

VERGLEICH DES SICHERHEITSNIVEAUS VON NACH NORMEN DER DDR BZW. FINNLANDS BEMESSENEN STAHLKONSTRUKTIONEN

Glas, Hans-Dieter
Kouhi, Jouko
Mäkeläinen, Pentti

Rakenteiden mekaniikka Vol 22
No 3 1989, s. 47...65

1. EINLEITUNG

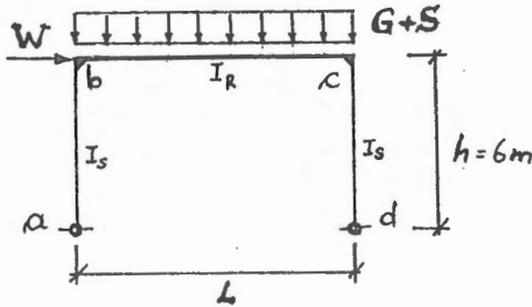
Der Lehrstuhl Metallbau an der Technischen Hochschule Leipzig, der Lehrstuhl Stahlbau an der Technischen Universität Helsinki sowie das Laboratorium für Baukonstruktionen an dem Technischen Forschungszentrum von Finnland führen im Rahmen des Abkommens über wissenschaftlich-technische Zusammenarbeit zwischen der DDR und Finnland seit 1986 gemeinsame Untersuchungen zum Tragverhalten von Metallkonstruktionen (Thema 5 b des Abkommens) durch. Unter anderem wurden die einschlägigen Normen hinsichtlich Gemeinsamkeiten und Unterschieden analysiert, um

- Schlussfolgerungen für die weiteren Arbeiten an den Normen beider Länder zu ziehen
- Voraussetzungen für eine mögliche kommerzielle Zusammenarbeit zwischen dem Metalleichtbaukombinat der DDR und finnischen Unternehmen zu schaffen.

Diese Untersuchungen führten zwangsläufig zu der Frage, wie es sich mit dem Sicherheitsniveau von nach Normen der DDR bzw. Finnlands bemessenen Stahlkonstruktionen verhält. Gibt es Unterschiede oder haben die über Jahrzehnte in jedem dieser Länder gesammelten Erfahrungen - die Konstruktionen sowohl hinreichend sicher als auch zunehmend ökonomisch zu entwerfen - bereits einen solchen Stand, dass das Sicherheitsniveau annähernd vergleichbar ist. Darauf soll dieser Beitrag eine erste Antwort geben. Die Untersuchungen werden auf breiterer Basis fortgesetzt, um zu verallgemeinerten Aussagen und Schlussfolgerungen zu kommen.

2. UNTERSUCHUNGSGEGENSTAND

Es wurden Zweigelenrahmen entsprechend Bild 1 untersucht. Diese Rahmen könnten das Haupttragwerk einer Halle ohne Kranbestückung repräsentieren. Ihr Abstand untereinander (in Gebäudelängsrichtung) sei 6 m.



$$I_R = I_S$$

Abstand der Rahmen : 6 m

Bild 1: Zweigelenrahmen.

Der Rahmen sei belastet durch:

- (1) Eigenlast G , die aus einer leichten Dacheindeckung sowie der Eigenlast des Riegels resultiert und etwa $0,5 \text{ kN/m}^2$ betragen soll.
- (2) Schneelast S und
- (3) Windlast W , wobei angenommen wird, dass der Druck auf der dem Wind zugewandten Seite sowie der Sog auf der dem Wind abgewandten Seite sich je zur Hälfte am Fuss der Halle und in Riegelhöhe absetzen, sodass als Belastung für den Rahmen eine Einzellast in Riegelhöhe übrig bleibt.

Es wurde zur Vereinfachung vorausgesetzt, dass die Trägheitsmomente der Stiele und des Riegels gleich sind, d.h. $I_R = I_S$.

Die Bemessung der Rahmen erfolgte nach Elastizitätstheorie 2. Ordnung und zwar

- auf der Grundlage der Stahlbau- /1/ und Lastnormen /2/ der DDR für die Spannweiten 3, 6, 9, 12, 15, 18 und 24 m und
- auf der Grundlage der Stahlbau- /3/ und Lastnormen /4/

Finnlands für die Spannweiten 6, 12 und 18 m.

Bei den Untersuchungen wird vorausgesetzt, dass für die Tragfähigkeit nur das Ausweichen in der Rahmenebene massgebend, d.h. ein Knicken der Stiele aus der Rahmenebene heraus (einschliesslich Biegedrillknicken) und auch ein Beulen von Gurten und Stegen der Stiele und des Riegels ausgeschlossen sind.

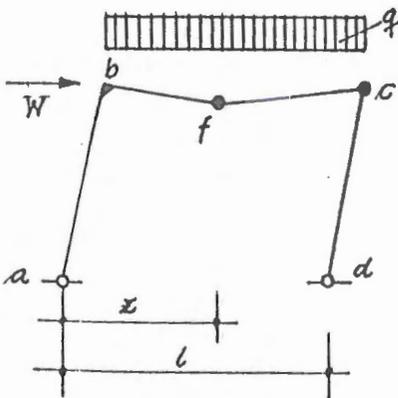
3. UNTERSUCHUNGSMETHODE

Als Mass der Sicherheit wurde jeweils der Sicherheitsindex β mittels üblicher Methoden nach Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung ermittelt /5/, /6/.

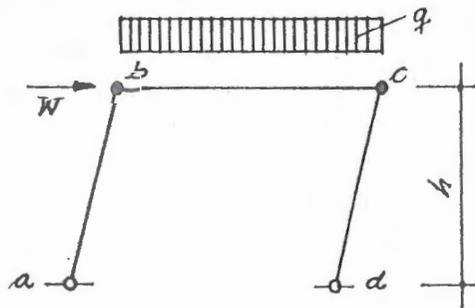
Als Basisvariable (d.h. Streuend) wurden die folgenden Einflussgrössen betrachtet:

- (1) Eigenlast $G = x_1$
- (2) Schnee $S = x_2$
- (3) Wind $W = x_3$
- (4) Plastisches Moment im ersten Fließgelenk $M_{pl.c} = x_4$
- (5) Plastisches Moment im zweiten Fließgelenk $M_{pl.f}$ bzw. $M_{pl.b}$
- (6) Steifigkeit des Stieles $E \cdot I = x_5$
- (7) Steifigkeit des Riegels $E \cdot I_R = x_6$

Als Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Bildung einer Fließgelenkkette am verformten System angenommen (Bild 2).



Fall f: 1. Fließgelenk in c
2. Fließgelenk in f



Fall b: 1. Fließgelenk in c
2. Fließgelenk in b

Bild 2: Mögliche Fließgelenkketten.

Es ist nicht auszuschliessen, dass die plastischen Momente in einem Fließmechanismus korreliert sind. Die Grösse des Korrelationsgrades ist von mehreren Faktoren abhängig, z.B.

- stammen die verwendeten Materialien aus der gleichen oder aus unterschiedlichen Chargen
- wenn es sich um eine Schweissträgerkonstruktion handelt: werden die Träger in einer hochmechanisierten Strasse oder ohne besondere technologische Einrichtungen gefertigt. Im ersten Falle dürfte die Korrelation stärker ausgeprägt sein.

Man erhält eine untere Schranke für β unter der Annahme voller Korrelation der Querschnittsfestigkeiten ($\rho = 1$) und eine obere Schranke unter der Annahme $\rho = 0$.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde von $\rho = 0$ ausgegangen.

Als Bezugszeitraum wird $T = 50$ Jahre gewählt.

Für Stahlkonstruktionen ist eine genügend genaue Annahme, die Basisvariablen $x_4 \dots x_7$ der Tragfähigkeitsseite als Zeitinvariant voranzusetzen (vorausgesetzt wird ein guter Korrosionsschutz). Gleiches soll auch für die Eigenlast x_1 zutreffen.

Die Modellierung der Einwirkungen aus Schnee x_2 und Wind x_3 führt genau genommen auf stochastische Prozesse. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden diese Prozesse näherungsweise durch Extremwertverteilungen ersetzt.

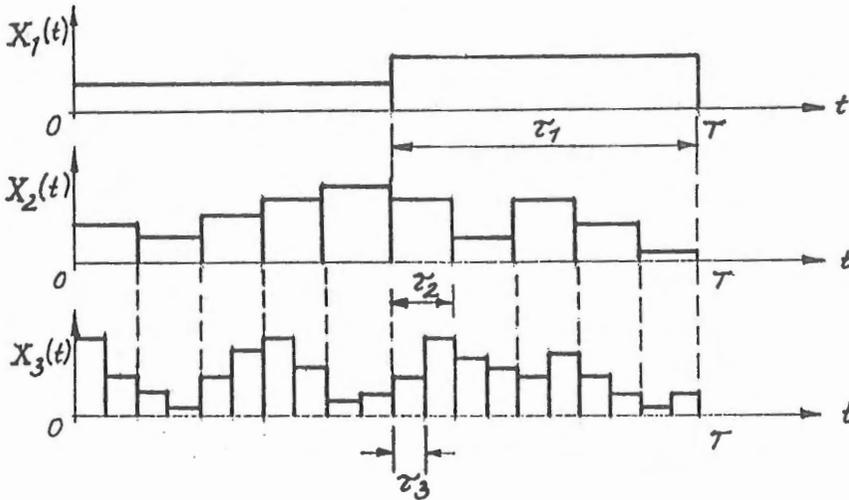
Man steht nun vor dem Problem die veränderlichen Belastungen über den betrachteten Bezugszeitraum zu kombinieren.

Vom Standpunkt der Theorie scheint die Load Coincidence Methode z.Z. die genauesten Ergebnisse zu liefern /7/. Da diese Genauigkeit wegen der noch erheblichen Unsicherheiten, mit denen die Eingangsdaten behaftet sind, sehr fragwürdig ist, reichen für die anstehenden Zuverlässigkeitsanalysen auch grobere Modelle aus, zumal diese auch leichter zu handhaben und weniger zeitaufwendig sind.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde auf einen Vorschlag von FERRY BORGES und GASTANHETA /8/ zurückgegriffen. Die Vorgehens-

weise wird am Beispiel der Kombination dreier veränderlicher Lasten kurz beschrieben.

Man denkt sich jeden einzelnen Lastprozess in einen Rechteck-Pulsprozess zerlegt:



Dem Modell liegt zugrunde:

- Die Lastintensität q des jeweiligen Prozesses $x_i(t)$ bleibt in einem Grundzeitintervall τ_i konstant. Sie wird durch die Verteilungsfunktion $F_i(q)$ beschrieben.
- Es besteht keine Abhängigkeit zwischen benachbarten Grundzeitintervallen (Autokorrelation null).
- Die Auftretenswahrscheinlichkeit von q in τ_i ist p_i
- Die Lastwechselzahl n_i errechnet sich aus der Anzahl der Grundzeitintervalle τ_i im Bezugszeitraum T

$$n_i = \frac{T}{\tau_i} \quad n_1 \leq n_2 \leq \dots \leq n_r \quad (1)$$

- Die Verteilungsfunktion der Maxima $F_{i,max}(q_i)$ von q_i ergibt sich aus der Anzahl der Lastwechsel n_i und der Verteilungsfunktion $F_i(q_i)$ im Grundzeitintervall τ_i nach der Beziehung

$$F_{i,max}(q_i) = [1 - p_i (1 - F_i(q_i))]^{n_i} \quad (2)$$

Die veränderlichen Einwirkungen sind grundsätzlich gemäss (1) zu ordnen. Dann ergeben sich in unserem Beispiel bis zu 4 Kombinationsmöglichkeiten:

Kombination Nr.	Anzahl der Lastwiederholungen		
	1	2	3
1	n_1	n_2/n_1	n_3/n_2
2	1	n_2	n_3/n_2
3	n_1	1	n_3/n_1
4	1	1	n_3

Für jede mögliche Kombination ist β zu ermitteln, wobei für jede veränderliche Einwirkung deren Extremwertverteilung mit der betreffenden Lastwechselzahl einzuführen ist. In unserem Beispiel heisst das in der Kombination Nr. 2:

$$q_1 \text{ mit } n_1 = 1$$

$$q_2 \text{ mit } n_2$$

$$q_3 \text{ mit } n_3/n_2$$

Die Kombination, die das niedrigste β liefert, ist die massgebende.

In der vorliegenden Analyse wurde für Schnee und Wind das gleiche Grundzeitintervall, nämlich $\tau_s = \tau_w = 1$, gewählt. Daraus folgt, dass 2 Kombinationen zu untersuchen sind, nämlich

- (1) Eigenlast + 50-Jahreswind + 1-Jahresschnee
- (2) Eigenlast + 1-Jahreswind + 50-Jahresschnee

4. GETROFFENE ANNAHMEN ZU DEN BASISVARIABLEN

4.1 Eigenlast

Es wird davon ausgegangen, dass die Eigenlast normalverteilt ist und folgende Parameter aufweist:

$$m_G = 1,0 \quad G^N \quad (3)$$

$$V_G = 0,05$$

mit

$$G^N = \text{Normlast}$$

4.2 Schnee /9/

Die Schneelast auf das Dach hängt mindestens von folgenden Faktoren ab:

- Schneelast auf dem Grund, die wiederum eine Funktion der Schneedichte und der Schneehöhe ist und diese wiederum sind territorial unterschiedlich
- einem dimensionslosen Faktor, der die Form des Daches und die Dachneigung berücksichtigt
- dem Temperaturgradienten zwischen der Innen- und der Aussen-seite der Konstruktion
- einer Umrechnungsgrösse, die das Verhältnis von Schneelast auf dem Dach zur Schneelast auf dem Grund berücksichtigt.

Im Rahmen dieser Zuverlässigkeitsanalyse wird der Formbeiwert als determinierte Grösse und entsprechend der Form und Dachneigung gleich 1 angenommen. Weiterhin wird stochastische Unabhängigkeit zwischen Wind und Schnee vorausgesetzt, und es wird keine Rücksicht auf den Einfluss der Temperaturgradienten genommen.

Als vereinfachende Annahme für den stochastischen Prozess wird von einer Extremwert-I-Verteilung (Gumbel-Verteilung) ausgegangen, d.h.

$$F_n(s) = \exp \{ - \exp [- a (s_n - \hat{s}_n)] \} \quad (4)$$

mit dem Modalwert bezogen auf n Jahre

$$\hat{s}_n = \hat{s}_1 + \frac{1}{a_s} \ln n \quad (5)$$

dem Modalwert bezogen auf T = 1 Jahr, der sich aus dem Mittelwert wie folgt ergibt:

$$\hat{s}_1 = m_{s_1} - \frac{0,5772}{a_s} \quad (6)$$

sowie dem Formbeiwert

$$a_s = \frac{1,2825}{\sigma_s} \quad (7)$$

Als Parameter für die Schneelast auf dem Grund für eine Referenzperiode T = 1 Jahr und gültig bis 250 m über NN für durchschnittliche Verhältnisse in der DDR können gelten

$$\hat{s}_1 = 0,24 \text{ kN/m}^2 \quad a_s = 5,0 \text{ m}^2/\text{kN}$$

Nach SPAETHE /5/ ist im Mittel auf dem Dach mit 70 % der Schneelast auf dem Grund zu rechnen. Mit diesen Annahmen ergeben sich die folgenden Parameter für Schnee auf dem Dach:

Parameter für Schnee auf dem Dach für DDR

T Jahre	m_{sn}^2 kN/m ²	V_{sn}	σ_{sn}^2 kN/m ²	a_{sn}^2 m ² /kN
1	0,248	0,720	} 0,179	} 7,16
50	0,795	0,225		

Für die Verhältnisse in Finnland gelten als Einjahreswerte auf dem Dach /10/:

$$m_{s1} = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$V_1 = 0,4 \quad (\sigma_s = 0,48 \text{ kN/m}^2)$$

Damit ergeben sich für finnische Verhältnisse:

Parameter für Schnee auf dem Dach für Finnland

T Jahre	m_{sn}^2 kN/m ²	V_{sn}	σ_{sn}^2 kN/m ²	a_{sn}^2 m ² /kN
1	1,200	0,400	} 0,48	} 2,672
50	2,664	0,180		

4.3 Wind /9/

Die Windbelastung von Bauwerken wird als Vielfaches des Staudruckes q ausgedrückt

$$P_n = q_o \cdot c = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2 \cdot c \approx \frac{c \cdot v^2}{1600} \quad (8)$$

Dabei ist

q_o = Staudruck in kN/m²

c = ein von der Gestalt des Bauwerkes abhängiger aerodynamischer Beiwert

ρ = Dichte der Luft

v = Windgeschwindigkeit

Im allgemeinen liegen nur für die Windgeschwindigkeit v ausreichende statistische Daten vor.

Der Normwert der Windgeschwindigkeit nach der zur Zeit gültigen TGL 32274/07 /2/ stellt den Mittelwert dar, der bei 2 Minuten Beobachtungsdauer bei 10 m über Grund gemessen, in 5 Jahren nur einmal überschritten wurde und aus einer Beobachtungszeit von 15

bis 20 Jahren stammt.

Für den Staudruck, bezogen auf einen Referenzzeitraum T von n Jahren gilt dann:

$$\hat{q}_n = c \cdot \hat{v}^2 / 1600 \quad (9)$$

$$m_{q_n} = c \cdot m_{v_n}^2 / 1600 = \hat{q}_n + \frac{0,5772}{a_q} \quad (10)$$

$$a_q = \frac{1,2825}{\sigma_q} = \frac{1,2825}{V_q \cdot \hat{q}} = \frac{1,2825}{V_q \left(\hat{q} + \frac{0,5772}{a_q} \right)}$$

Daraus folgt durch einfache Umformung

$$a_q = \frac{1,2825 - 0,5772 \cdot V_q}{V_q \cdot \hat{q}} \quad (11)$$

Weiter gilt

$$V_q \approx 2 \cdot V_v \quad (12)$$

a ist also für unterschiedliche Referenzzeiträume nicht mehr konstant, d.h. die Extremwert-I-Verteilung ist für q nur eine Näherung, wenn sie für v exakt gelten soll.

Die Windgeschwindigkeit $v = 0,29,6$ m/sec. (Normwert nach TGL 32274/07), gemessen in 10 m über Grund, stellt die 80 %-Fraktile des 2-Minuten-Mittels dar. Des weiteren gilt für Verhältnisse, wie sie in der DDR vorherrschen, $\alpha \cdot \hat{v} = 10$. Damit erhält man folgende Parameter für Referenzperioden $T = 1$ Jahr und $T = 50$ Jahre:

$$\hat{v}_1 = 25,74 \text{ m/s}$$

$$a_v = 0,3885 \text{ s/m}$$

$$\hat{v}_{50} = 35,81 \text{ m/s}$$

$$\hat{q}_1 = 0,414 \text{ kN/m}^2; \quad \alpha_{q_1} = 11,41 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$\hat{q}_{50} = 0,801 \text{ kN/m}^2; \quad \alpha_{q_{50}} = 8,33 \text{ m}^2/\text{kN}$$

DAVENPORT /11/ schlägt vor, von der Annahme auszugehen, dass die Richtung des maximalen Windes nach einem einfachen Cosinus-Gesetz verteilt ist, was zu einem Reduktionsfaktor von 0,72 für den Winddruck führt.

Berücksichtigen wir für den Winddruck diesen Reduktionsfaktor von 0,72, d.h. für die maximale Windgeschwindigkeit von $\sqrt{0,72} = 0,85$, dann wird

$$\hat{v}_1 = 0,85 \cdot \frac{29,6}{1,15} = 0,85 \cdot 25,74 = 21,9 \text{ m/s}$$

$$a_v = \frac{10}{21,9} = 0,456 \quad \sigma_v = \frac{1,2825}{0,456} = 2,812 \text{ m/s}$$

Mit diesen Annahmen ergeben sich folgende Parameter:

Parameter für Wind in 10 m über dem Boden (DDR)

T	\hat{v}_n	m_{vn}	V_v	m_{qn}/c	V_q	$c \cdot a_q$
Jahre	m/s	m/s		kN/m^2		m^2/kN
1	21,9	23,2	0,121	0,336	0,242	15,77
50	30,5	31,8	0,0885	0,632	0,177	11,46

Das Geschwindigkeitsprofil des bodennahen Windes wird üblicherweise als Parabel modelliert nach der Beziehung

$$v_z = v \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad (13)$$

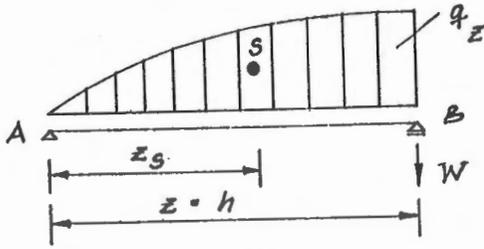
mit

v = Windgeschwindigkeit in z Meter über dem Boden

v_z = Windgeschwindigkeit in 10 Meter über dem Boden

$\alpha = 0,16$ für offenes Gelände

Damit kann man die horizontale Windkraft in Riegelhöhe als Auflagerkraft B eines Balkens auf 2 Stützen mit parabelförmiger Streckenlast ermitteln:



Für Finnland gelten /4/

$v = 28 \text{ m/s}$ im Binnenland
 ($v = 38 \text{ m/s}$ auf den Inseln)

als 10-Minuten-Mittel, die in 10 m Höhe durchschnittlich alle 50 Jahre einmal auftreten.

Rechnet man im Interesse der Vergleichbarkeit auf 2-Minuten-Mittel um (Faktor 1,17:1,06 nach SIMIU), so erhält man

$v = 30,9 \text{ m/s}$ für Binnenland

Auf die gleiche Weise wie für DDR-Verhältnisse erhält man dann für finnische Verhältnisse:

Parameter für Wind in 10 m über Boden (Finnland)

T	\hat{v}_n	m_{vn}	V_v	m_{qn}/c	V_q	$c \cdot a_q$
Jahre	m/s	m/s		kN/m^2		m^2/kN
1	18,89	19,98	0,173	0,249	0,346	14,89
50	29,40	30,90	0,112	0,597	0,224	9,59

4.4 Plastische Momente

Das plastische Moment $M_{Pl,QN}$ ist das Produkt aus plastischem Widerstandsmoment (reduziert infolge Q und N) und der Fließgrenze. Nach Untersuchungen von GLAS /12/ ist die Annahme einer Normalverteilung genügend genau mit folgenden Parametern:

$$m_{\sigma_F} = 1,1 \cdot \sigma_F^N \quad (\text{untere Fließgrenze}) \quad (14)$$

$$V_{\sigma_F} = 0,085 \quad (15)$$

$$m_{W_{Pl}} = 1,0 \cdot W_{Pl}^N \quad (16)$$

$$V_{W_{Pl}} = 0,03 \quad (17)$$

Der hochgestellte Index N kennzeichnet den Normwert. Damit wird

$$m_x = 1,1 \cdot M_{Pl,QN} \quad (18)$$

$$V_x = \sqrt{0,085^2 + 0,03^2} = 0,090 \quad (19)$$

4.5 Stabsteifigkeiten /13/

Die Stabsteifigkeiten sind definiert als

$E \cdot I_R$: Stabsteifigkeit des Riegels

$E \cdot I_s$: Stabsteifigkeit der Stiele

Es wird von folgenden Annahmen ausgegangen

$$m_I = 1,0 \cdot I^N \quad V_I = 0,03 \quad (20)$$

$$m_E = 0,976 \cdot E^N \quad V_E = 0,06 \quad (21)$$

Die Stabsteifigkeiten seien normalverteilt und haben die Parameter:

$$m_x = 0,976 \cdot E^N \cdot I^N; \quad V_x = 0,067 \quad (22)$$

5. Ergebnisse und Schlussfolgerungen

Die Zuverlässigkeitsanalysen wurden an der TH Leipzig mit einem PC durchgeführt. Hier ist ein Programm vorhanden, das eine geringfügige Modifikation zu BETA 10 /14/ darstellt. Die Ergebnisse zeigt Bild 3.

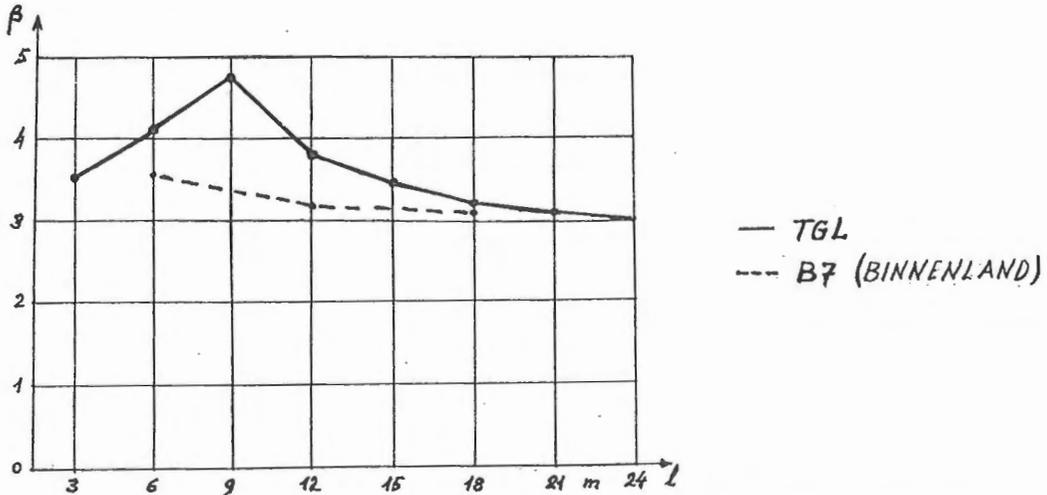


Bild 3. Sicherheitsindex β für elastisch bemessene Zweigelenrahmen.

Das Sicherheitsniveau der nach DDR- und nach finnischen Normen bemessenen Zweigelenkrahmen mit geringer Eigenlast stimmt geradezu ideal überein ($\beta \approx 3,0$).

Offenbar führt die Bemessung bei Vorhandensein mehrerer kurzzeitiger Lasten nach den finnischen Normen zu einem gleichmässigeren Sicherheitsniveau als die Bemessung nach DDR-Norm, wo im vorliegenden Fall ein Spitzenwert $\beta = 4,8$ bei einer Spannweite von 9 m vorliegt. Die Ursache ist in der Tatsache zu suchen, dass die DDR-Lastnorm /2/ noch eine sehr konservative Lastkombinationsregel enthält:

DDR Norm (1) $G + S$
 (2) $G + W$
 (3) $G + 0,9 \cdot S + 0,9 \cdot W$

finnische Norm (1) $G + S$
 (2) $G + W$
 (3) $G + S + 0,5 \cdot W$
 (4) $G + W + 0,5 \cdot S$

G, S, W sind Rechenlasten, d.h. die mit den jeweiligen Lastfaktoren multiplizierten Normlasten.

Verwunderung könnte die Tatsache hervorrufen, dass die $\min \beta$ sowohl nach DDR- als auch nach finnischer Norm die in einschlägigen Empfehlungen enthaltenen Zielwerte unterschreiten.

Die neuen NKB-Empfehlungen /15/ empfehlen z.B. in Absatz 3.2.2 am Grenzzustand der Tragfähigkeit für permanente und variable Lasten β -Werfe $\beta = 3,71; 4,26; 4,75$ für drei Sicherheitsklassen (Low; Normal; High). Diese β -Werte sind direkt aus dem Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit P und dem Sicherheitsindex β bei linearen Problemen (Theorie 1. Ordnung) und Normalverteilung hergeleitet: $\beta = 3,71 \rightarrow P = 10^{-4}$; $\beta = 4,26 \rightarrow P = 10^{-5}$; $\beta = 4,75 \rightarrow P = 10^{-6}$. In den für die Bundesrepublik Deutschland bestimmten Empfehlungen /16/ finden sich für die Vorgabe der β -Werte folgende Anhalte:

	Sicherheitsklasse		
	1	2	3
Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit	2,5	3,0	3,5
Grenzzustand der Tragfähigkeit	4,2	4,7	5,2

Die Sicherheitsklasse ist in Abhängigkeit von möglichen Folgen bei überschreiten des jeweiligen Grenzzustandes zu wählen /17/. Vorstehende Anhalte (β -Werte) gelten für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr. Zur Umrechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_{fn} und des Sicherheitsindex β_n auf n Jahre gelten die Formeln:

$$P_{fn} = 1 - (1 - P_{f1})^n ; \beta_n = \phi^{-1} \{ \phi(\beta_1)^n \} \quad (23)$$

Wenn z.B. Sicherheitsindex am Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Sicherheitsklasse 2 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren umgerechnet wird, so bekommt man $\beta = 3,8$ anstelle $\beta = 4,7$.

Hierzu muss kritisch angemerkt werden, dass allein aus der Wahl der stochastischen Modelle für die Basisvariablen erhebliche Unterschiede bezüglich der errechneten β -Werte resultieren. Würde man z.B. bei den hier beschriebenen Untersuchungen für Wind und Schnee statt einer Extremwertverteilung nach Gumbel eine solche nach Weibull gewählt haben, so erhält man β -Werte, die um 0,5...2,0 höher liegen. Das unterstreicht noch einmal die bekannte Tatsache, dass das Sicherheitsmass β eine operative Grösse ist, die Aussagekraft nur im Zusammenhang mit der Methodik und den stochastischen Modellen besitzt, die den Zuverlässigkeitsanalysen zugrunde liegen, die zu ihrer quantitativen Bestimmung führten. Es ist daher höchste Zeit, dass man im Interesse der Vergleichbarkeit der Ergebnisse, die man an unterschiedlichen Institutionen in unterschiedlichen Ländern bei der Durchführung von Zuverlässigkeitsanalysen gewonnen hat, zu Vereinbarungen über das Herangehen kommt.

Im Rahmen der Zusammenarbeit DDR-Finnland ist vorgesehen die Untersuchungen auf andere Abmessungen, andere Belastungsverhältnisse und auch andere Tragsysteme zu erweitern, um zu einer noch grösseren Verallgemeinerungsfähigkeit der Ergebnisse und vielleicht auch zu weiteren Schlussfolgerungen zu kommen.

6. ZUSAMMENFASSUNG

Es werden erste Ergebnisse aus Zuverlässigkeitsanalysen an Zweigelenkrahmen aus Stahl bekannt gegeben, die Ergebnis einer wissenschaftlich-technischen Zusammenarbeit DDR-Finnland sind.

7. VERDANKUNG

Die Verfasser danken

- dem Ministerium für Wissenschaft und Technik der DDR
- dem Ministerium für Handel und Industrie von Finnland (Abteilung für internationale Angelegenheiten), Kauppa- ja teollisuusministeriö (Kansainvälisten asiain toimisto)
- dem VEB Metalleichtbaukombinat in Leipzig

die die Arbeiten gefördert und finanziell unterstützt haben.

8. LITERATUR

- /1/ TGL 13500 Stahlbau, Stahltragwerke, Grundlagen für die Berechnung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsfaktoren und für die bauliche Durchbildung (Entwurf 1987).
TGL 13503 Stahlbau, Stabilität von Stahltragwerken, Berechnung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsfaktoren (Entwurf 1987).
- /2/ TGL 32274 Lastannahmen für Bauwerke (Ausgabe 1976).
- /3/ B7. Die finnischen Stahlbaunormen. RakMK, Teräsrakenteet, Ohjeet B7, Ympäristöministeriö. Helsinki 1988.
- /4/ B1. Die finnischen Lastnormen. RakMK, Rakenteiden varmuus ja kuormitukset. Määräykset B1, Sisäasiainministeriö. Helsinki 1983.

- /5/ Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1987.
- /6/ Thoft-Christensen, P.; Baker, M.I.: Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York 1982.
- Thoft-Christensen, P.; Murotsu, Y.: Application of Structural Systems Reliability Theory. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg - New York - Tokyo 1986.
- /7/ Pearce, H.T.; Wen, Y.K.: Stochastic Combination of Load Effects. Journ. Struct. Div. ASCE, Vol. 110, No. ST7, July 1984, pp. 1613-1629.
- /8/ Ferry Borges, I.; Castanheta, M.: Structural Safety. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lissabon 1972, 2. Auflage.
- /9/ Grasse, W.: Wind- und Schneelast. Internes, nicht veröffentlichtes Material des Lehrstuhles Metallbau der Technischen Hochschule Leipzig 1987.
- /10/ Kouhi, J.; Mäkeläinen, P.; Salonen, S.; Weck, T.-U.: Statistische Information über die Wind- und Schneelasten in Finnland. Internes, nicht veröffentlichtes Material des Projektes "Tragverhalten von Metallkonstruktionen" gehörend zu der wissenschaftlich-technischen Zusammenarbeit zwischen der DDR und Finnland (1988).
- /11/ Davenport, A.G.: The Prediction of Risc under Wind Loading. Proc. of the Second International Conference on Structural Safety and Reliability, Techn. Universität München, Werner-Verlag Düsseldorf, 1977, S. 511-538.
- /12/ Glas, H.-D.: Zum Einfluss der Walzstahlqualität auf die Zuverlässigkeit bzw. auf die Festlegung von Tragfähigkeitsfaktoren. Leipzig, Juni 1984, unveröffentlicht.
- /13/ Hebestreit, K.: Beitrag zur Bestimmung von Imperfektionen an unter normalen Bedingungen hergestellten Stahlträgern.

Dissertation TH Leipzig 1988.

- /14/ Spaethe, G.; Beutner,: Programmsystem zur Berechnung von verallgemeinerten Sicherheitsindizes nach der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung.
Bauakademie der DDR, IHL GB, unveröffentlichter Forschungsbericht. Sept. 1986.
- /15/ Guidelines for Loading and Safety Regulations for Structural Design. NKB (The Nordic Committee on Building Regulations) Report No 55E, June 1987, Supersedes NKB Report No 36.
- /16/ DIN, NABau-Arbeitsausschluss "Sicherheit von Bauwerken": Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (Gru Si Bau). Berlin, Beuth-Verlag, 1981.
- /17/ Petersen, Chr.: Stahlbau. Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. Vieweg-Verlag, Braunschweig 1988.

o.Professor, Dr.sc.techn. Hans-Dieter Glas, Technische Hochschule Leipzig

Dipl.Ing. Jouko Kouhi, Technisches Forschungszentrum von Finnland (VTT)

Professor, Dr.techn. Pentti Mäkeläinen, Technische Universität Helsinki, (TKK)