösungsmethoden dieses formulierten mathematischen Problems erstrecken, sondern auf die Entwicklung von vereinfachten Berechnungsmethoden, die alle wichtigen Parameter in ihrer richtigen Grössenordnung erfassen und uns ein besseres Verständnis und einen Überblick über den Vorgang verschaffen.

Vereinfachungen der dynamischen Aufgabe

Eine wesentliche Vereinfachung besteht im Ersetzen von kontinuierlich verteilten Massen durch wenige, oftmals gar eine einzige konzentrierte Masse. In Bild 3 ist dies für das Beispiel des Kragarmes skizziert. Man ist heute dank der genauen Durchrechnung vieler Fälle mittels elektronischer Rechenmaschinen [2], [3] sehr weit gekommen in der Kunst, zutreffende Ersatzsysteme zu finden, und es lässt sich vielleicht sagen, dass sich mehr als 9 von 10 Anwendungsfällen mit genügender Genauigkeit zurückführen lassen auf Einmassen-Systeme mit einem einzigen Bewegungsfreiheitsgrad.

Die Kriterien, nach denen die stellvertretenden Elemente des Ersatzsystems bestimmt werden, sind folgende: [2], [3], [4].

Der Faktor für die *Ersatzlast*

(4a) $P_e = \lambda_p P$

ergibt sich aus der Bedingung, dass die Arbeit der äussern Lasten

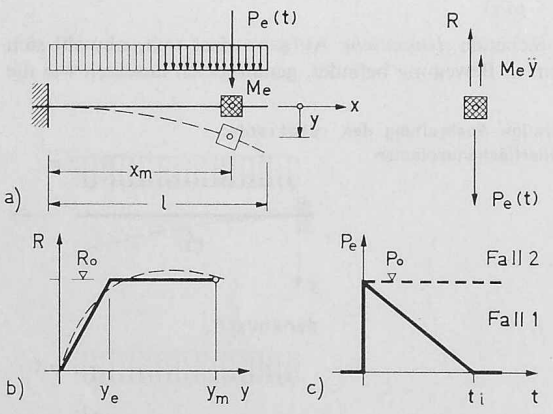

Bild 3. Vereinfachung der dynamischen Aufgabe, gezeigt am Beispiel des Kragarmes

a) Ersatzsystem mit einer einzigen, konzentrierten Masse

b) Zugehöriges idealisiertes Last-Deformationsdiagramm

c) Angenommene Last-Zeitfunktion

an beiden Systemen gleich gross sein soll. Mit einer angenommenen Durchbiegung $y(x)$ lässt sich diese Bedingung wie folgt anschreiben:

(5a) $$\int_0^l p(x)y(x)dx = P_e y \,, \quad \text{woraus}$$

(5b) $$P_e = \int_0^l p(x)\,\eta(x)dx \,, \quad \text{mit } \eta(x) = \frac{y(x)}{y}$$

Die dimensionslose Durchbiegung $\eta(x)$ erhält den Wert Eins am Ort der Lastkonzentration. Mit Kenntnis von P_e folgt aus Gl. (4a) der Umrechnungsfaktor

(5c) $$\lambda_p = \frac{\int_0^l p(x)\,\eta(x)dx}{\int_0^l p(x)\,dx}$$

Der Faktor zur Bestimmung der *Ersatzmasse*

(4b) $M_e = \lambda_m M$

wird aus der Bedingung gewonnen, wonach die kinetische Energie am kontinuierlich verteilten Massensystem in irgendeiner allgemeinen Lage, bzw. zu beliebigem Zeitpunkt gleich derjenigen des Einmassensystems sein soll. Mit einer angenommenen Durchbiegungsfunktion $y(x)$ und der gegebenen Massenverteilung $m(x) = \varrho F$ ergibt sich daraus:

(6a) $$1/2 \int_0^l m(x)\dot{y}^2(x) = 1/2\, M_e \dot{y}^2 \,, \quad \text{bzw.}$$

(6b) $$M_e = \int_0^l m(x)\,\eta^2(x)dx \,, \quad \text{mit } \eta(x) = \frac{y(x)}{y}$$

Hierin ist die Durchbiegungsfunktion wieder so kalibriert, dass sie am Ort der Massenkonzentration den Einheitswert erhält. Analog zu (5c) ergibt sich somit der Umrechnungsfaktor λ_m zu:

(6c) $$\lambda_m = \frac{\int_0^l m(x)\,\eta^2(x)dx}{\int_0^l m(x)dx}$$

Ein Vergleich der Ausdrücke (5c) und (6c) zeigt, dass diese Umrechnungsfaktoren sich wie Gewichtsmittel darstellen lassen, wobei im erstern Fall die «Gewichtsfunktion» $\eta(x)$ linear und im zweiten Fall quadratisch in die Gleichung eingeht.

Für diese Bestimmungsgleichungen muss eine *Durchbiegungsform* $y(x)$ angenommen werden. Im elastischen Bereich wird diese Kurve mit Vorteil der statischen, elastischen Biegelinie angenähert, was im Fall des gleichmässig belasteten Kragarmes (Bild 2) auf ein Polynom vierter Ordnung führen würde. Nachdem sich aber z. B. in Auflagernähe ein plastisches Gelenk mit grosser örtlicher Drehwinkelverformung gebildet hat, wäre eine mit wachsendem Abstand x vom Auflager linear zunehmende Durchbiegung der Wirklichkeit eher entsprechend. Zum Vergleich sind in Tabelle I die beiden Umrechnungsfaktoren λ_p und λ_m zusammengestellt, wobei die Durchbiegungsfunktion $\eta(x)$ je zu einer Geraden, bzw. Parabel zweiter, dritter und vierter Ordnung angenommen wurde. Die letztern zwei Kurven wurden so gelegt, dass die grösste Krümmung beim Auflager liegt.

Aus dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, dass die Resultate nicht allzu empfindlich beeinflusst werden von der Form der angenommenen Durchbiegungskurve. Je nachdem, ob die zu erwartende Bewegung sich mehrheitlich im elastischen oder plastischen Bereich abspielt, wird man einen Koeffizienten wählen, der dem einen oder andern Grenzfall näher liegt. Mit Kenntnis der λ-Werte am Kragarm und denjenigen des beidseitig frei aufliegenden, bzw. total eingespannten Balkens, die in Tabelle II zusammengestellt sind, kann man für viele Anwendungsfälle die entsprechenden Umrechnungsfaktoren mit genügender Genauigkeit schätzen, ohne die Gleichungen (5c) und (6c) auswerten zu müssen.

Tabelle I. Auswertung der Gl. 5c und 6c mit verschiedenen Annahmen bezüglich Biegelinie. Die exakten Werte des stark plastisch deformierten Stabes liegen näher bei der Geraden, diejenigen des elastischen Kragarms sind identisch mit denjenigen des Polynoms vierter Ordnung

Angenommene Biegelinie	Lastfaktor	Massenfaktor
$\eta(x) = \frac{1}{l} \quad x$	$\lambda_p = 0{,}50$	$\lambda_m = 0{,}33$
$\eta(x) = \frac{1}{l^2} \quad x^2$	$\lambda_p = 0{,}33$	$\lambda_m = 0{,}20$
$\eta(x) = \frac{1}{2\,l^3}(-x^3 + 3\,l\,x^2)$	$\lambda_p = 0{,}38$	$\lambda_m = 0{,}24$
$\eta(x) = \frac{1}{3\,l^4}(x^4 - 4\,l\,x^3 + 6\,l^2 x^2)$	$\lambda_p = 0{,}40$	$\lambda_m = 0{,}26$

Tabelle II. λ-Faktoren nach Gl. (5c) und (6c) ermittelt, für den einfachen und total eingespannten Balken mit konstantem Trägheitsmoment und unter gleichmässig verteilter Belastung

	frei aufliegend	total eingespannt
elastischer Bereich	$\lambda_p = 0{,}64$ $\lambda_m = 0{,}50$	$\lambda_p = 0{,}53$ $\lambda_m = 0{,}41$
vollplastischer Bereich	$\lambda_p = 0{,}50$ $\lambda_m = 0{,}33$	$\lambda_p = 0{,}50$ $\lambda_m = 0{,}33$

Tabelle III. λ-Faktoren ermittelt an vier verschiedenen Orten des Kragarmes für die beiden Grenzfälle starr-plastische und ideal-elastische Deformation

		Ort der Massenkonzentration $\frac{x_m}{l}$			
		6/6	5/6	4/6	3/6
starr-plast. Deform.	λ_p	0,50	0,60	0,75	1,00
	λ_m	0,33	0,48	0,75	1,33
ideal-elast. Deform.	λ_p	0,40	0,51	0,71	1,13
	λ_m	0,26	0,42	0,82	2,05

Den *Ort*, an dem die Massen und äussern Kräfte konzentriert werden, wählt man mit Vorteil dort, wo die grössten Durchbiegungen oder Trägheitskräfte auftreten, also näher dem freien Ende des Kragarmes, Bild 3. Aus Tabelle III ist ersichtlich, wie die λ-Faktoren beeinflusst werden durch die Wahl des Ortes der Massenkonzentration

$\xi = \frac{x_m}{l}$, der zu 3/6, 4/6, 5/6 und 6/6 der Stablänge gewählt wurde.

Wie man zeigen kann, wird beispielsweise die Eigenfrequenz der Grundschwingung durch die Ortswahl nicht beeinflusst.

Der *Bauwerkswiderstand R* ist eine Funktion der Durchbiegung und ist gegeben durch das Last-Durchbiegungsdiagramm des betrachteten Bauteiles. Er hat in der Regel einen der in Bild 3b gestrichelten Kurve entsprechenden Verlauf. Ähnlich wie vorher der gekrümmte Streckenzug des Last-Zeitdiagrammes durch Geraden approximiert wurde, soll im folgenden das Last-Durchbiegungs-Diagramm durch ein ideal elastisch-plastisches Verhalten des Bauwerkes, also durch den stark ausgezogenen Streckenzug in Bild 3b ersetzt werden. Dabei ist dieser Streckenzug so zu wählen, dass die von den Kurven mit der Abszisse eingeschlossenen Flächen, die innere Deformationsarbeiten darstellen, gleich gross werden.

In den bis dahin getroffenen Vereinfachungen liegt eine nicht zu unterschätzende Kraft. Damit ist es möglich, das komplizierte Verhalten eines Bauteiles unter Stossbelastung durch folgende sechs Parameter zu approximieren: die beiden Parameter Spitzenlast P_0 mit zugeordneter Dauer t_i, welche die Belastung definieren; dann die vier wichtigsten Eigenschaften des Bauteiles, erfasst durch die stellvertretende Masse M_e, das statische Tragvermögen R_0, sowie die zugehörige elastische und plastische Durchbiegung y_e und y_{max}.

Nach diesen Vorbereitungen zur Bestimmung der massgebendsten Parameter soll die eingangs begonnene Aufgabe, nämlich die Bestimmung des Tragvermögens von dynamisch beanspruchten Bauteilen, noch einmal in Angriff genommen werden.

Das Verhalten des Einmassensystems unter Stosslasten

Aus Bild 3a ergibt sich die d'Alembert'sche Gleichgewichtsbedingung (gültig für ein beliebiges bewegtes Einmassensystem, unter Vernachlässigung der Eigengewichte) zu: Deformationswiderstand – der im elastischen Bereich proportional der Auslenkung, im plastischen konstant ist – plus Trägheitskraft ist gleich der äusseren Ersatzlast:

elast. Bereich (7a) $R_0 \frac{y}{y_e} + M_e \ddot{y} = P_e(t)$

plast. Bereich (7b) $R_0 \quad + M_e \ddot{y} = P_e(t)$

Die Lösungen dieser beiden Differentialgleichungen können für alle einfachen Last-Zeitfunktionen mit elementaren Methoden gefunden werden. Es ist nun die Auffassung des Verfassers, dass nach so vielen Schritten zur Vereinfachung hier in den meisten Anwendungsfällen noch ein weiterer getan werden darf, nämlich die Beschränkung auf folgende zwei Grenzfälle: der erste, bei dem die wirksame Zeitdauer der Stossbelastung t_i sehr kurz ist und der im folgenden den Namen «Impulsbelastung» erhalten wird – und der zweite, bei dem die plötzlich aufgebrachte Belastung dauernd vorhanden bleibt und der als «quasi-statischer» Belastungsfall bezeichnet wird.

Unter *sehr kurzer Belastungszeit* wollen wir im folgenden Belastungen verstehen, die wieder verschwunden sind, bevor das Bauwerk eine merkliche Auslenkung erfahren hat. In dieser ersten Zeit ist damit auch kein nennenswerter innerer Widerstand vorhanden, da dieser erst mit zunehmender Durchbiegung anwächst. Es ist nur die Massenträgheitskraft im Gleichgewicht mit der Belastung P_e. Da das erste Glied in der Gleichung (7a) wegfällt, lässt sich durch eine einfache Integration $\dot{y}$ bestimmen, also diejenige Geschwindigkeit, die der Bauteil nach dem Stoss erhalten hat, was voraussetzungsgemäss als Anfangsgeschwindigkeit v_a der nun nachfolgenden Bewegung angesehen werden kann:

$$(8) \qquad v_a = \dot{y}(t_i) = \int_0^{t_i} \ddot{y}\,dt = \frac{1}{M_e} \int_0^{t_i} P_e(t)\,dt$$

Das Integral rechter Hand stellt den Belastungsimpuls dar, der auf den Bauteil ausgeübt wird, und ist gegeben durch den Flächeninhalt des Last-Zeitdiagrammes, also

$$(9) \qquad I = \frac{1}{2} P_0 t_i$$

Mit Kenntnis der Anfangsgeschwindigkeit ist aber auch die beim Stoss aufgenommene kinetische Energie bekannt:

$$(10) \qquad E_a = E_{kin} = \frac{1}{2} M_e v_a^2 = \frac{I^2}{2 M_e} = \frac{P_0^2 t_i^2}{8 M_e}$$

Der ganze Rest der Bewegung ist nun dadurch gekennzeichnet, dass diese kurzfristig beschleunigte Masse wieder abgebremst wird. Dies bedingt aber, dass die innere Deformationsenergie des Bauwerkes – die ja gegeben ist durch die vom Last-Deformationsdiagramm eingeschlossene Fläche – grösser ist als die aufgenommene kinetische Energie, denn sonst haben wohl die Trägheitskräfte den Stoss am Anfang pariert, aber der Mechanismus kommt nicht mehr zum Stillstand, und der Bauteil stürzt ein. Wenn dem Bauteil nur eine maximale Durchbiegung y_m zugemutet werden darf, so ergibt sich die total aufnehmbare Deformations-Energie als Inhalt des Trapezes (Bild 3b) zu:

$$(11) \qquad E_i = R_0 y_m \left(1 - \frac{1}{2} \frac{y_e}{y_m}\right)$$

Durch Gleichsetzen mit der aufgenommenen Energie folgt das Resultat der eingangs gestellten Aufgabe, die dem Bauteil zumutbare Spitzenlast P_0 als Funktion der übrigen fünf Parameter

$$(12) \qquad P_0 = \frac{\sqrt{8 M_e R_0 y_m \left(1 - \frac{1}{2} \frac{y_e}{y_m}\right)}}{t_i}$$

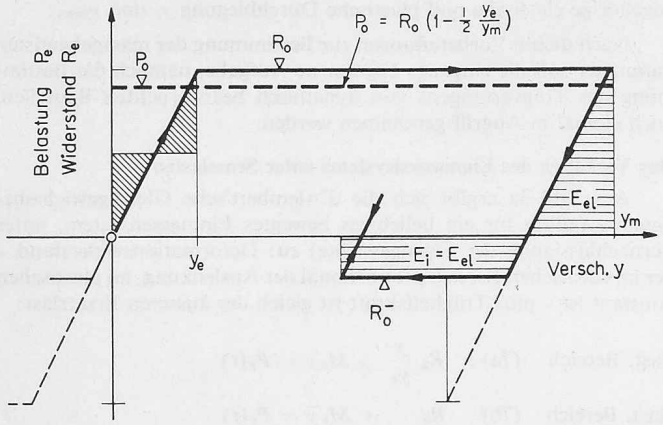

Bild 4. Last-Verschiebungsdiagramm und Vergleich von äusserer und innerer Deformationsarbeit am ideal elastisch-plastischen Bauteil

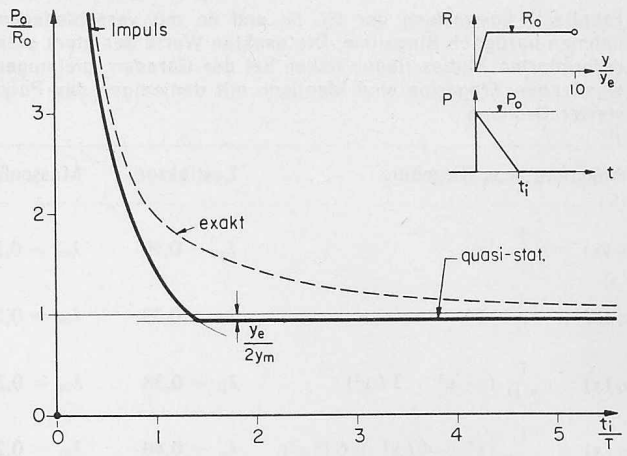

Bild 5. Zerstörungskurve eines Bauteiles als Funktion der Belastungszeit t_i für ein Plastifizierungsverhältnis $y_m : y_e = 10$

Wenden wir uns nun dem anderen Extremfall zu, der *quasi-statischen Belastung*, dann könnte auch dieser Bewegungsablauf aus den beiden Differentialgleichungen, die besonders einfach zu integrieren sind, weil P eine Konstante ist, gewonnen werden. Wenn man sich wiederum nur für die maximal aufnehmbare Last interessiert, dann lässt sich diese analog dem vorigen Fall aus einer Energiebilanz ermitteln. Im Last-Deformationsdiagramm (Bild 4) ist die innere Deformationsenergie gegeben durch den Inhalt der Trapezfläche zwischen Koordinaten-Ursprung und Abszissenwert y_m. Da äussere Belastung und inneres Tragvermögen in denselben Einheiten gemessen werden, kann auf der Ordinate auch die äussere, quasi-statische Last aufgetragen werden. Die äussere Arbeit ist in diesem Belastungsfall, wo P zeitlich konstant bleibt, gegeben durch das Produkt $P\,y_m$, also Last mal Verschiebung[1]) und ist somit gleich dem Inhalt einer Rechteckfläche. Aus dem Flächenvergleich dieser Trapez- und Rechteckfläche lässt sich schon schliessen, dass die zumutbare quasi-statische Belastung P_0 stets kleiner ist als die statische Traglast R_0. Eine quantitative Erfassung dieser Energiebilanz – die nur eine spezielle Form des Energiesatzes [5] darstellt, ergibt die dem Bauteil zumutbare quasi-statische Belastung zu:

$$P_0 = R_0 \left(1 - \frac{1}{2}\,\frac{y_e}{y_m}\right) \tag{13}$$

Sobald ein Bauteil eine einigermassen ausgeprägte plastische Verformbarkeit aufweist, liegt P_0 aber nicht wesentlich unter der statischen Traglast, was auch aus Gl. (13) entnommen werden kann. Anders verhält es sich bei spröden Bauteilen, oder wenn aus Gründen der Funktionsfähigkeit keine plastischen Verformungen zugelassen werden können, was beispielsweise bei Türen der Fall sein mag. Hier muss der rechteckförmigen Energiefläche $P_0\,y_e$ die dreieckförmige elastische Deformationsenergie gleichgesetzt werden, und aus dem Vergleich der schraffierten Flächen von Bild 4 sowie aus Gl. (13) ist ersichtlich, dass eine plötzlich aufgebrachte Dauerlast in einem elastischen System ($y_m = y_e$) kurzfristig die doppelte Durchbiegung (und Spannung) erzeugt wie eine langsam aufgebrachte Last vom selben Betrag. Dieser als Stosszuschlag φ bezeichnete Wert kann die obere Grenze $\varphi = 2{,}0$ nicht überschreiten und nähert sich dem unteren Grenzwert von 1,0 umso mehr, je langsamer die Belastung aufgebracht wird.

Wenden wir uns nun wieder der *Impulsbelastung* zu und nehmen an, der Bauteil sei bei einer Durchbiegung, z. B. y_m, zum Stillstand gekommen. Jetzt hat der elastische Anteil der Deformationsenergie noch das Bestreben, das System rückwärts zu bewegen. Diese Rückschwingung kann in der Gegenrichtung Kräfte von gleicher Grössenordnung wie R_0 erzeugen. Tatsächlich gibt es viele ausgeführte Schutzbauten, bei denen man zeigen kann, dass gewisse Komponenten, vor allem Türen und Schleusen, gerade in der dem Druckstoss entgegengesetzten Richtung und bei viel kleineren Beanspruchungen zu Grunde gehen, als es sich ihr Schöpfer vorgestellt hat. Man muss daraus aber nicht folgern, dass das Widerstandsvermögen aller kurzfristig dynamisch beanspruchten Bauteile in negativer Richtung gleich gross sein muss wie in positiver, denn die verfügbare Energie, mit der diese Rückfederung erfolgt, ist beschränkt; sie kann den Betrag der totalen elastischen Formänderungsenergie nicht überschreiten. Aus der notwendigen Flächengleichheit (horizontal schraffierte Flächen in Bild 4) folgt, dass ein relativ kleiner negativer Bauwerkswiderstand R_0^- genügt, wenn er gekoppelt ist mit einer grossen Plastifizierbarkeit. Für den Spezialfall, wo das plastische Verformungsvermögen im negativen Bereich gleich gross ist wie im positiven, ergibt sich die erforderliche Mindesttraglast R_0^- zu

$$\frac{R_0^-}{R_0} \geq \frac{y_m}{y_e} - \sqrt{\left(\frac{y_m}{y_e}\right)^2 - 1} \tag{14}$$

Da die hierbei gemachte Voraussetzung bei Biegeträgern aus Eisenbeton im allgemeinen erfüllt ist, kann aus Gl. (14) entnommen werden, dass schon eine bescheidene Minimalarmierung diesem Rückfederungs-Effekt vollauf genügt. Sorgfältigere Untersuchungen sind am Platz bei stark schubbeanspruchten Bauteilen, oder bei spezieller Lagerung, wie das bei Türen im allgemeinen der Fall ist [6].

Zerstörungskennlinien von Bauwerken

Um nun einen Überblick zu gewinnen über die Gültigkeitsbereiche der beiden besprochenen Grenzfälle, ist in Bild 5 das Resultat der Berechnung, also die dem Bauwerk zumutbare Spitzenbelastung P_0 als Funktion der Belastungsdauer t_i aufgetragen worden. In diesem Diagramm, das auch als Zerstörungskennlinie eines Bauwerkes bezeichnet werden könnte, ist die exakte Lösung der Differentialgleichung (7) des Einmassensystems für ein Bauwerk aufgetragen, nebst den beiden Grenzfällen Impulsbelastung und quasistatische Belastung, Gl. (12) und (13). Wie zu erwarten war, stimmen die Grenzfall-Lösungen umso besser mit der exakten Lösung überein, je extremer die Zeitdauern von diesem zentralen Schnittpunkt aus liegen. Aus den Gleichungen (12) und (13) lässt sich der Schnittpunkt dieser Kurven leicht ermitteln zu

$$t_i^* = 2\sqrt{\frac{2\,y_m}{y_e\left(1 - \frac{1}{2}\,\frac{y_e}{y_m}\right)}} \cdot \sqrt{\frac{y_e\,M_e}{R_0}} \tag{15}$$

Es ist aus Gl. (15) ersichtlich, dass, abgesehen vom Plastifizierungsverhältnis $y_m : y_e$, dieselben Parameter in derselben Potenz auftreten wie bei der Eigenschwingungszeit des elastischen Systems:

$$T = 2\,\pi\sqrt{\frac{y_e\,M_e}{R_0}} \tag{16}$$

Es zeigt sich somit, dass dieser Schnittpunkt in der Grössenordnung der Eigenschwingungszeit liegt und für eine Plastifizierungszahl $y_m : y_e = 4{,}5$ sogar ganz mit ihr übereinstimmt. Damit erhält die Eigenschwingungszeit T eine ganz zentrale Bedeutung für die Stossbelastung von Bauwerken. Sie trennt den mehr quasistatischen Bereich, in dem die innere Bauwerksfestigkeit dominiert, vom Impulsbereich, bei dem die Trägheitskräfte grösser sind. Diese Aussage hat sehr grosse Bedeutung für die Bemessungspraxis, denn die Eigenschwingungszeit eines Bauteiles lässt sich in der Regel leicht abschätzen, und damit haben wir schon den Zeit-Masstab gefunden, mit dem zeitlich ändernde

[1]) Wir machen hier und schon bei der früheren Formulierung des Energiesatzes die stillschweigende Voraussetzung, dass es sich nur um konservative Kräfte handelt, also solche, deren Arbeit zwischen zwei Punkten nur von deren Lage und weder vom Verschiebungsweg, noch vom zeitlichen Ablauf abhängig ist (vergl. [5]).

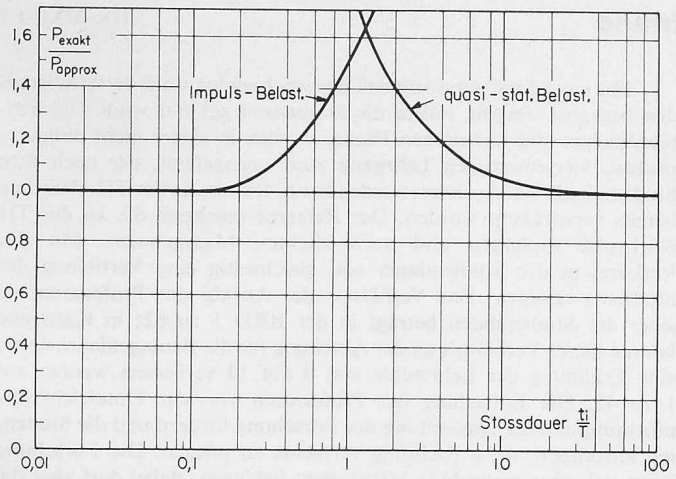

Bild 6. Exakt ermittelte Tragkraft-Auswertung von Gl. (7) —, bezogen auf die Grenzfall-Lösungen Impulsbelastung Gl. (12) und quasi-statische Belastung Gl. (13) als Funktion der bezogenen Stossdauer für einen Bauteil mit einem Plastifizierungsvermögen $y_m : y_e = 7$

Belastungen in eher statische oder dynamische klassifiziert werden können.

Um diese qualitative Aussage noch etwas präzisieren zu können, ist in Bild 6 der exakte Wert der Lösung Gl. (7) aufgetragen als Vielfaches der beiden approximativen, elementaren Grenzfall-Lösungen, Gl. (12) und (13), für eine Plastifizierungszahl $y_m : y_e = 7$. Auf der Abszisse ist in logarithmischem Masstab die Beanspruchungsdauer der dreieckförmigen Belastung abgetragen, allerdings in Einheiten der Eigenschwingungszeit T. Bei Belastungsdauern, die rund zehnmal kürzer sind als diese für ein Bauwerk charakteristische Zeit T, wird der exakte Wert nur noch um rund ein Prozent unterschätzt. Eine entsprechende Aussage gilt für den quasistatischen Grenzfall, sobald die Stossdauern eine Grössenordnung höher liegen als die Eigenschwingungszeit. Die Praxis zeigt denn auch, dass es in den meisten Fällen genügt festzustellen, wo die Stossdauern bezüglich der Eigenfrequenz eines Bauteiles liegen, um anschliessend mit einer der elementaren Grenzfall-Lösungen die zumutbaren Stossintensitäten zu bestimmen.

Schlussbemerkungen

Rekapitulierend sollen noch einige Gesichtspunkte hervorgehoben werden:

1. Bei Decken und Wänden von Schutzbauten liegen die Eigenschwingungszeiten erfahrungsgemäss in der Grössenordnung von einigen Dutzend Millisekunden. Die Druckstösse, herrührend von Explosionen konventioneller Waffen, liegen eher im Bereich der Impulsbelastung, diejenigen von Atombomben mehrheitlich im quasistatischen Bereich.

2. Die zumutbare Spitzenlast wächst im dynamischen Bereich rasch an mit abnehmender Stossdauer. Diese an sich willkommene Eigenschaft kann dann gefährlich werden, wenn man aufgrund von Versuchssprengungen an Modellen oder Prototypen auf das Tragvermögen bei atomaren Explosionen schliessen will.

3. Zur Aufnahme kurzer Druckstösse ist eine grosse Plastifizierbarkeit eines Bauwerkes ebenso wichtig wie seine Tragfestigkeit. In erster Näherung kommt es sogar nur auf das Produkt dieser Grössen an. Eine gute Plastifizierbarkeit erhöht aber auch die zulässige quasistatische Belastung und fängt Rückfederungsbewegungen auf.

4. In den meisten praktischen Anwendungsfällen gelingt es, das dynamische Verhalten von Bauwerken gegen Druckstossbelastungen genügend genau, d. h. auf einige 10% genau, zu analysieren durch konsequente Elimination aller Parameter bis auf die 6 Grössen: Spitzenlast und Stossdauer, Masse und elasto-plastischer Streckenzug im Last-Deformationsdiagramm.

5. Dieselben Schlussfolgerungen und Konsequenzen wie bei Druckstossbeanspruchungen können gezogen werden bei Belastungen von Bauwerken durch Erdbeben. Es braucht lediglich die äussere Last ersetzt zu werden durch eine fiktive Trägheitskraft, die gegeben ist durch stellvertretende Masse M_e des Bauteils, multipliziert mit der Beschleunigung des Auflagers. Freilich kann die Auflagerbeschleunigung bei Erdbeben nicht immer durch einen einzigen dreieckförmigen Verlauf approximiert werden, und daher drängen sich leicht modifizierte Berechnungsverfahren auf.

Literaturverzeichnis

[1] Handbuch der Waffenwirkungen für die Bemessung von Schutzbauten 1964. Bundesamt für Zivilschutz, Bern.

[2] *C. H. Norris, R. J. Hanson, M. J. Holley, J. M. Biggs, S. Namyet* und *J. K. Minami:* Structural Design for Dynamic Loads. McGraw-Hill Book Comp., 1959.

[3] *J. M. Biggs:* Introduction to Structural Dynamics. Mc. Graw-Hill Book Comp., 1964.

[4] *S. Mauch:* Elastoplastische Einmassenschwinger als Modell für dynamisch belastete Bauteile. FMB 65–6, Apr. 1965.

[5] *H. Ziegler:* Mechanik II, Dynamik der starren Körper und Systeme, Dritte Auflage. Birkhäuser Basel 1962.

[6] *S. Mauch:* Die Rückfederung von elasto-plastischen Systemen unter Stossbelastung, «Technische Mitteilungen für Sappeure, Pontoniere und Mineure», Heft 4, 29. Jahrgang, Feb. 1965.

[7] *N. M. Newmark:* An Engineering Approach to Blast Resistant Design. ASCE Trans., Vol. 121, 1956.

[8] *E. Basler:* Die Beanspruchung von Bauwerken durch Nuklearwaffen. «Technische Mitteilungen für Sappeure, Pontoniere und Mineure», Hefte 2, 3 und 4, 27. Jahrgang, 1962.

Adresse des Verfassers: Dr. *E. Basler*, Sillerwies 17, 8053 Zürich.

ETH: ein Rücktritt und ein Ausblick

DK 378.962

Die *Abschiedsvorlesung von Prof. Fritz Stüssi*, am 24. Februar, fand im Auditorium maximum statt, das fast bis auf den letzten Platz gefüllt war von jungen und alten Schülern und Freunden des Meisters, die ihn mit reichem Beifall begrüssten und verabschiedeten.

Gleich zu Anfang seiner Ausführungen zum Thema «Hängebrücken grosser Spannweite» kündigte Fritz Stüssi an, dass er weit über den durch den Titel gesteckten Rahmen hinauszugehen gedenke. So wollen wir denn auch heute weder auf die Hängebrücken noch auf O. H. Ammann, die beide im Zentrum der sorgfältig ausgeschliffenen Betrachtungen standen, eintreten, sondern auf die Schlussfolgerungen, die der Redner für die Zukunft der ETH zog. Seines Erachtens sollte der Studienplan nicht wesentlich verändert werden gegenüber dem heutigen Stand. An der Bauingenieur-Abteilung bieten die vier Hauptgebiete Stahlbau, Massivbau, Wasserbau und Strassenbau eine Breite der Ausbildung, die nicht ohne Schaden für die Gründlichkeit des Studiums um weitere Sparten vergrössert werden könnte. Die Pflege der Grundlagen der Hauptgebiete muss das erste Anliegen der Ausbildung bleiben; sie dürfen nicht zu Gunsten der Spezialfächer beschnitten werden. Die Normalstudienpläne müssen systematisch aufgebaut sein, doch dürfen sie die Freiheit des Dozenten, der allein die Verantwortung für den Inhalt der Vorlesung trägt, nicht einschränken. Wichtig ist, dass z. B. in der Abteilung II Baustatik I und Stahlbau ein und derselben Hand anvertraut sind.

Anlässlich des Abendessens im Gesellschaftshaus zum Rüden, das Prof. *B. Thürlimann* als Vorstand der Abteilung II mit Geschick leitete, kamen in mancher Tischrede ähnliche Gedanken mit aller Deutlichkeit zum Ausdruck. Prof. *Karl Schmid* fand besonders treffende Formulierungen; so wenn er sagte, die ETH dürfe nicht zu einem Warenhaus werden, das immer die neuesten Modeartikel führt. Es muss scharf unterschieden werden zwischen dem für die Schüler Notwendigen und dem nur Wünschbaren. Heute ist die Struktur der Schule von der Forschung her gefährdet, die ein Schlagwort ersten Ranges geworden ist. Und doch sind es vielleicht nur $^1/_{20}$ aller Schüler, die Forscher werden, während für die andern $^{19}/_{20}$ die Ausbildung zum Berufsmann das Ziel des Unterrichts bleiben muss. Pflege der schulischen Zucht ist daher wichtiger als Forschung. Weil sie den auf das Wesentliche konzentrierten Unterricht pflegt, bezeichnete Karl Schmid die Abteilung II als konservativsten Flügel der ETH und Fritz Stüssi als ihren Eckpfeiler.

Aus den weiteren Ansprachen, von Prof. Gerold Schnitter, Prof. O. Steinhardt (Karlsruhe), Dir. Max Birkenmaier, der für den S.I.A. sprach, Dr. Charles Dubas (Vevey) und Prof. Guido Calgari tönte übereinstimmend die Hochschätzung für die markante, nicht immer bequeme Persönlichkeit des Gefeierten heraus, sei es in ernster Würdigung seines Wesens oder in der Schilderung köstlicher Erlebnisse freundschaftlichen Zusammenwirkens. Schulrats-Vizepräsident Claude Seippel nahm die Gelegenheit wahr, den neu gewählten Schulratspräsidenten Minister Jakob Burckhardt warm zu empfehlen. Aus den bewegten Schlussworten von Prof. Stüssi sprach die ehrliche Gradheit seines Charakters, seine Dankbarkeit gegenüber seinen Lehrern, seine Freude über die ihm bevorstehende Musse zu freiem Schaffen und seine hohe Befriedigung über die Wahl seines Nachfolgers, Prof. Pierre Dubas. *W. J.*