DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang BERLIN, 5. Dezember 1941 Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Johann August Röbling, ein Bahnbrecher im Bau der Hängebrücken.

Von Fritz Tillmann, Hindenburg/Oberschles.

Ein in Deutschland leider wenig bekannter Förderer des Deutschtums im Auslande und zugleich ein bahnbrechender Ingenieur in der Entwicklung der Hängebrücken ist Johann August Röbling[1]). Er ist am 12. Juni 1806 in der Hanfseilerstadt Mühlhausen in Thüringen geboren, besuchte dort das Gymnasium und später in Erfurt eine mathematische Lehranstalt. Schon früh zeigte er besondere Vorliebe für Mathematik und Naturwissenschaften. Er studierte dann an der Königlichen Bauakademie und an der Universität in Berlin, wo er sich seinen verschiedenen wissenschaftlichen Neigungen besonders widmete. Bei Stüler und Rabe hörte er Architektur und Ingenieurwesen, bei Dietleyn Brückenbau und bei Eytelwein Hydraulik. Weiterhin hörte er Philosophie bei Hegel, der ihn sehr schätzte und großen Einfluß auf ihn gewann. In der bewegten Zeit der Napoleonischen Kriege weitete sich sein Gesichtskreis und vertiefte sich der Einblick in das große Weltgeschehen. Es war ihm ein besonderer Stolz, Sohn einer freien Kaiserstadt zu sein, aber Deutscher zu sein, waren ihm Ehre und Gnade zugleich.

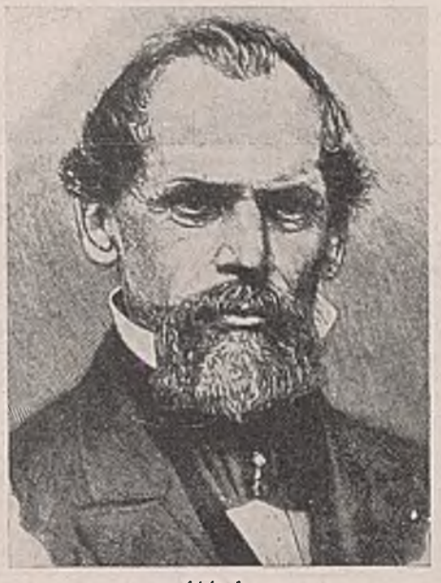

Abb. 1.
Johann August Röbling, 1806 bis 1867.

Nach Abschluß seines Studiums sammelte er zunächst als Bauführer im preußischen Staatsdienst eingehende technische Erfahrungen. Sein harter Wille und unermüdlich vorwärtsstrebender Geist stieß jedoch auf mannigfache Schwierigkeiten und Widerstände, die ihm die Freude am Beruf verleideten. So reifte in ihm der Entschluß, Heimat und Elternhaus, denen er stets engverbunden geblieben ist, zu verlassen und nach der Freiheit verheißenden Neuen Welt auszuwandern. Im Mai 1831 fuhr er mit seinem Bruder und anderen Bürgern aus Mühlhausen ab, um nach einer langwierigen Fahrt im August in Philadelphia an Land zu gehen. Kein leichtes Los erwartete die Auswanderer drüben, galt es doch, mühevoll als Farmer zu beginnen. Im Westen Pennsylvaniens, nicht weit von Pittsburg entfernt, kauften sie sich an und gründeten das Kolonistendorf Germania, das spätere Saxonburg. Auf Röblings Ruf folgten noch viele Handwerker und Bekannte aus der Heimat. Mit Fleiß und Schaffensdrang brachten die Auswanderer in harter Feldarbeit die deutsche Kolonie zur Blüte. Obwohl Röbling selbst nur gewohnt war, mit der Feder und dem Kopf zu arbeiten, lernte er bald, Pflug und Sense zu führen. Nach vier harten Jahren mühevoller Bauernarbeit fing er an, nebenher und besonders im Winter sich mit technischen Aufgaben zu befassen. Er arbeitete an Schiffsdampfkesseln, entwarf eine Lokomobile für den Betrieb landwirtschaftlicher Maschinen, gründete eine Färberei und versuchte manches andere, das nicht immer den gewünschten Erfolg hatte. Er war dann zeitweise als Hilfsingenieur bei Kanal-, Brücken- und Eisenbahnbauten mit Erfolg tätig. Bei einer Schleppbahn, die dazu diente, Frachtgüter der Kanalboote an Land über Anhöhen zu befördern, kam ihm der Gedanke, die bis dahin benutzten sehr kostspieligen und höchst unwirtschaftlichen Hanfseile durch Drahtseile zu ersetzen, die, wie er aus einer deutschen Zeitschrift wußte, kurz zuvor in Deutschland Oberbergrat Albert erfunden hatte. Er baute nun auf seiner Farm in Saxonburg eine Seilerbahn, kaufte Draht und begann, Drahtseile und Drahtkabel herzustellen — mit überraschendem Erfolge. Zur Verwendung kamen seine Kabel zunächst bei einer Anzahl von Kanalbrücken, die Schiffahrtskanäle in hölzernem Troge über Flüsse führten. Seine Vorschläge erschienen so vorteilhaft, daß er zunächst den Auftrag für eine Kanalbrücke über den Allegheny bei Pittsburg erhielt. Weitere Bauaufträge folgten. Röbling verwendete ausschließlich Paralleldrahtkabel, an denen er den Kanaltrog aufhing. Die Zusammenstellung zeigt die wichtigsten dieser Bauten.

Als erste Straßenbrücke baute Röbling in den Jahren 1845 und 1846 die Brücke über den Monongahela, für deren Ausführung er im Wettbewerb mit 44 anderen Anbietern das billigste Angebot abgab. Die Brücke hatte 11 Öffnungen von je 57 m Weite, die Drahtkabel hatten 279 mm Durchm. Sie erregte ungeheures Aufsehen und wurde während ihres langen Bestehens wegen ihrer Schönheit viel bewundert.

Das Unternehmen wuchs und sprengte bald den ihm in Saxonburg gesteckten Rahmen. Im Jahre 1837 war Röblings Bruder, der die Hauptstütze der Farm gewesen war, gestorben. Röbling hatte damals schon sich von der Farmarbeit frei gemacht, nun verkaufte er die Farm und verlegte seine Betriebe allmählich nach Trenton in New Jersey (am Delaware, etwa in der Mitte zwischen New York und Philadelphia), wohin er dann im Jahre 1849 endgültig übersiedelte. Die Anlagen und Maschinen des neuen Werkes hat er in allen Einzelheiten selbst entworfen, sie umfaßten von der Drahtzieherei bis zur Stahlbauanstalt alle für den Bau seiner Hängebrücken nötigen Einrichtungen. Kurze Zeit danach wurden in Kalifornien die ersten Goldfunde gemacht, und damit setzte für ganz Nordamerika eine Entwicklung ein, die zu einem umfangreichen Ausbau der Verkehrsverbindungen, besonders der Eisenbahnlinien nach dem Westen führte und so auch dem Röblingschen Unternehmen starken Auftrieb verlieh.

Abb. 2. Die Brooklynbrücke, erbaut 1870 bis 1883.

Die entscheidende Erfindung Röblings aber war das Luftspinnverfahren, d. h. die Herstellung der Tragkabel der Hängebrücken in der Weise, daß die einzelnen Drähte auf der Baustelle von einem Ufer

[1]) Mühlhauser Geschichtsblätter.
Mühlhausen — Suspension Bridges. A century of Progress. Trenton.

Die wichtigsten von Röbling erbauten Hängebrücken.

Ort	Fluß	Verkehrsweg	Vollendung	Spannweite m	Paralleldrahtkabel: Anzahl	Durchmesser mm	Litzen in jedem Kabel	Drähte in jeder Litze	Gesamtzahl der Drähte im Kabel	Drahtdurchmesser mm
Pittsburg	Allegheny	Pennsylvania-Kanal	1845	7 mal 50	2	178	7	236	1652	3,8
bei Eddyville	Lackawaxen	Delaware-Hudson-Kanal	1848	2 mal 37	2	178	7	236	1652	3,8
desgl.	Delaware	desgl.	1848	4 mal 41	2	203	7	306	2142	3,8
Rondout	Rondout	desgl.	1850	52	2	241	7	432	3024	3,8
Port Jervis	Neversink	desgl.	1850	52	2	241	7	432	3024	3,8
Niagara	St. Lorenz	Bahn und Straße	1854	250,41	4	254	7	520	3640	3,8
Pittsburg	Allegheny	Straße	1856	2 mal 105	4 {2, 2}	{178, 102}	.	.	.	3,8
Cincinnati—Covington	Ohio	Straße	1867	322	2	313	19	274	5206	3,8
New York, Manhattan—Brooklyn	East River	2 Bahngleise, 2 Straßenfahrbahnen	1883	487	4	394	19	282	5358	4,75

zum anderen einzeln hinübergezogen, zu Litzen zusammengelegt und daß die Litzen dann mit starken Pressen zu dem kreisrunden Kabel zusammengedrückt werden, wobei die Hohlräume zwischen den Litzen verschwinden[2]). Diese von Röbling erfundene und entwickelte Bauweise hat in Amerika alle anderen Bauweisen für Hängebrückengurte sehr bald und bis auf den heutigen Tag verdrängt.

Im Jahre 1854 erbaute Röbling die Brücke, die seinen Namen mit einem Schlage weltberühmt machen sollte, die doppelgeschossige Eisenbahn- und Straßenbrücke über den St. Lorenzstrom unterhalb der Niagarafälle[3]). Sie führt über die tiefe Schlucht des Stromes in einer Spannweite von 250,41 m mit vier Kabeln von 254 mm (10") Durchm. Einzelangaben über die Kabel dieser und der folgenden Brücken enthält die Zusammenstellung. Die Überbrückung des Niagara galt bis dahin als undurchführbar, weil in den Stromschnellen unterhalb der Fälle die Errichtung von Brückenpfeilern unmöglich war. Der Röblingsche Entwurf gestattete sogar die gleichzeitige Überführung von Bahn und Straße.

Im Jahre 1856 folgte dann die Vollendung der über zwei Öffnungen von je 105 m Weite führenden Hängebrücke über den Allegheny in Pittsburg, im Jahre 1867 die Inbetriebnahme der 322 m weit gespannten Brücke über den Ohio bei Cincinnati.

Der vorhergehende strenge Winter hatte die Entscheidung für den Bau einer Brücke gebracht, die Röblings Lebenswerk krönen sollte, der Brücke über den East River in New York zur Verbindung der Halbinsel Manhattan mit Brooklyn. In diesem Winter hatten sich die Schwierigkeiten für die Fährverbindungen, mit denen man sich schlecht und recht beholfen hatte, derart gehäuft, daß man sich endlich zu dem großen Werk, das Röbling schon ein Jahrzehnt vorher vorgeschlagen hatte, entschloß. Im Sommer 1867 erhielt er den Bauauftrag und begann sofort mit den Vorbereitungen. Er untersuchte selbst die geologischen Verhältnisse der Baustelle und den Baugrund und wählte so den günstigsten Platz für die Pfeiler und Verankerungen aus. Denn gerade diese Untersuchungen waren für das Gelingen des Werkes von entscheidender Bedeutung. Wurde doch die Brooklynbrücke mit einer freien Spannweite von 487 m die weitestgespannte Brücke, die es damals gab, und trug sie doch zwei Bahngleise, zwei Straßenfahrbahnen von je 5,70 m Breite und einen 4,40 m breiten Gehweg. Die von den Kabeln getragene Brückenlänge beläuft sich auf 1080 m, die beiden aus Stein und Beton gemauerten Türme ragen 90 m über den Wasserspiegel empor (Abb. 2). Für die vier 39 cm dicken Kabel wurde zum ersten Male Stahldraht an Stelle des bis dahin benutzten Eisendrahtes verwendet. Eine weitere Neuerung bestand darin, daß der Draht galvanisch verzinkt wurde, während man vorher die Kabel nur durch Anstriche schützte. Die Kabel erreichten eine Länge von 1080 m, wie sie vorher noch nicht ausgeführt war.

Bei den Vorarbeiten für den Brückenbau erlitt er einen Unfall, dessen Folgen er zunächst nicht weiter beachtete, so daß ein Wundstarrkrampf seinem Leben ein Ziel setzte. Johann August Röbling starb im Sommer 1869 im Alter von 63 Jahren, mitten im tätigen Leben, erfüllt von den Plänen und Entwürfen des gewaltigen Brückenbaues, der die Krönung seiner Lebensarbeit war. Sein Sohn, Oberst Washington A. Röbling konnte das große Werk zu Ende führen, denn er war schon seit Jahren der Helfer seines Vaters. Zu Beginn des Jahres 1870 wurde mit den eigentlichen Bauarbeiten zur Gründung der Pfeiler begonnen, die Brücke wurde nach 13 Jahren, im Jahre 1883 dem Verkehr übergeben. Sie ist ein Meisterwerk der Technik, ihre Formgebung und die Gestaltung der Steinpfeiler ist vorbildlich, es gibt nur wenige Brücken, deren Schönheit sich mit der ihren messen kann.

Röblings Werk ist von seinem Sohne und seinen Nachfahren fortgesetzt worden, die I. A. Roebling's Sons Company in Trenton ist heute wohl das größte Draht- und Drahtseilwerk der Welt. Die Werke haben die meisten amerikanischen Hängebrücken erbaut, darunter die heute bedeutendsten Brücken, die 1932 vollendete George Washington-Brücke über den Hudson in New York mit 1067 m Spannweite und die 1933 bis 1937 erbaute Brücke über das Goldene Tor in San Francisco mit 1280 m Spannweite.

Wir können stolz darauf sein, daß auch diese Großleistungen des Brückenbaues auf einen Deutschen zurückgehen, der die Werke, die seinen Namen tragen, aus dem Nichts heraus geschaffen, sie dank seiner großen Erfindergabe mit zähem Willen und eisernem Fleiß zur Höhe geführt und ihnen die Wege zu immer größer werdenden Aufgaben der nach ihm kommenden Zeit gewiesen hat. Seine Bauten, besonders die Brooklynbrücke, deren Vollendung er nicht erleben durfte, legen Zeugnis davon ab, daß ihnen ein gestaltender Ingenieur in des Wortes bester Bedeutung Form und Leben gegeben hat.

[2]) Schaechterle und Leonhardt, Hängebrücken. Bautechn. 1941, Heft 12/13, S. 126 ff.

[3]) Ein Bild der Brücke zeigt Abb. 21 des ersten Teils des in Anm. 2 genannten Aufsatzes, Bautechn. 1940, Heft 33, S. 380.

Alle Rechte vorbehalten.

Knickberechnung und Knicksicherheit.

Von Professor Dr. Friedrich Hartmann, Wien.

Da man gegenwärtig im Begriff ist, die Knickvorschrift abzuändern und die Meinungen über das in der neuen Vorschrift einzuschlagende Verfahren und über die zu fordernde Sicherheit recht geteilt sind, möge der folgende Beitrag zur Klärung der schwebenden Fragen dienen.

Während die bestehenden Vorschriften aller Länder bisher von den theoretischen Knicklasten ausgingen, habe ich 1935 und 1937 vorgeschlagen[1]), von den „Traglasten" auszugehen, also von jenen kritischen Lasten oder Spannungen, die ein gedrückter Stab unter Berücksichtigung kleiner unvermeidlicher Hebelarme der Kraft aufnehmen kann, wobei der kleinste Wert der Stauchgrenze σ_F in Rechnung gestellt werden soll. Es ist sonderbar, daß in den Vorschriften eine Mindestfestigkeit gefordert wird, die doch in der Baupraxis gar keine Rolle spielt, während man für die so wichtige Fließ- und Stauchgrenze nur bei St 52 Mindestwerte vorgeschrieben hat, die jetzt allerdings auch unterschritten werden dürfen, bei St 37 aber einen mittleren Wert in Rechnung stellt, der nicht unbeträchtlich über dem von den Walzwerken gewährleisteten Mindestwert liegt. Im folgenden soll ergänzend zu dem Mindestwert von σ_F auch ein entsprechend herabgesetzter Wert der Proportionalitätsgrenze σ_P und der Elastizitätszahl E angenommen werden.

Unvermeidlich kleine Hebelarme a des Kraftangriffs können durch unbeabsichtigte, dem Auge unmerkliche Krümmungen der Stäbe entstehen, durch uneinheitliches Verhalten des Baustoffes in den Querschnitten und bei zusammengesetzten Querschnitten durch die innerhalb des zugelassenen Spielraums liegenden Abweichungen in den Dicken der Einzelstäbe, was eine Verschiebung der Schwerachse zur Folge haben kann. Endlich entstehen Hebelarme in Fachwerkstäben durch die steifen Knotenverbindungen, also durch das Auftreten von Momenten an den Stabenden, was eine Verschiebung der Kraftrichtung und Krümmung der Stäbe zur Folge hat.

Man weiß heute, daß ein und dieselbe Kraftabweichung a bei verschiedenen Schlankheiten λ sehr verschiedene Wirkungen hat. Die Abminderung der reinen Knickspannungen durch Hebelarme ist am stärksten an der σ_P-Grenze, also ungefähr bei der Schlankheit λ_P. Beiderseits davon nimmt die Wirkung ab, wobei aber für Schlankheiten, die von λ_P beiderseits gleich weit entfernt liegen, die Abminderungen der Knickspannungen im plastischen Bereich immer größer sind als im elastischen.

Im plastischen Bereich sinken ferner die Knickspannungen mit der Stauchgrenze, während diese im elastischen Bereich keinen Einfluß auf die reinen Knickspannungen hat. Rechnet man jedoch mit kleinen Hebelarmen, dann besteht auch im elastischen Bereich eine Abhängigkeit von der Höhe der Stauchgrenze, nur ist ihr Einfluß viel geringer als im plastischen Bereich.

[1]) Hartmann, Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Arch.-Vereins 1935, Heft 23/24. — Desgl., Knickung, Kippung Beulung. Leipzig und Wien 1937, Deuticke.

Da die Knickspannungen für den Rechteckquerschnitt die Grundlage der Knickberechnungen bilden, ist noch der Einfluß der Querschnittsform zu erwähnen. Während im elastischen Bereich alle Querschnittsformen bei gleicher Schlankheit dieselben Knickspannungen haben, ergeben im plastischen Bereich gewisse Querschnitte kleinere Knickspannungen als der Rechteckquerschnitt. Dieser Einfluß ist auf die reinen Knickspannungen allerdings nicht bedeutend, aber er wächst sofort, wenn Hebelarme vorhanden sind. Er greift dann auch auf den elastischen Bereich über, wenngleich in geringerem Ausmaße.

Eine anfängliche Krümmung des Stabes kann schon beim Walzen entstehen, ferner beim Vernieten oder Verschweißen und bei der Beförderung durch Verbiegen. Es wird wiederholt ins Treffen geführt, daß sich schlanke Stäbe leichter verbiegen als gedrungene. Wir müssen und können aber doch im Brückenbau damit rechnen, daß die den Zusammenbau leitenden Werkmeister gewissenhaft genug sind und jede dem Auge sichtbare Krümmung vor Einbau des Stabes ins Tragwerk beseitigen. Sichtbare Krümmungen hängen nur von dem geradlinigen Verhältnis a/s ab, wenn a die Pfeilhöhe der Krümmung und s die Stablänge ist. Man wird also mit einem bestimmten Wert $a = \xi s$ oder mit einem Verhältnis $a/i = \xi \lambda$ zu rechnen haben. Nun ist der Einfluß von a/i auch wieder bei λ_p am größten und sonst im plastischen Bereich größer als im elastischen.

Wirkung ungleicher Dicken. In einem gedrungenen Querschnitt aus vier Winkeln 100 · 100 · 10 nach Abb. 1 habe das obere Winkelpaar eine Dicke von 9,5, das untere von 10,5 mm, eine schon recht ungünstige und unwahrscheinliche Annahme. Dies ergibt einen Hebelarm $a = 0{,}082$ cm. Mit $i_x = 4{,}65$ cm erhält man für Schlankheiten $\lambda = 30$, 100 und 150 die Stablängen $s = \lambda\, i_x = 140, 465$ und 700 cm. Somit ist für diese drei Fälle

$$\frac{a}{s} = (0{,}0006),\ 0{,}000\,18 \text{ und } 0{,}000\,12.$$

Abb. 1.

Der erste dieser Werte scheidet aus, da im Brückenbau Stablängen von 140 cm nicht vorkommen. Der Einfluß ungleicher Dicken ist also beim Kreuzquerschnitt sehr gering. In einem offenen Querschnitt, bestehend aus 2 ⊐30 nach Abb. 2, sei in den Dicken der beiden ⊐-Stähle auch ein Unterschied von 1 mm vorhanden. Es ist dann für Knickung in der x-Richtung $a = 0{,}72$ cm. Mit $i_y = 21{,}2$ cm ist für die Schlankheiten $\lambda = 30$, 100 und 150 die Stablänge $s = 636$, 2120 und 3180 cm, daher

$$\frac{a}{s} = 0{,}0011,\ (0{,}000\,34) \text{ und } (0{,}000\,23).$$

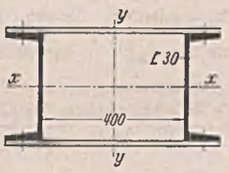

Abb. 2.

Der zweite und dritte Wert entfällt, weil hierfür die Schlankheiten $\lambda_x > 150$ sind ($i_x = 11{,}7$ cm), was nicht erlaubt ist. Hier ist somit der Einfluß bedeutender als bei gedrungenen Querschnitten, aber wieder nur im plastischen Bereich bei sehr kleinen Schlankheiten nennenswert.

Es wurde also hier eine Anzahl von Umständen angeführt, die durchweg im plastischen Bereich von größerer Wirkung sind als im elastischen. Nun ist bei der Berechnung auf Knickung durchaus gleiche Sicherheit gegen Versagen anzustreben, wenn man Baustoffvergeudung vermeiden will. Natürlich sind dabei alle die Knickspannungen herabsetzenden Umstände zu berücksichtigen. Daher ist es nicht gleichgültig, ob man mit den reinen Knickspannungen oder mit den Traglastspannungen rechnet, weil eben die Abminderung bei verschiedenen Schlankheiten sehr verschieden ist. Will man gleiche Sicherheit erzielen, dann ist nur die Berechnung nach dem Traglastverfahren möglich.

Daß die jetzigen Knickvorschriften von den Knicklasten ausgehen und im plastischen Bereich die Sicherheit von 1,7 bei $\lambda = 0$ bis auf 3,5 bei λ_p ansteigt, um dann im elastischen Bereich durchweg auf dieser Höhe zu bleiben, kann nur als ganz unsachlich bezeichnet werden. Der hierfür angeführte Grund, daß sich schlanke Stäbe leichter verbiegen als gedrungene, ist, wie schon erwähnt wurde, nicht stichhaltig. Die Hinfälligkeit dieser Befürchtung wird übrigens noch mit anderen Gründen nachgewiesen werden. Aber selbst wenn man diese Befürchtung ohne Prüfung gelten lassen will, geht es doch nicht an, alle die Knickspannungen im plastischen Bereich herabsetzenden Einflüsse außer acht zu lassen und die Sicherheit für kleine Schlankheiten halb so groß anzusetzen als für große. Wenn man fragt, woher denn diese Willkür stammt, muß man auf die geschichtliche Entwicklung der Knickvorschriften in Deutschland zurückgehen. Es ist noch gar nicht lange her, daß die Eulerformel nicht nur im elastischen, sondern auch tief in den plastischen Bereich hinein geltend angenommen wurde. Es war nämlich vorgeschrieben, auf Knickung nach der Eulerformel mit 5facher Sicherheit zu rechnen, und außerdem die Gleichung $\frac{P}{F} \leqq \sigma_{zul}$ einzuhalten. σ_{zul} hing von der Stützweite ab und erreichte bei Straßenbrücken von mehr als 120 m Stützweite ohne Winddruck den Wert $\sigma_{zul} = 1{,}15$ t/cm² [2]). Die Eulersche Formel galt somit in diesem Fall bis $\sigma_E = 5\,\sigma_{zul} = 5{,}75$ t/cm², entsprechend $\lambda = 60$. Man kann somit die in Abb. 3 dünn gezogene gebrochene Linie als maßgebend für die damalige Knickberechnung ansehen. Stark gezogen ist die Linie der Knickspannungen für $\sigma_F = 2{,}4$ t/cm².

[2]) Siehe z. B. Geusen, Die Eisenkonstruktionen, S. 272. Berlin 1909, Springer.

Man entnimmt diesen beiden Linien, daß die theoretische Sicherheit $\nu_k = 5$ nur im elastischen Bereich vorhanden war, dann aber rasch bis auf $\nu_k = 2{,}0$ bei $\lambda = 60$ herabstürzte, um dann bis zum Grenzwert $\nu_k = 2{,}1$ bei $\lambda = 0$ anzusteigen (Abb. 3, unterer Teil). Daß die tatsächliche Sicherheit im Bereich $\lambda < 60$ durch ungünstige Umstände leicht auf 1,5 herabsinken konnte, wird sich noch zeigen.

Als man an die Neufassung der Knickvorschriften schritt, hat man offenbar auf die große Zahl bestehender, nach der alten Vorschrift berechneter Brücken Rücksicht genommen und, um weitgehende Verstärkungen zu ersparen, der neuen Berechnung wohl eine der neuzeitlichen Knicklehre angepaßte Linie der Knickspannungen zugrunde gelegt, die Sicherheit aber sehr willkürlich in der bekannten Weise veränderlich angenommen. Man hat also die neue Berechnungsweise äußerlich der strengen Theorie, innerlich aber der alten Vorschrift, wenngleich mit Milderungen angepaßt.

Bei der jetzigen Neufassung der Knickvorschriften sollte man nicht wieder dasselbe oder ähnliches tun, wie es gegenwärtig zu befürchten ist. Wenn man sich darauf beruft, daß sich die bestehenden Vorschriften durchaus bewährt haben, so ist zu bemerken, daß man dies von den früheren ebenfalls gesagt hat, obzwar diese ganz offenkundig mangelhaft waren. Wenn man mit genügend großer Sicherheit rechnet, kann sich natürlich auch eine schlechte Vorschrift bewähren. Man vergesse aber nicht, daß sich die bestehende Vorschrift auch für die kleinen Schlankheiten bewährt hat, für die die theoretische Sicherheit nicht wesentlich höher als 1,7, tatsächlich aber in vielen Fällen beträchtlich tiefer ist. Schon das Vorhandensein einer bei starken Querschnitten vorkommenden Stauchgrenze von $\sigma_F = 2{,}1$ (bei St 37) allein setzt die Sicherheit schon nahezu auf 1,5 herab. Hebelarme und gewisse Querschnittsformen können eine noch weitere Herabsetzung zur Folge haben. Über Fälle, in denen gar keine Sicherheit vorhanden war, wird noch berichtet werden. In Österreich wurde schon seit langer Zeit nach Euler-Tetmajer auf Knickung gerechnet, und zwar mit durchaus 2,5facher, in den letzten Jahren mit nur 2facher Sicherheit, ohne daß sich jemals ein Versager ergeben hätte.

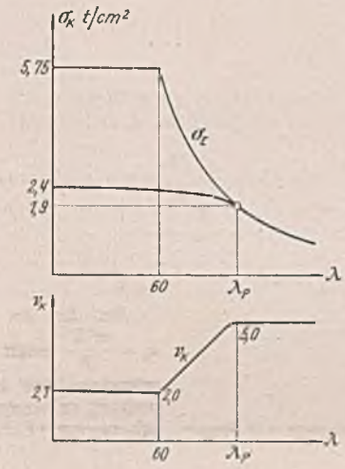

Abb. 3.

Nun soll das Verhalten sehr schlanker Stäbe von einem anderen Standpunkt aus beleuchtet werden. Es betrifft dies vor allem die Druckstreben in den Mittelfeldern von Fachwerkbrücken. Der Querschnitt nach Abb. 1 erfordert bei einer Schlankheit $\lambda = 150$ eine Stablänge $s = 700$ cm. Das ist zum Beispiel bei einer einwandigen Fachwerkbrücke von rd. 40 m Stützweite und 5 m Feldweite durchaus möglich. Der Querschnitt nach Abb. 2 hat $i_x = 11{,}7$ cm; $\lambda_x = 150$ erfordert somit $s = 1750$ cm, ein bei großer Stützweite möglicher Fall (Feldweite etwa 11 m), doch kommt diese Schlankheit nur für die Berechnung auf Knickung in der Fachwerkebene in Betracht. Für Knickung aus der Fachwerkebene ist schon bei einer lichten Entfernung der ⊐-Stähle von 400 mm $i_y = 21{,}2$ cm und $\lambda_y = \frac{1750}{21{,}2} = 83$. Bei großen Brücken sind also große Schlankheiten nur für Knickung in der Fachwerkebene vorhanden.

Nun werden alle Fachwerkstäbe so berechnet, als ob sie gelenkig miteinander verbunden wären. Für die Streben der Mittelfelder ist die maßgebende Belastungsweise ungefähr die halbseitige. Bei dieser sind aber die Druckgurte unterbeansprucht. Wenn sie für volle Belastung mit ν-facher Sicherheit berechnet sind, würden sie bei ν-fach gesteigerter halbseitiger Belastung noch lange nicht knicken. Wohl aber sollte dann die auf Druck beanspruchte Strebe knicken. Sie ist aber in Wirklichkeit durch Knotenbleche mit den Gurten und anderen Stäben steif verbunden. Sie kann daher nur gleichzeitig mit dem Druckgurt knicken. Die Knicksicherheit einer Druckstrebe ist somit dadurch, daß sie rahmenartig mit anderen Stäben verbunden ist, wesentlich größer als nach der üblichen Berechnungsweise für das Gelenkfachwerk.

Knickung der Streben im Rahmenverband. Es soll hier der einfachere Fall der symmetrischen Vollbelastung der Brücke rechnerisch behandelt werden, woraus sich dann leicht Schlüsse auf andere Belastungsweisen ziehen lassen werden. Bei Vollbelastung sind die beiden Streben der Mittelfelder gleich stark gedrückt, aber nur gering beansprucht. Bei ν-fach gedachter Vollbelastung würden die Gurte, so wie dies Abb. 4 zeigt, knicken und dabei die Streben mitnehmen. Diese biegen sich aus, bleiben jedoch immer noch unterbeansprucht. Wenn

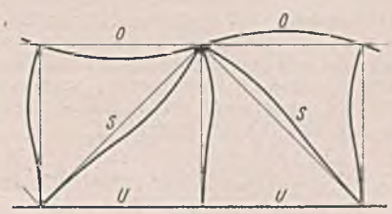

Abb. 4.

aber die Obergurte knicken, ist das Fachwerk erledigt und die geringe Beanspruchung der Streben kann daran nichts ändern. Übrigens wird auch gleichzeitig der Untergurt fließen, was für sich allein schon zum Versagen des Fachwerks führt. Die geringe Beanspruchung der Streben beim Versagen gestattet das Vorhandensein von Verbiegungen und Hebelarmen des Kraftangriffs, ohne daß diese eine Gefahr bedeuten.

Zur Vereinfachung werden die Strebenfußpunkte fest und gelenkig angenommen, was für die Streben ungünstig ist. Der Mittelständer wird weggelassen und durch die Knotenlast K ersetzt (Abb. 5). Auch dieser Umstand ist ungünstig für die Streben, da der Biegewiderstand des Ständers entfällt, der allerdings nicht groß ist. Beim Knicken entstehen Knickmomente M_0 im Knotenpunkt. Die Biegelinie der beiden Gurte verläuft negativ symmetrisch; daher sind die Momente gleich groß und entgegengesetzt. Dieselben Momente müssen auf die Streben wirken, jedoch wieder entgegengesetzt, da $\Sigma M = 0$ sein muß, und zwar wegen der Symmetrie auch für jede Hälfte des Rahmens. Da wegen der Steifigkeit des Knotens die Verdrehungswinkel γ von Gurten und Streben im Knotenpunkt gleich groß sein müssen, ergibt sich, wenn man die Biegelinie des Gurtstabes einheitlich gekrümmt annimmt, in der Biegelinie der Streben ein Wendepunkt nahe beim Knoten, da ja die Streben sich entsprechend dem Sinn der Momente M_0 biegen müssen (Abb. 5).

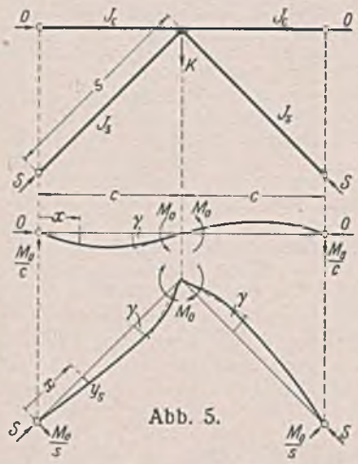

Abb. 5.

Die Differentialgleichung der Biegelinie $y'' = -\frac{M}{EJ}$ kann auch auf den plastischen Bereich ausgedehnt werden, wenn man die Knickzahl E' an Stelle von E einführt. Das kann für die Gurte erforderlich sein. Die Streben bleiben jedenfalls elastisch. Man erhält daher mit den Bezeichnungen der Abb. 5 für Gurt und Strebe:

$$y_c'' = -\frac{O}{E'J_c} \cdot y_c - \frac{M_0}{E'J_c} \cdot \frac{x}{c}$$

$$y_s'' = -\frac{S}{EJ_s} \cdot y_s + \frac{M_0}{EJ_s} \cdot \frac{x}{s}.$$

Mit $\alpha^2 = \frac{O}{E'J_c}$ und $\beta^2 = \frac{S}{EJ_s}$ lauten die Gleichungen der Biegelinie:

$$y_c = A \cdot \sin \alpha x + B \cdot \cos \alpha x - \frac{M_0}{O} \cdot \frac{x}{c}$$

$$y_s = C \cdot \sin \beta x + D \cdot \cos \beta x + \frac{M_0}{S} \cdot \frac{x}{s}.$$

Die Ableitungen sind:

$$y_c' = A\alpha \cdot \cos \alpha x - B\alpha \cdot \sin \alpha x - \frac{M_0}{Oc}$$

$$y_s' = C\beta \cdot \cos \beta x - D\beta \cdot \sin \beta x + \frac{M_0}{Ss}.$$

Die Randbedingungen ergeben für

$$x = 0,\ y_c = 0 \ldots B = 0 \quad \Big| \quad x = c,\ y_c = 0 \ldots A = \frac{M_0}{O \cdot \sin \alpha c}$$

$$x = 0,\ y_s = 0 \ldots D = 0 \quad \Big| \quad x = s,\ y_s = 0 \ldots C = -\frac{M_0}{S \cdot \sin \beta s}$$

$$\left.\begin{matrix} x = c \\ x = s \end{matrix}\right\} y_c' = y_s' \ldots \frac{M_0 \alpha \cdot \cos \alpha c}{O \cdot \sin \alpha c} - \frac{M_0}{Oc} = -\frac{M_0 \beta \cdot \cos \beta s}{S \cdot \sin \beta s} + \frac{M_0}{Ss}.$$

Die letzte Gleichung stellt die Knickbedingung vor. Nach Division durch M_0 und Multiplikation mit c lautet sie:

$$\alpha c \cdot \operatorname{cotg} \alpha c + \frac{O}{S} \cdot \beta c \cdot \operatorname{cotg} \beta s - 1 - \frac{Oc}{Ss} = 0.$$

Mit den Abkürzungen

$$\alpha c = \sqrt{\frac{Oc^2}{E'J_c}} = \varphi \qquad \beta s = \sqrt{\frac{Ss^2}{EJ_s}} = \psi \qquad \beta c = \psi \cdot \frac{c}{s}$$

lautet die Knickbedingung schließlich:

$$(1) \qquad \Phi = \varphi \cdot \operatorname{cotg} \varphi + \frac{Oc}{Ss} \cdot \psi \cdot \operatorname{cotg} \psi - \left(1 + \frac{Oc}{Ss}\right) = 0.$$

Beispiel: Straßenbrücke aus Baustahl St 37 mit 60 m Stützweite, $c = 8$ m Feldweite, 8 m Höhe des Fachwerks. Das Stahlgewicht ist 380 t, das Fahrbahngewicht 320 t, also das gesamte Eigengewicht $G = 700$ t oder 350 t je Hauptträger. Die volle gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung sei 384 t, somit die Gesamtlast $Q = 1084$ t oder 542 t je Hauptträger. Bei 8 Feldern ist das Knotengewicht $K_g = 44$ t, $K_q = 68$ t, die Strebenkraft $S_g = -44 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = -31$ t und $S_q = -68 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = -48$ t; $\max O = -\frac{542}{8} \cdot \frac{64}{8} \cdot \frac{15}{16} = -508$ t; halbseitige Belastung hat die Größe $P = 96$ t je Hauptträger und ergibt einen Stützendruck $A = 24$ t und eine Strebenkraft $S_p = -24\sqrt{2} = -34$ t, daher $\max S_q = -65$ t.

$\max O = -508$ t erfordert den in Abb. 6 dargestellten Querschnitt $F = 442$ cm², $J_x = 92\,700$ cm⁴, $i_x = 14{,}45$ cm; $\lambda = \frac{800}{14{,}45} = 55{,}4$ ergibt nach der Knicknorm $\omega = 1{,}21$, und es ist $\frac{\omega O}{F} = 1{,}39$ t/cm²; dabei ist die reine Druckspannung $\sigma_0 = 1{,}15$ t/cm².

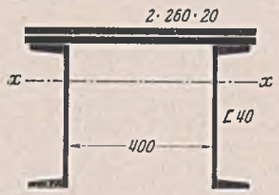

Abb. 6.

Abb. 7.

$\max S = -65$ t erfordert den in Abb. 7 gezeichneten Querschnitt mit $F = 96{,}6$, $J_x = 9610$, $i_x = 9.99$, $l_x = 950$ cm, $\lambda = 95$, $\omega = 2{,}09$, $\frac{\omega S}{F} = 1{,}40$; die reine Druckspannung ist $\sigma_0 = 0{,}67$ t/cm².

Bei Vollbelastung ist $S = -48$ t, $\frac{\omega S}{F} = 1{,}04$, $\sigma_0 = 0{,}50$ t/cm². In die Berechnung der Rahmenknickung wird die volle theoretische Strebenlänge $s = c\sqrt{2} = 1133$ cm eingesetzt, wodurch viel ungünstiger gerechnet wird. Es ist daher für volle Belastung:

$$\varphi = \sqrt{\frac{O}{E'} \cdot \frac{640\,000}{92\,700}} = 2{,}628 \sqrt{\frac{O}{E'}};$$

mit $S = 48$ t $= \frac{O}{10{,}58}$ ist

$$\psi = \sqrt{\frac{O}{10{,}58} \cdot \frac{1\,280\,000}{2100 \cdot 9610}} = \frac{\sqrt{O}}{12{,}92} \qquad \frac{Oa}{Ss} = 7{,}48.$$

Die Knickgleichung (1) lautet daher:

$$(1a) \qquad \Phi = \varphi \cdot \operatorname{cotg} \varphi + 7{,}48\, \psi \cdot \operatorname{cotg} \psi - 8{,}48 = 0.$$

Aus der für den plastischen Bereich erweiterten Eulerformel $\sigma_k = \frac{\pi^2 E'}{\lambda^2}$ erhält man $E' = \sigma_k \left(\frac{\lambda}{\pi}\right)^2$; zur Berechnung von E' ist die gebrochene Linie der Knickspannungen nach der Knickvorschrift nicht geeignet, am wenigsten für Schlankheiten, die kleiner als 60 sind, wofür sich durchweg $E' = 0$ ergeben müßte. Es wird daher für die Knickspannungen im plastischen Bereich mit der von mir vorgeschlagenen schiefen Ellipse[3]) gerechnet, die durch ihren flachen Verlauf genügend Sicherheit auch für Querschnitte ergibt, deren Knickspannungen kleiner sind als die des Rechteckquerschnitts. Diese Ellipse wird sehr einfach nach Abb. 8 gezeichnet. Sie schließt tangentiell an die Eulerlinie an und gibt einen gesetzmäßigen Verlauf für die Knickspannungen im plastischen Bereich. In meinem Buch[1]) ist auf S. 18 diese Ellipse für einen Baustahl St 37 mit $\sigma_F = 2{,}4$ und $\sigma_P = 1{,}9$ in größerem Maßstabe aufgetragen, und es sind zu den Knickspannungen auch gleich die zugehörigen E'-Werte beigefügt. In Abb. 9 ist ein Teil dieser Ellipse wiedergegeben, und darunter sind die Werte σ_k in starker Vergrößerung aufgetragen, um die Werte E' für Zwischenwerte genügend genau bestimmen zu können (die stark gezogene Linie der Knickspannungen im plastischen Bereich in Abb. 3 entspricht ebenfalls dieser Ellipse).

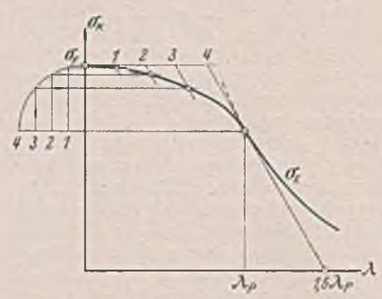

Abb. 8.

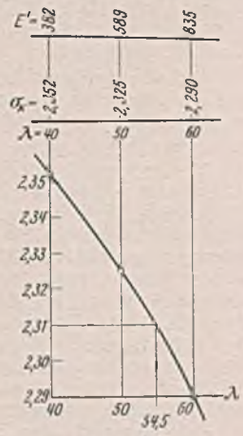

Abb. 9.

Der Gurtschlankheit $\lambda = 55{,}4$ entspricht $\sigma_k = 2{,}307$ t/cm². Das wäre die Knickspannung des als Einzelstab betrachteten Gurtstabes. Da die Streben bei Vollbelastung stark unterbeansprucht sind, werden sie durch die steife Knotenverbindung die Knickspannung des Gurtes erhöhen. Die Erhöhung wird allerdings gering sein, da die Steifigkeit der Streben des Mittelfeldes immer klein ist gegenüber der des Gurtes.

[3]) Hartmann, Schlußbericht der Pariser Brückenbautagung 1932, S. 42. Daselbst sind auch die gegen die Theorie von Engeßer vorgebrachten, zum Teil törichten Einwendungen widerlegt.

1. Annahme: $\sigma_k = 2{,}325$ t/cm²; nach Abb. 9 ist das zugehörige $E' = 589$ t/cm²; $O_k = 2{,}325 \cdot 443 = 1030$ t; $\varphi = 2{,}628 \sqrt{\frac{1030}{589}} = 3{,}48 = 198{,}3°$; $\operatorname{cotg} \varphi = 3{,}02$; $\psi = \frac{\sqrt{1030}}{12{,}92} = 2{,}482 = 142{,}5°$; $\operatorname{cotg} \psi = -1{,}29$. Die Knickgleichung lautet:

$$\Phi = 3{,}48 \cdot 3{,}02 - 7{,}48 \cdot 2{,}482 \cdot 1{,}29 - 8{,}5 = -22{,}0.$$

2. Annahme: $\sigma_k = 2{,}310$; $\lambda = 54{,}5$; $E' = 694$; $O_k = 1024$; $\varphi = 3{,}194 = 182{,}9°$; $\operatorname{cotg} \varphi = +19{,}75$; $\psi = 2{,}474$; $\operatorname{cotg} \psi = 1{,}275$;

$$\Phi = 3{,}194 \cdot 19{,}75 - 7{,}48 \cdot 2{,}474 \cdot 1{,}275 - 8{,}5 = +31{,}0.$$

Hier darf man bei genauer Berechnung nicht geradlinig einschalten, um die Lösung zu finden, weil bei geringer Abminderung von σ_k $\varphi = 3{,}14$ und $\operatorname{cotg} \varphi = \infty$ wird (Abb. 10). Es muß daher noch ein Zwischenwert berechnet werden.

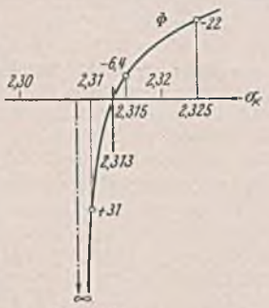

Abb. 10.

3. Annahme: $\sigma_k = 2{,}315$ ergibt $\Phi = -6{,}4$. Durch Auftragen der drei Φ-Werte in Abhängigkeit von σ_k erhält man die Lösung: $\underline{\sigma_k = 2{,}313 \text{ t/cm}^2}$.

Die Knicksicherheit ist $\nu_k = \frac{\sigma_k}{\sigma_0} = \frac{2{,}313}{1{,}15} = 2{,}01$. Die Streben sind beim Knicken beansprucht mit $\sigma = \nu_k \sigma_0 = 2{,}01 \cdot 0{,}50 = 1{,}0$ t/cm². Als Einzelstäbe mit gelenkiger Lagerung wäre ihre Knickspannung bei voller Länge $s = 1133$ cm, also mit $\lambda = \frac{1133}{9{,}99} = 113{,}4$ $\sigma_{k0} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 1{,}61$ t/cm². Tatsächlich wird wegen der geringeren Strebenlänge die Knickspannung im Rahmenverband nur wenig höher sein als 1,0 t/cm². Für den Einzelstab mit $\lambda = 95$ wäre jedoch, aus der schiefen Ellipse ermittelt, $\sigma_{k0} = 2{,}06$ t/cm². Die Strebe wird also jedenfalls durch den Obergurt schon sehr vorzeitig ausgebogen, wenn sie auch selbst dabei nicht versagt. Es versagt aber durch das Knicken des Obergurts das ganze Tragwerk. Man kann nun auch die Biegelinie zeichnen. $\sigma_k = 2{,}313$ entspricht $E' = 678$ und $O_k = 1025$ t.

Daher ist:

$$\alpha c = \varphi = 3{,}21 = 183{,}8° \qquad \sin \alpha c = 0{,}066$$

$$\beta s = \psi = 2{,}475 = 141{,}8° \qquad \sin \beta s = 0{,}619$$

$$y_c = A \cdot \sin \alpha x - \frac{M_0}{O} \cdot \frac{x}{c} = \frac{M_0}{O} \left(\frac{\sin \alpha x}{\sin \alpha c} - \frac{x}{c} \right) = \frac{M_0}{O} \cdot \eta_c$$

$$y_s = C \cdot \sin \beta x + \frac{M_0}{S} \cdot \frac{x}{c} = -\frac{M_0}{O} \cdot \frac{O}{S} \left(\frac{x}{c} - \frac{\sin \beta x}{\sin \beta s} \right) = \frac{M_0}{O} \cdot \eta_s \cdot \frac{O}{S};$$

da M_0 unendlich klein ist, kann man die Biegelinie nur verhältnismäßig auftragen, und es genügen dazu die Werte η_c und $\eta_c \cdot \frac{O}{S} = 10{,}58\, \eta_s$, womit sie beide auf gleichen Maßstab gebracht sind. Es soll hier nur nachgesehen werden, wo der Wendepunkt liegt. $y'' = 0$ ergibt für die beiden Biegelinien:

$$y_c'' = -\alpha^2 \cdot \frac{\sin \alpha x}{\sin \alpha c} = 0 \text{ und } y_s'' = +\beta^2 \cdot \frac{\sin \beta x}{\sin \beta s} = 0,$$

also $\sin \alpha x = 0$ und $\sin \beta x = 0$

oder $\alpha x = \pi$ und $\beta x = \pi$

oder $x_c = \frac{\pi}{\alpha} = \frac{c\pi}{\varphi} = \frac{800 \cdot 3{,}14}{3{,}21} = 783$ cm

$$x_s = \frac{\pi}{\beta} = \frac{s\pi}{\psi} = \frac{1133 \cdot 3{,}14}{2{,}475} > s;$$

somit hat der Obergurt einen Wendepunkt nahe beim Knoten und nicht die Streben, wie angenommen wurde. Die Momente M_0 wirken also entgegengesetzt der Annahme.

Nun wird die Annahme gemacht, daß der Strebenquerschnitt nur aus 2 ⊐ 18 bestehe. $F = 56$ cm², $J_x = 2700$ cm⁴, $i_x = 6{,}95$ cm, $\lambda = \frac{1133}{6{,}95} = 163$; als Einzelstäbe berechnet, ist $\sigma_k = 0{,}782$, $P_k = 43{,}8$ t. Das heißt, daß bei Vollbelastung mit $S = 48$ t für den Einzelstab überhaupt keine Sicherheit vorhanden wäre. Nun wird derselbe Stab im Rahmenverband berechnet. Die Knickgleichung (1a) bleibt unverändert. Wie früher ist auch jetzt $\varphi = 2{,}628 \sqrt{\frac{O}{E'}}$; hingegen ist $\psi = \sqrt{\frac{O \cdot 1\,280\,000}{10{,}58 \cdot 2100 \cdot 2700}} = \frac{\sqrt{O}}{6{,}88}$; um keine Zweifel aufkommen zu lassen, ist in Abb. 11 der Verlauf der Abhängigen Φ, von $\sigma_k = 0$ angefangen, dargestellt. σ_k ist wie früher auf den Obergurt bezogen. Die für die Knickung maßgebende kleinste Nullstelle ist somit $\underline{\sigma_k = 2{,}1}$.

Die Knicksicherheit ist daher $\nu_k = \frac{2{,}1}{1{,}15} = 1{,}83$! Die Strebe knickt somit bei einer Kraft $S_k = 1{,}83 \cdot 48 = 87{,}7$ t, obwohl die für den Einzelstab berechnete Knicklast nur 43,8 t wäre. Die Strebe erfährt durch den Gurt eine Einspannung. Der Knickspannung $\sigma_k = \frac{87{,}7}{56} = 1{,}565$ entspricht $\lambda = 115$, während die Knickschlankheit des Einzelstabes 163 wäre. Somit ist die Knicklänge tatsächlich $s_k = \frac{115}{163} \cdot s = 0{,}705\, s$, wie es fast genau einem einerseits gelenkig gehaltenen, anderseits fest eingespannten Stabe entspricht. Daraus folgt, daß die Knickspannung noch höher wird, wenn die Strebe, wie es tatsächlich der Fall ist, auch im Untergurt eingespannt ist.

Noch günstiger muß sich die Strebe bei der für sie ungünstigsten Belastungsweise, also bei halbseitiger Belastung verhalten. Wird angenommen, daß die Strebe auch wieder nur aus 2 ⊐ 18 bestehe, so müßte die Knicklast höher liegen als bei Vollbelastung, weil die Obergurte unterbeansprucht sind, daher eine höhere Knicksicherheit haben werden als bei Vollbelastung. Dazu kommt noch, daß bei halbseitiger Belastung die eine Strebe auf Zug beansprucht ist, was durch die steife Verbindung auch noch günstig wirkt. Bei halbseitiger Belastung haben die benachbarten Obergurtstäbe der Mittelfelder die Kräfte 400 und 436 t; da die Knickspannung höher liegen muß als bei Vollbelastung, weil einer der Obergurtstäbe weniger stark belastet ist als der andere und eine der Streben Zug erhält, dürfte man mit $\sigma_k = 2{,}2$ rechnen können, was einer Kraft $O_k = 980$ t entspricht. Die Knicksicherheit wäre also für den stärker belasteten Obergurtstab $\nu_k = \frac{980}{436} = 2{,}24$. Die Druckstrebe erhält bei halbseitiger Belastung eine Kraft max $S = 65$ t. Die Knickkraft wäre daher $S_k = 65 \cdot 2{,}24 = 146$ t, also $\sigma_k = \frac{146}{56} = 2{,}60$ t/cm². Da dieser Wert höher ist als σ_F, ist er natürlich unmöglich. Die Strebe verhält sich schon plastisch, und ihre Knickspannung wird niedriger sein. Jedenfalls aber wird σ_k über σ_P liegen, also mindestens bei $\sigma_k = 2{,}0$ t/cm², was $S_k = 112$ t entspricht. Es liegt also hier der Fall vor, daß eine Fachwerkstrebe, die als Einzelstab berechnet eine Knicklast hat, die sehr beträchtlich unter der Gebrauchslast liegt ($S_{k0} = 43{,}8$ t, $S = 65$ t), im Verband des Brückentragwerks durch die steife Knotenverbindung mit den Obergurten eine Knickkraft von mindestens $S_k = 112$ t aufweist. Die Rechnung mit voller Belastung hat außerdem ergeben, daß die Querschnittsbemessung nach der üblichen Weise die Knicklast des Rahmenverbandes nur sehr wenig erhöht. Mit der nach Vorschrift bemessenen Strebe war die Knickspannung des Obergurts 2,313, mit der sehr schwachen Strebe 2,1 t/cm².

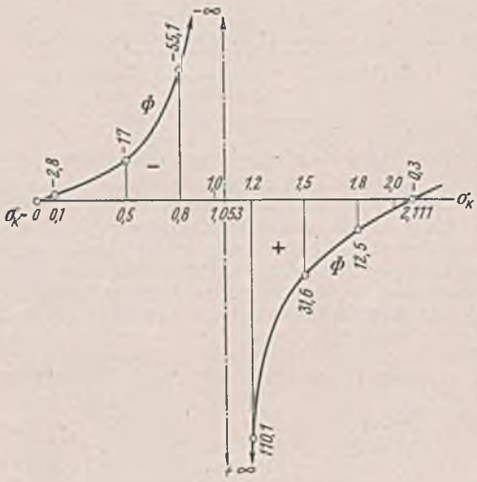

Abb. 11.

Falls jemand trotz dieser Berechnung noch Zweifel haben sollte, ob sich Fachwerkstreben auch tatsächlich so verhalten, wie es die Rechnung ergibt, so bin ich in der Lage, hierfür Belege zu erbringen. Zimmermann, der langjährige Leiter des Brückenbauwesens bei den preußischen Eisenbahnen, berichtet[4]) über alte Brücken, für die keine oder nur mangelhafte statische Berechnungen vorlagen. Sie wurden nach den preußischen Vorschriften nachgerechnet, und es ergaben sich für Ständer und Streben ohne Winddruck in mehreren Fällen Knicksicherheiten nach Euler von 1,1 bis 1,0 (mit der Netzlänge als Knicklänge). Bei einer Brücke waren sogar die rechnungsmäßigen Sicherheiten der Streben vom Brückenende zur Mitte der Reihe nach 0,8, 0,9, 1,1 und 1,5! Ferner wird erwähnt, daß an vielen Brücken in Feldern, die eigentlich Gegenschrägen hätten haben müssen, diese fehlten, wodurch die aus Flacheisen gebildeten Hauptstreben beim Befahren der Brücke auch Druck erhielten. Dabei wurde für eine dieser Streben die „Sicherheit" 0,1 erhalten. Dabei handelt es sich natürlich um Brücken aus Schweißeisen mit all seinen Mängeln (geringe Gleichartigkeit, Schlackeneinschlüsse). Die Anschlüsse der Streben waren zweifellos einseitig, wie dies damals fast immer der Fall war. Es wird sogar von einem Gurtstabe berichtet, dessen Schwerachse 9 cm von der Netzlinie des Fachwerks abweicht. Ferner wird bemanchen der angeführten Stäbe die Sicherheit noch kleiner als nach Euler gewesen sein, da sie schon im plastischen Bereich lagen, wie dies zweifellos bei den Endstreben mit $\nu_E = 0{,}8$ der Fall gewesen sein dürfte. Dazu kommt noch, daß in den Endfeldern auch die Gurte noch schwach sind. All diese Brücken haben aber nicht versagt, und Zimmermann führt dies auch richtig auf die steifen Knotenpunktverbindungen und Einspannungen zurück. Im Fall der Endstreben hat allerdings die Einspannung

[4]) Ztrbl. d. Bauv. 1912, Heft 30, S. 189.

keine Rolle mehr gespielt. Der theoretische Nachweis für die Richtigkeit der Anschauungen Zimmermanns aber wurde hier erbracht.

Der Einfluß der steifen Knotenverbindungen auf die Verbiegung der Fachwerkstäbe (Wirkung der Nebenspannungen). Bei der Berechnung der Rahmenknickung wurde vom unverformten Fachwerk ausgegangen. Tatsächlich aber werden infolge der steifen Knotenverbindungen die Stäbe einer Brücke bei Belastung verbogen. Über die Wirkung dieser Nebenspannungen habe ich einfache Gleichungen entwickelt[5]). So kann die Biegelinie des Obergurts einer Balkenfachwerkbrücke annähernd als Sinuslinie aufgefaßt werden. Mit der Stützweite l und der Durchbiegung f in Brückenmitte ist die Gleichung $y = f \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$. Das Biegemoment ist $M = -EJy'' = \frac{EJf\pi^2}{l^2} \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$ und $\max M = \frac{EJf\pi^2}{l^2}$. Nimmt man im Mittelfelde dieses Moment als unveränderlich an, so kann man es auch durch einen Hebelarm a bewirkt denken, an dem die Gurtkraft O angreift. Es ist dann $Oa = \frac{EJf\pi^2}{l^2} = \frac{EFi^2 f\pi^2}{l^2}$; daraus ist $a = \frac{E\pi^2 i^2}{\sigma_0 l} \cdot \frac{f}{l}$; nimmt man für Eigengewicht und volle Belastung $f = 0{,}001\, l$ an, $\sigma_0 = 1$ t/cm² (reine Druckspannung ohne Stoßziffer), $E = 2000$, $\pi^2 \approx 10$, so ist $a = \frac{20\, i^2}{l}$. In dem früher gebrachten Beispiel ist $i = 14{,}5$, $l = 6400$ cm, also $a = 0{,}66$ cm; bei einer Feldweite $c = 800$ cm ist also $a = 0{,}0008\, c$. Der Hebelarm ist somit sehr gering. Er ist auch für die Knickung im Rahmenverband belanglos, denn die Obergurte können nur nach Abb. 4 knicken. Daher ist der Hebelarm zwar in einem der Mittelfelder der Knickung förderlich, im anderen aber ebensoviel hemmend. Die Wirkung hebt sich auf.

Anders verhalten sich die Streben. Die Ausfachungsstäbe biegen sich im allgemeinen S-förmig, wie dies Abb. 12 für einen Ständer zeigt. Für die Streben gilt dasselbe. Sie haben also einen Wendepunkt, der aber durchaus nicht in der Mitte liegen muß, da die Einspannmomente an den Stabenden in der Regel verschieden groß sind. Die Streben der Mittelfelder werden in der Regel einheitlich gekrümmt. Trägt man sich die Verschiebung des Strebenfußpunkts in Abb. 13 mit einem Williotplan auf, so ist bei einer Strebenneigung von $\alpha = 45°$ die Verschiebung senkrecht zur Strebenrichtung $\Delta = \Delta s + \Delta u \sqrt{2}$. Man kann mit guter Annäherung $\Delta u = \Delta s$ setzen; denn wenn auch die Strebenlänge größer als die Untergurtstablänge ist, so ist dafür die Bruttospannung wegen der Wirkung kleiner als die des Untergurts. Dann ist $\Delta = 2{,}4\, \Delta s$. Der Ablenkungswinkel β am Strebenfuß ist ebenso groß wie der Neigungswinkel des durchgebogenen Untergurts an dieser Stelle; nimmt man an, daß die Endberührende im Strebenfußpunkt die ursprüngliche Lage der Strebe in der Mitte schneidet, so ist die Ausbiegung der Strebe $a \approx \frac{\Delta}{4} = 0{,}6\, \Delta s = 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_0 s}{E}$. Für eine Strebe im Mittelfelde ist sicherlich $\frac{\sigma_0}{E} < \frac{1}{2000}$, also $a < 0{,}0003\, s$, somit sehr geringfügig, wobei noch zu bedenken ist, daß diese Durchbiegung nicht etwa schon anfänglich vorhanden ist, sondern erst bei ungünstigster Belastung entsteht. Der Einfluß der Stäbeverbiegung auf die Knickung im Rahmenverband wird also bedeutungslos sein.

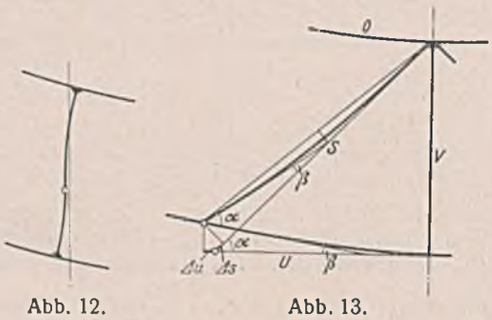

Abb. 12. Abb. 13.

Es ist nun die Frage, mit welcher anfänglichen Krümmung die Knickberechnung durchgeführt werden soll. Jedenfalls mit einer solchen, die unvermeidlich, also mit dem Auge nicht wahrnehmbar ist. Zeichnet man sich eine gekrümmte Linie von der Länge s mit einem Pfeil $a = 0{,}001\, s$ in der Mitte, so wird man zugeben, daß eine solche Krümmung auch dann kaum zu bemerken ist, wenn man in stärkster perspektivischer Verkürzung sieht. Eine Krümmung mit $a = 0{,}002\, s$ ist bei stärkerer Verkürzung schon recht gut bemerkbar. Dazu ist hervorzuheben, daß die gleiche Krümmung bei einem am Boden liegenden langen Stab viel eher zu erkennen ist als bei einem kurzen, weil von Augenhöhe aus betrachtet beim langen Stab die Krümmung in der entfernteren Hälfte weit mehr verzerrt erscheint als bei einem kurzen Stab, so daß sich lange Stäbe auch bei solchen Krümmungen, entgegen der vorgefaßten Meinung, günstiger verhalten als kurze. Faßt man alle einen Hebelarm bedingenden Wirkungen zusammen, so erhält man infolge ungleicher Dicken für sehr kleine Schlankheiten $a_1 = 0{,}001\, s$, für sehr große Schlankheiten $0{,}0001\, s$; nimmt man die Wirkung der Nebenspannungen für alle Schlankheiten gleich groß mit $a_2 = 0{,}0003\, s$ an und rechnet mit einer nicht feststellbaren Krümmung von $a_3 = 0{,}001\, s$, so erhält man im ganzen für kleine Schlankheiten $a = 0{,}0023\, s$ und für große $a = 0{,}0014\, s$. Rechnet man aber auf Knickung mit Berücksichtigung der Kleinstwerte von σ_F, σ_P und E, dann wäre es zu ungünstig, wenn man alles, was die Knickspannung herabsetzt, berücksichtigen wollte. Man darf hier doch auf die Wahrscheinlichkeit Rücksicht nehmen, daß sich so viele ungünstige Wirkungen nicht aufsummen werden, besonders im plastischen Bereich, wo sie nicht gerade durchweg mit dem größten Ausmaß auftreten werden. Da ein kleiner Wert von σ_F aber mit hoher Wahrscheinlichkeit auch einen kleinen Wert von σ_P und E zur Folge hat, kann eine Milderung nur in den Hebelarmen a angenommen werden, um so mehr, als der Wert $a_2 = 0{,}0003\, s$, wie hervorgehoben wurde, erst bei ungünstigster Belastung der Brücke entsteht. Es wird also genügen, für alle Schlankheiten mit $\underline{a = 0{,}001\, s}$ zu rechnen und die Baustoffwerte wie folgt anzunehmen: für St 37 $\sigma_F = 2{,}1$, $\sigma_P = 1{,}8$, $E = 2000$ t/cm²; für St 52 $\sigma_F = 3{,}2$, $\sigma_P = 2{,}5$, $E = 2000$ t/cm². Außerdem wird aber zu verlangen sein, daß der Stab erst bei Vorhandensein eines Hebelarmes versagt, der sicherlich niemals vorhanden sein wird, zum Beispiel $a = 0{,}005\, s = \frac{s}{200}$. Aus der zweiten Forderung wird sich die Sicherheit für die Berechnung nach der ersten Forderung erheben, die natürlich viel kleiner sein darf als bei der jetzt geltenden Berechnung mit Knickspannungen ohne Berücksichtigung von Umständen, die abmindernd wirken.

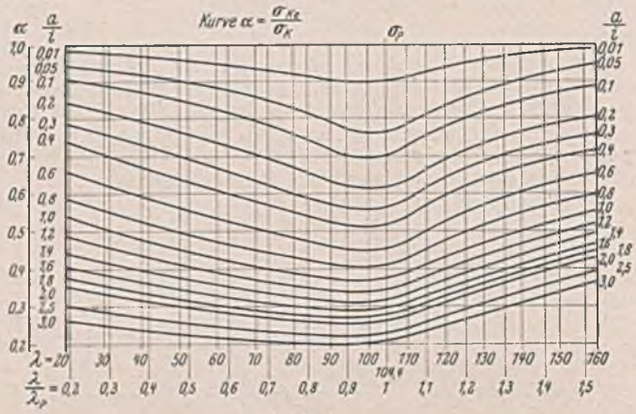

Abb. 14.

In meinem früher erwähnten Buch[1]) ist eine vereinfachte Theorie des einseitigen Druckes für den beiderseits drehbar gelagerten Stab enthalten, und die Ergebnisse sind für einen Baustahl St 37 mit $\sigma_F = 2{,}4$ und $\sigma_P = 1{,}9$ mit $E = 2100$ t/cm², welchen Werten $\lambda_P = 104{,}4$ entspricht, ausgewertet worden, wobei weitgehende Übereinstimmung mit der strengen Theorie erzielt wurde[6]). Bezeichnet man die kritischen Spannungen für einseitigen Druck mit σ_{ke}, so kann man diese bekanntlich in der Form darstellen $\sigma_{ke} = \alpha\, \sigma_k$, wenn σ_k die reinen Knickspannungen und α eine Abminderungsziffer kleiner als 1 ist. In meiner Berechnung wurden die Werte α in Abhängigkeit von $\frac{a}{i}$ und der Schlankheit λ erhalten. Abb. 14 ist dem genannten Buch entnommen und zeigt die α-Linien. Damit diese aber auch für andere Stähle brauchbar sind, bei denen λ_P an anderer Stelle liegt als bei St 37, wurden unterhalb der Werte λ noch die Verhältnisse λ/λ_P aufgetragen, so daß die α-Werte auch in Abhängigkeit von diesem Verhältnis abzulesen sind. Für einen Baustahl mit $\sigma_F = 2{,}1$,

$\lambda =$		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
St 37	a/i	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
	α	0,97	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,79	0,73	0,70	0,72	0,76	0,79	0,81	0,83
	a/i	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
	α	0,91	0,86	0,80	0,73	0,67	0,61	0,55	0,51	0,48	0,49	0,53	0,56	0,58	0,60
St 52	λ/λ_P	0,225	0,337	0,450	0,562	0,675	0,788	0,900	1,012	1,124	1,238	1,350	1.462	1,575	1,688
	a/i	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15
	α	0,97	0,95	0,92	0,89	0,84	0,80	0,73	0,72	0,77	0,81	0,84	0,85	0,86	0,87
	a/i	0,12	0,18	0,24	0,30	0,36	0,42	0,48	0,54	0,60	0,66	0,72	0,78	0,84	0,90
	α	0,89	0,83	0,75	0,68	0,61	0,54	0,49	0,48	0,52	0,55	0,58	0,59	0,60	0,61

[5]) Hartmann, Zeitschrift des österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1919, Heft 30 bis 49, und 1923, Heft 15 und 16.

[6]) Chwalla, Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften in Wien, 1928, und Stahlbau 1934, Heft 21 bis 23.

$\sigma_p = 1{,}8$ und $E = 2000$ t/cm² ist $\lambda_p = 104{,}7$, also zufällig fast genau gleich dem Wert λ_p für St 37. Es gelten daher für λ dieselben Werte wie für St 37. In der vorstehenden Tafel sind die α-Werte für St 37 und St 52 aus Abb. 14 für $a = 0{,}001\,s$ oder $a/i = 0{,}001\,\lambda$ und die α-Werte für $a = 0{,}005\,s$ oder $a/i = 0{,}005\,\lambda$ berechnet. Für St 52 muß über den Umweg von λ/λ_p gerechnet werden ($\lambda_p = 88{,}9$). Hier werden die Werte α für $a = 0{,}006\,s$ oder $a/i = 0{,}006\,\lambda$ bestimmt.

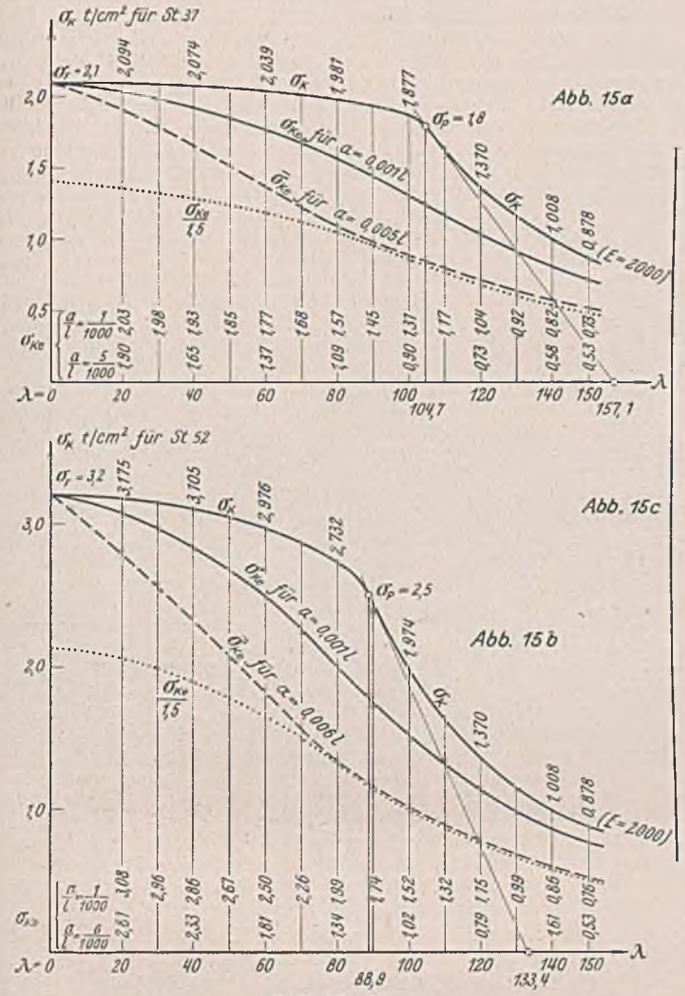

Abb. 15a bis c.

In Abb. 15a u. b sind die Spannungen σ_k, $\sigma_{ke} = \alpha\,\sigma_k$ und $\sigma_{ke} = \alpha\,\sigma_k$ eingetragen. Wenn man nun mit den Spannungen σ_{ke} für $a = 0{,}001\,s$ mit 1,5facher Sicherheit rechnet, was in Abb. 15 die punktierte Linie ergibt, so sieht man, daß bei den Spannungen σ_{ke} für $a = 0{,}005\,s$ bei St 37 und $a = 0{,}006\,s$ bei St 52 alsdann stets noch ein, wenn auch in der Lage von λ_p sehr kleiner Überschuß an Sicherheit vorhanden ist. Das heißt, die Bruchzahlen der beiden σ_{ke}-Werte für gleiches λ sind stets etwas kleiner als 1,5. Für kleine Schlankheiten sind diese Bruchzahlen wesentlich kleiner als 1,5. Die σ_{ke}-Werte sind nun mit einem über die ganze Stablänge gleichbleibenden Hebelarm a berechnet worden. Wenn der Stab gekrümmt ist, sind die σ_{ke}-Werte etwas höher, weil der Rechnungswert a nur in Stabmitte vorhanden ist, oder bei gleichen σ_{ke} kann der Hebelarm beim gekrümmten Stab größer sein als beim geraden Stab mit gleichbleibendem Hebelarm. Man kann also sagen, daß die mit $a = 0{,}001\,s$ bei 1,5facher Sicherheit berechneten Stäbe in der Nähe der Schlankheit λ_p und darüber hinaus bei St 37 erst bei $a = 0{,}006\,s$ und bei St 52 erst bei $a = 0{,}007\,s$ versagen werden. In Abb. 15c ist eine Linie mit $a = 0{,}006\,s$ gezeichnet. Die Krümmung ist sofort zu erkennen und zeigt sich in perspektivischer Verkürzung sehr stark. Ein so stark gekrümmter Stab wird nie in eine Brücke eingebaut werden, ohne zuvor gerade gerichtet zu werden. Aber selbst wenn dies beim Einbau von schlanken Stäben geschehen sollte, so werden diese noch lange nicht versagen, weil im Verband des Fachwerks die Rahmenwirkung durch die steifen Knotenbleche einspringt und in Brückenmitte Gurte und Streben ja für verschiedene Belastungsweisen berechnet werden, so daß immer bei Überbeanspruchung eines dieser Teile die anderen unterbeansprucht sind und das Knicken verhindern, wie dies durch die Rechnung nachgewiesen wurde.

Es könnte schließlich noch der Einwand erhoben werden, daß eine Strebe durch irgendeinen Unfall auf der Brücke durch Anstoßen eines Fahrzeuges stärker verbogen wird. Eine stärkere Verbiegung wird aber auch durch 3,5fache Sicherheit nicht gedeckt, sondern auch wieder nur durch das Einspannen anderer Stäbe. Was eine Stahlbrücke in einem solchen Fall zu leisten vermag, geht aus einem Beispiel hervor. Vor wenigen Jahren entgleiste ein Eisenbahnlastzug auf einer Fachwerkbrücke von 46 m Stützweite bei Bridgeville in USA.[7]) bei 60 km Stundengeschwindigkeit infolge Achsbruches eines Wagens, der eben die Brücke verlassen hatte. Zehn folgende Wagen türmten sich infolgedessen innerhalb der Spannweite bis zum oberen Windverband auf. Ein Wagen durchbrach einen Hauptträger und stürzte in den Fluß. Bei diesem Hauptträger wurde die zweite Strebe am unteren Ende ganz herabgerissen, die Endstreben wurden stark ausgebogen, zwei Ständer wurden zerstört, die anderen verbogen. Der Untergurt wurde verdreht und die Vergitterung verbogen, der Obergurt bog sich aus. Der andere Hauptträger zeigte nur geringe Verbiegungen und einen zerstörten Ständer. Die Fahrbahn wurde teilweise sehr stark beschädigt. Trotz der außergewöhnlich starken Beschädigungen stürzte die Brücke nicht ein. Sie wurde bald durch ein Gerüst unterstützt und weiter befahren. Die beschädigten Stäbe wurden der Reihe nach ausgewechselt oder einfach gerade gerichtet, und die Brücke konnte wieder frei gemacht werden.

Somit könnte man sich bei der Berechnung mit den Kleinstwerten der Baustoffkennwerte und mit $a = 0{,}001\,s$ mit 1,5facher Sicherheit begnügen. Dies wäre aber nur für Brücken zu empfehlen, deren Belastung innerhalb einiger Jahrzehnte nicht erhöht werden wird oder die eine gewisse Erhöhung der Belastung leicht ertragen. Das wären z. B. Straßenbrücken 1. Kl. mit größerer Stützweite. Erfahrungsgemäß bringt man bei solchen Brücken nicht einmal bei der Belastungsprobe die vorgeschriebene Belastung zustande. Eine 120 m weit gespannte Brücke mit etwa 8 m Fahrbahnbreite wurde bisher mit einer Belastung berechnet, die aus einer 24 t schweren Walze, daneben zwei Wagen von 12 t und im übrigen nur aus 0,4 t/m² Gleichlast besteht. Das gesamte Gewicht der Nutzlast ergibt sich mit 413 t. Nun wurden in jüngster Zeit 40 t schwere Raupenfahrzeuge vorgeschrieben. Die Brücke könnte also ohne Überlastung zehn solcher Fahrzeuge tragen, und sollten sie möglicherweise 60 t schwer werden, so könnten noch immer sieben solcher Fahrzeuge die Brücke belasten, ohne daß die Hauptträger überbeansprucht würden. Natürlich könnten sie auch noch etwas mehr tragen. Für neu zu erbauende Brücken aber ist der 40 t schwere Wagen bereits in die Berechnung aufzunehmen, so daß eine Laststeigerung für die Zukunft noch weniger bedenklich wäre als jetzt.

Für Eisenbahnbrücken und kleinere Straßenbrücken müßte man wohl mit einer größeren Sicherheit, etwa 1,7 auf Knickung nach der angegebenen Weise rechnen.

Selbstverständlich müßte bei größeren Hebelarmen dies besonders nach der Theorie des einseitigen Druckes in Rechnung gestellt werden. Ebenso gilt dies auch für Hebelarme, die bei waagerechten oder schief liegenden Streben durch ihr eigenes Gewicht hervorgerufen werden, falls diese Wirkung überhaupt nennenswert ist. Dazu genügt es, die Durchbiegung eines solchen Stabes durch Eigengewicht wie für einen Balkenträger zu berechnen und diese Durchbiegung als Hebelarm a in die Rechnung einzuführen oder, falls ein Hebelarm schon vorhanden sein sollte, diesen um den Betrag der Durchbiegung zu vergrößern und dann in üblicher Weise auf einseitigen Druck zu rechnen.

Zur Berechnung auf einseitigen Druck unter Berücksichtigung des Einflusses der Querschnittsform sind die Gleichungen von Jäger (Ježek)[8]) zu empfehlen.

$$(2)\qquad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{ke}}\left[1 - \mu_1 \cdot \frac{\eta\,\sigma_{ke}}{\sigma_F - \sigma_{ke}}\right]\left[1 - \mu_2 \cdot \frac{\eta\,\sigma_{ke}}{\sigma_F - \sigma_{ke}}\right].$$

Dabei ist $\eta = \dfrac{a\,F}{W_d}$, wenn a der Hebelarm, F die Querschnittsfläche und W_d das Widerstandsmoment für den Druckrand ist (bei stark unsymmetrischen Querschnitten entsteht an einem Rand Zug). Für Rechteckquerschnitte ist $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}5$; für den Kreuzquerschnitt (+) und I-Querschnitt für Knickung senkrecht zum Steg ist $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}4$; beim I-Querschnitt für Knickung in der Stegrichtung ist $\mu_1 = {}^2/_3$ und $\mu_2 = {}^1/_3$. Für den ⊥-Querschnitt und Knickung einzelner ⊐-Stähle senkrecht zum Steg ist ebenfalls $\mu_1 = {}^2/_3$ und $\mu_2 = {}^1/_3$. Es gilt aber Gl. (2) nur, wenn $\dfrac{\sigma_{ke}}{\sigma_F} \geqq \dfrac{W_d - W_z}{W_d + W_z}$ ist. Andernfalls ist nach folgender Gleichung zu rechnen:

$$(3)\qquad \lambda^2 = \frac{\pi^2 E}{\sigma_{ke}}\left[1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{W_d\,\eta\,\sigma_{ke}}{W_z(\sigma_F + \sigma_{ke})}\right]\left[1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{W_d\,\eta\,\sigma_{ke}}{W_z(\sigma_F + \sigma_{ke})}\right].$$

Diese Gleichungen gelten nur für einen plastischen Stahl, für den $\sigma_p = \sigma_F$ angenommen wird. Für die tatsächlichen Verhältnisse ergeben die Gleichungen daher in der Nähe von λ_p ein wenig zu hohe Werte. Der Fehler wird aber geringer, wenn man mit $\min \sigma_F$ rechnet. Daß beim völlig plastischen Stahl der Verfestigungsbereich entfällt, spielt keine Rolle, weil die kritischen Spannungen niemals im Verfestigungsbereich liegen. Da die Gleichungen für sämtliche Schlankheiten gelten, erkennt man aus ihnen den Einfluß von σ_F auch im elastischen Bereich.

Als Beispiel wird eine Strebe aus St 37 mit Querschnitt nach Abb. 2 behandelt. Für Knickung in der Fachwerksebene erhält man $F = 117{,}6$ cm², $i_x = 11{,}7$ cm, $W_x = 1070$ cm³; für die Annahme $\lambda = 150$ ergibt sich $s = 150 \cdot 11{,}7 = 1750$ cm. Für einen so langen Stab wird man die Querschnitthöhe größer als 300 mm annehmen müssen, doch sei trotzdem mit dieser Höhe gerechnet. Aus Abb. 15a erhält man für

[7]) Eng. News-Rec. 1937, Bd. 119, S. 600.
[8]) Ježek, Bauing. 1936, Heft 35 und 38, S. 366 und 380.

$\lambda = 150$ $\sigma_{ke} = 0{,}73$ t/cm². Mit einer Sicherheit $\nu_k = 1{,}5$ ist $\sigma_0 = \frac{0{,}73}{1{,}5} = 0{,}486$ t/cm², was einer Gebrauchslast $S = 57$ t entspricht. $a = 0{,}001\,s$ entspricht hier 1,75 cm. Nun soll mit dem 5fachen Wert $a = 8{,}75$ cm gerechnet werden. Mit $E = 2000$, $\sigma_F = 2{,}1$, $\eta = \frac{8{,}75 \cdot 117{,}6}{1070} = 0{,}962$, $\mu_1 = {}^2/_3$ und $\mu_2 = {}^1/_3$ lautet Gl. (2):

$$22\,500 = \frac{19\,740}{\sigma_{ke}}\left(1 - \frac{0{,}642\,\sigma_{ke}}{2{,}1 - \sigma_{ke}}\right)\left(1 - \frac{0{,}321\,\sigma_{ke}}{2{,}1 - \sigma_{ke}}\right);$$

die Lösung ist: $\underline{\sigma_{ke} = 0{,}58 \text{ t/cm}}$. Man erhält somit für diesen großen Hebelarm noch immer eine Sicherheit $\nu_{ke} = \frac{0{,}58}{0{,}486} = 1{,}2$. Mehr kann man wohl nicht verlangen. Für einen Rechteckquerschnitt lautet Gl. (2) mit $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}5$:

$$22\,500 = \frac{19\,740}{\sigma_{ke}}\left(1 - \frac{0{,}481\,\sigma_{ke}}{2{,}1 - \sigma_{ke}}\right)^2;$$

sie ergibt dieselbe Lösung, so daß also der Querschnitt nach Abb. 2 sich ebenso wie ein Rechteckquerschnitt verhält.

Natürlich sind auch Knickberechnungen anderer Art, wie zum Beispiel die für Rahmenstäbe, Druckgurte offener Brücken usw., auf dieselbe Weise durchzuführen. Es wäre stets zunächst die reine Knickspannung σ_k mit den kleinsten Festwerten des Baustahls durchzuführen und dann entsprechend der Schlankheit mit demselben α abzumindern wie einfache Vollstäbe.

Das ω-Verfahren sollte man endlich ausschalten. Dieses Verfahren ist in Österreich entstanden, als man die Tetmajerschen Abminderungsziffern α umkehrte und mit $\frac{1}{\alpha}$ rechnete, um auch die Knickberechnung mit der gewöhnlichen zulässigen Beanspruchung durchführen zu können. Der Ingenieur rechnet nun mit Größen wie $\frac{\omega S}{F}$, die zwar die Dimension einer Spannung haben, die aber überhaupt nicht vorhanden ist und keinerlei Bedeutung hat. Leider hat sich dieses Verfahren auch schon in andere Berechnungsarten eingeschlichen. Die Sucht, alles über den Leisten einer einzigen zulässigen Inanspruchnahme zu schlagen, führt unweigerlich dahin, daß der rechnende Ingenieur schließlich gar nicht mehr weiß, womit er überhaupt rechnet. Jedes Gefühl für die wahre Größe der Druckspannung, der Schubspannung und anderer Spannungen kommt abhanden. Dabei bedeutet dieses Verfahren keinerlei Vereinfachung, denn es ist doch ganz gleichgültig, ob man Tafeln und Linien für ω-Werte oder für andere Größen herstellt. Viel wichtiger ist es aber, daß der Ingenieur weiß, womit er rechnet. Andernfalls werden wir es noch erleben, daß die Windkräfte, die auf eine Brücke wirken, zur Berechnung der Windstreben, aber nur für diese, mit 1,4 zu multiplizieren sein werden, nur damit auch die Windstreben mit der für die übrigen Brückenteile zulässigen Inanspruchnahme berechnet werden können.

Es ist jetzt nicht an der Zeit, eine neue Vorschrift mit herabgesetzter Sicherheit herauszugeben. Der ungeheure Bedarf an Baustahl bedingt raschere Erzeugung, und das Verfahren kann nicht so durchgeführt werden wie in gewöhnlichen Zeiten. Die Festwerte des Baustoffes schwanken daher jetzt stärker als sonst, und daher ist es gut, wenn die Sicherheit nicht zu klein ist, was allerdings bei der jetzigen Vorschrift nur im elastischen Bereich der Fall ist. Man lasse daher die jetzt schon gründlich verfahrene Neufassung der Knicknorm fallen und bereite für den Eintritt ruhigerer Zeiten eine wirklich sparende Norm vor, die gleiche Sicherheit in allen Bereichen gewährt. Gegen Altgewohntes ist immer schwer anzukämpfen, besonders dann, wenn das Neue nicht mit der nötigen Vorbereitung gebracht wird. Es wäre daher sehr erwünscht, wenn maßgebende Kreise die vorliegende Untersuchung gut durchsehen und dazu in sachlicher Weise Stellung nehmen würden. Die Knickberechnung ist eine sehr verantwortliche Arbeit. Wenn im Stahlbau irgendwann ein schwerer Unfall eintrat, war fast immer unrichtige Knickberechnung die Ursache. Und daß sogar die alte preußische Knickvorschrift mit ihrer fünffachen Sicherheit nicht vor Unheil geschützt hat, zeigte der Einsturz des großen Gasbehälters in Hamburg im Jahre 1909, der infolge unrichtiger Annahme bei der Knickberechnung von Stäben des Stützgerüstes eintrat. Die Schlankheit lag an der σ_P-Grenze, [die genaue Berechnung bringt das Buch[1]) des Verfassers (S. 18)], so daß also die fünffache Sicherheit bei richtiger Berechnung tatsächlich nahezu zu Recht bestanden hätte. Vielleicht war aber gerade diese fünffache Sicherheit die Ursache, daß der Statiker sich stahlsparende Annahmen gestattete, in der Hoffnung, damit auch noch eine ausreichende Sicherheit zu erzielen. Die Sachverständigen, die das Gericht damals bestellte, die Professoren Krohn und Müller-Breslau, hoben in ihrem Gutachten hervor, daß solche Annahmen sogar von Behörden gemacht wurden. Eine Vorschrift soll klar sein. Sie soll nicht von fünffacher Sicherheit reden, wenn in dem am häufigsten vorkommenden Anwendungsbereich die Sicherheit tatsächlich nur zweifach ist. Und so täuschen auch alle auf den reinen Knickspannungen und auf zu hohen Festwerten des Baustoffes fußenden Vorschriften Sicherheiten vor, die stark unterschritten werden. Dann aber soll eine Vorschrift auch mit wirklichen Größen und nicht mit wesenlosen Zahlenwerten rechnen, wie dies das ω-Verfahren tut; denn mit solchen bedeutungslosen Zahlenwerten, für die es keine Vorstellung gibt und die die Sicherheit verschleiern, sind Irrtümer leichter möglich als sonst. Rechnet man aber mit der abgeminderten Knickspannung, die tatsächlich vorhanden sein kann — worauf die Vorschrift ganz besonders deutlich hinweisen müßte —, und dafür mit einer kleinen Sicherheit, dann wird sich jeder vor leichtsinniger Behandlung der Knickberechnung hüten.

Personalnachrichten.

Hochschulnachrichten. Technische Hochschule Braunschweig. Dr.-Ing. Edmund Frohne ist unter Ernennung zum Honorarprofessor in der Abteilung für Bauwesen mit Vorlesungen aus dem Gebiete des Eisenbahnwesens beauftragt worden.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen: Ernannt zum Amtsrat: der Regierungsoberinspektor Josef Kiepfer.

b) Betriebsverwaltung. Ernannt: zum Reichsbahndirektor: die Oberreichsbahnräte August Hammer, Dezernent der RBD Halle (Saale), Fritz Beyer, Dezernent der RBD Breslau, Richard Roslen, Dezernent der RBD Danzig, Johann Keßler, Dezernent der RBD Saarbrücken, Karl Oppermann, Dezernent der RBD Stettin, Rudolf Nippe, Dezernent der RBD Dresden, Arnulf Lettau, Dezernent der RBD Köln, David Roob, Dezernent der RBD Wuppertal, Hans Braun, Dezernent der RBD Augsburg, Ernst Schütze, Dezernent der RBD Regensburg, Hermann Frenzel, Dezernent der RBD Linz, Ernst Boetzkes, Dezernent der RBD Münster (Westf.), Dr.-Ing. Julius Derikartz, Dezernent der RBD Essen, Gustav Dilli, Dezernent der Generalbetriebsleitung West in Essen, Friedrich Myczkowski, Dezernent der RBD Wuppertal, Eduard Behnes, Dezernent der RBD Münster (Westf.), Georg Völker, Dezernent der RBD Regensburg, Ernst Richter, Dezernent der RBD Hannover; — zum Oberreichsbahnrat: die Reichsbahnräte Heinrich Straube, zur Zeit Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Schweidnitz, Franz Kostenberger, Dezernent der RBD Villach, Karl Wehrmeister in Glogau, Ellmar Hoffmann, Dezernent der RBD Wien, Hermann Miegl, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Jena, Willibald Müller, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Kolberg, Kurt Becker, Dezernent der Eisenbahnbetriebsdirektion Warschau, Hermann Moller, Dezernent der RBD Schwerin, Hans Hißen, Dezernent der RBD Hamburg, Rudolf Kautz, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Berlin 2, Walter Bertram, Dezernent der RBD Oppeln, Otto Zucker, Dezernent der RBD Münster (Westf.), Karl Tremel, Dezernent der RBD Danzig, Josef Meid, Dezernent der RBD Augsburg, Hermann Seibel, Dezernent der RBD Hannover, Max Jacobshagen in Essen, Paul Dörr in Hamburg, Curt Hannstein in Frankfurt (Main); — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Otto Brandt beim Reichsbahn-Betriebsamt Saarbrücken 1, Werner Jurisch, zur Zeit im Reichsverkehrsministerium — Eisenbahnabteilungen —, Rudolf Gebhardt in Köln, Otto Schmuck, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Königsberg (Pr) 1, Karl-Heinz Falke, Vorstand des Reichsbahn-Neuamts Teltow, Dietrich Regling in Frankfurt (Oder); — die Reichsbahnamtmänner Alois Kaffarnick, Dezernent der RBD Nürnberg, Walter Händel, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Lennep; — die technischen Reichsbahnoberinspektoren Louis Meyer, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Konitz (Westpr.) 2, Alwin Koch, Vorstand des Reichsbahn-Betriebsamts Wuppertal 2; — zum Honorarprofessor an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag, der Oberreichsbahnrat Franz Schenk, Referent beim Reichsprotektor in Böhmen und Mähren, Gruppe Eisenbahnwesen.

Überwiesen: der Reichsbahnbauassessor Karl-Robert Fritzen beim Reichsbahn-Neubauamt Stuttgart 1 zur RBD Stuttgart.

Ausgeschieden: die Oberbaudirektoren Albert Kado in Frankfurt (Main), Paul Nadler in Köln, Arthur Müller in Kassel; — die Oberreichsbahnräte Martin Andreä in Kassel, Berthold Kirsch in Frankfurt (Main), Emil Molt in Stuttgart, Alfred Graupner in Dresden, Max Scheikle in Essen, Bernhard Thier in Köln, Dr.-Ing. Friedrich Schweda in Wien, Johannes Nadoll in Danzig; — die Reichsbahnräte Alwin Müller in Nürnberg, Dr.-Ing. Luitpold Schmerber in Frankfurt (Main), aus Anlaß ihrer Übernahme in den Geschäftsbereich des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen und der Reichsbahnrat Heinrich Weinharra in Prag, aus Anlaß seiner Übernahme in den Geschäftsbereich der Protektoratsbahnen.

Im Ruhestand verstorben: der Vizepräsident a. D. Geheimer Baurat Albert Wagner in Wiesbaden, zuletzt erster Vertreter des Präsidenten der RBD Hannover; — der Oberreichsbahnrat a. D. Karl Haack in Dieburg, zuletzt Mitglied der RBD Mainz; — der Regierungs- und Baurat a. D., Geheimer Baurat Gottfried Maas in Berlin-Friedenau, zuletzt Vorstand der früheren Eisenbahnbetriebsinspektion 8 Berlin.

Deutsches Reich. Generalinspektor für Wasser und Energie. Wasserwirtschaftsverwaltung. Ernannt: Bauassessor Hans Bäcker in Thorn zum Regierungsbaurat; — die Regierungsbauräte Herbert Billib, Ernst Lietsch, Fritz Starkowski, sämtlich in Danzig, und Alois Dirschka, Julius Groß, Karl Jaffke, Karl Kossel, sämtlich in Posen, sowie Georg Frenzel in Potsdam zu Regierungs- und Bauräten; — die Regierungsbauräte Wilhelm Hendricks in Kalisch und Heinrich Otte in Danzig zu Oberregierungsbauräten; — die Regierungs- und Bauräte Paul Jacob in Kassel und Ferdinand Schweicher in Posen (zur Zeit Krakau) zu Oberregierungs- und -bauräten.

Versetzt: Regierungsbauassessor Beckmann von Bingerbrück (Wasserstraßenamt) nach Hohensalza (Reichswasserwirtschaftsamt).

INHALT: Johann August Röbling, ein Bahnbrecher im Bau von Hängebrücken. — Knickberechnung und Knicksicherheit. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.