

Weitgespannte massive Brücken

Autor(en): **Gaede, K.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **21.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-2824>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

IVb 2

Weitgespannte massive Brücken.

Ponts de grande portée.

Long Span Bridges.

Dr. Ing. K. Gaede,

Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Wenn man feststellen will, bis zu welcher Stützweite man Brücken aus einem bestimmten Baustoff herstellen kann, so geschieht dies zweifellos am besten dadurch, daß man die Brücke tatsächlich baut. Dieser Weg ist natürlich nicht allgemein gangbar. Eine zweite Möglichkeit wäre die, daß man einen — möglichst baureifen — Entwurf aufstellt. Beiden Verfahren haftet der Nachteil an, daß sie nur für ganz bestimmte Verknüpfungen von zulässiger Beanspruchung, Belastung, Pfeilverhältnis, Stützweite usw. gelten und nicht ohne weiteres Rückschlüsse auf andere Fälle gestatten.

Deshalb erschien es erwünscht, allgemein anwendbare Formeln aufzustellen.

I. Eisenbetonbogenbrücken.

Ich habe zunächst für *gewölbte* Brücken aus Beton oder Eisenbeton derartige geschlossene Formeln abgeleitet. Hierbei war es selbstverständlich notwendig, gewisse die allgemeine mathematische Behandlung erleichternde Idealisierungen vorzunehmen, die berücksichtigt werden müssen, wenn man den Grad der Zuverlässigkeit der Ergebnisse abschätzen will.

Es wurde angenommen (die Bedeutung der Buchstaben geht aus Fig. 1 hervor):

- a) Stützliniengewölbe für den „Normalbelastungsfall“: Eigengewicht + halbe gleichmäßig über die Brückenlänge verteilte Nutzlast.
- b) Verteilung der Gesamtlast q auf die Brückenlänge nach der Beziehung:

$$q = q_s [1 + (m - 1) y/f] \quad (1)$$

$$m = \frac{q_k}{q_s} \quad (2)$$

- c) Veränderlichkeit des Bogenquerschnitts nach:

$$F = \frac{F_s}{\cos \varphi} \quad (3)$$

- d) Schwerpunktsspannung im Normalbelastungsfall a):

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \mu \sigma_{zul} \\ 0 &< \mu < 1 \end{aligned} \quad (4)$$

den Fall $\kappa = \infty$, also die theoretische Grenze für die Ausführbarkeit des Gewölbes. Wie man sieht, sind hierfür nur die geometrischen Verhältnisse und die Baustoffestwerte, nicht aber die Höhe der Belastung maßgebend.

Für Bogenbrücken mit „aufgelöstem Aufbau“, also mit einer durch Hängebalken, Wände oder Säulen auf den Bogen abgestützten Fahrbahn kann man als Annäherung die Annahme machen, daß sich die Belastung des Bogens im Normalbelastungsfall auf die Bogenlänge etwa ebenso verteilt wie das Bogen-eigengewicht:

$$m = \frac{q_K}{q_S} = \frac{g_K}{g_S} = \frac{1}{\cos^2 \varphi_K} = 1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_K^2 \quad (15)$$

Dadurch ist m als eine Funktion des Pfeilverhältnisses $n = f/l$ festgelegt nach der Formel:

$$\frac{1}{2c} \sqrt{\frac{(m-1)^3}{m^2-1}} = \frac{1}{2\text{ArCo}m} \sqrt{\frac{(m-1)^3}{m^2-1}} = n \quad (16)$$

Damit sind aber auch die nach (7) und (10) als Abhängige von m dargestellten Hilfswerte α und β und schließlich auch δ nach Gleichung (13) zu ausschließlichen Funktionen des Pfeilverhältnisses n geworden. In der folgenden Tafel sind die Hilfswerte m , α , β , δ für einige Pfeilverhältnisse angegeben.

$f/l = n$	m	α	β	δ
1: $\infty = 0$	1,00	5,33	0,25	0
1: 10 = 0,1	1,18	5,47	0,242	0,784
1: 7 = 0,143	1,38	5,60	0,234	1,068
1: 5 = 0,200	1,83	5,70	0,223	1,46
1: 3,5 = 0,286	3,00	5,87	0,201	1,92
1: 2,5 = 0,400	7,5	6,86	0,165	2,31
1: 1,78 = 0,562	20,0	8,13	0,129	2,45
1: 1 = 1,00	100	10,67	0,095	1,805

Für die Anwendung der grundlegenden Formel (11) fehlt nunmehr nur noch die Kenntnis des Ausnutzungsgrades μ (4). μ wächst mit dem Überwiegen des Eigengewichtes und mit der Zunahme der zulässigen Beanspruchung, ist deshalb bei weitgespannten Brücken im allgemeinen größer als bei kleinen. Es kann aber im weiten Umfange durch die Entwurfsgestaltung und die Art der Ausführung beeinflusst werden. Ja, man kann sagen, daß in der Verbesserung des Ausnutzungsfaktors die Hauptaufgabe des Erbauers einer weitgespannten Bogenbrücke zu sehen ist. Hieraus folgt ohne weiteres, daß man keine überall gültigen Angaben über die Höhe von μ machen kann. Es ist Sache des entwerfenden Ingenieurs diese Zahl nach Lage des Einzelfalls abzuschätzen.

Für Überslagsberechnungen habe ich auf Grund von Überlegungen, die hier aus Platzmangel übergangen werden, folgenden Ansatz benutzt:

$$\mu = a \cdot \sqrt[4]{\sigma_{zul}} \quad (\sigma_{zul} \text{ in } t/m^2) \quad (17)$$

Darin ist a für die praktisch in Frage kommenden Pfeilverhältnisse eine zwischen 0,1 und 0,12 liegende Zahl. Die höchsten Werte gelten für $f/l = 1/5$ bis $1/4$; bei steileren und flacheren Gewölben nimmt a ab.

Hiermit wird (11):

$$\alpha = 1 : \left(\frac{a \cdot \sigma^{5/4} \cdot \delta}{\gamma \cdot l} - 1 \right) \tag{18}$$

Mit Hilfe dieser Gleichung sind die weiter mitgeteilten Zahlenwerte und Kurven berechnet worden. Sie gelten also, während Gleichung (11) allgemeinere Gültigkeit besitzt, nur unter den gemachten besonderen Annahmen (15) und (17). Immerhin darf gesagt werden, daß die Kurven die wirklichen Verhältnisse grundsätzlich richtig wiedergeben.

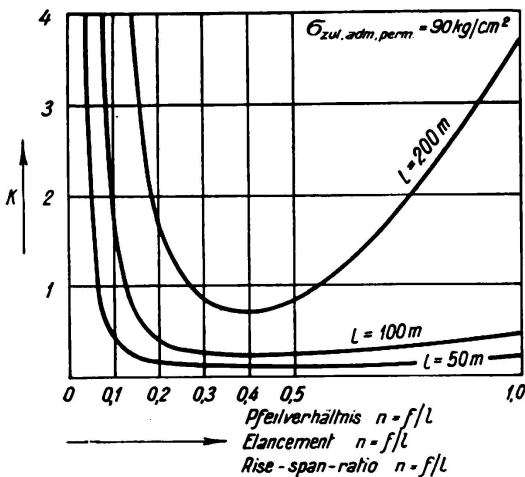


Fig. 2.

Relativer Baustoffaufwand als Abhängige des Pfeilverhältnisses.

$$\alpha = \frac{\text{Bogengewicht}}{\text{Gewicht des Aufbaues} + \frac{1}{2} \text{ Nutzlast.}}$$

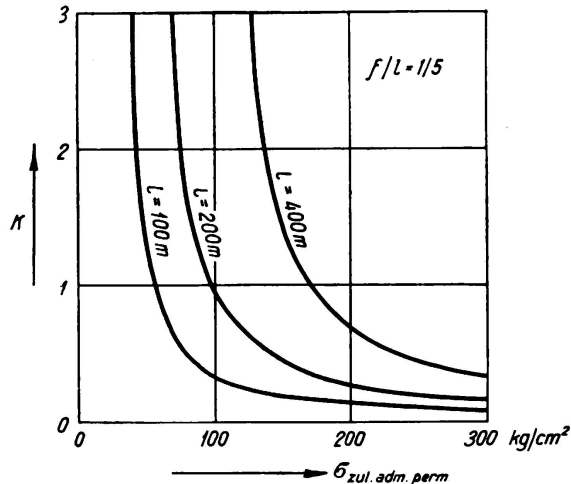


Fig. 3.

Relativer Baustoffaufwand als Abhängige der zulässigen Betonspannung.

In Fig. 2 ist der relative Baustoffaufwand α als Abhängige des Pfeilverhältnisses n dargestellt. Die Kurven haben alle ihr Minimum etwa bei dem Pfeilverhältnis $1/3$. Nach den praktisch hauptsächlich in Betracht kommenden flacheren Pfeilverhältnissen, also nach links hin, steigen die Kurven an. Bei kleiner Stützweite (50 m) aber zunächst nur ganz langsam. Der Mehraufwand bei Wahl eines flacheren Bogens ist hier also gering. Sehr steil steigt dagegen die α/n -Kurve für große Stützweiten an. Diese sind nur ausführbar, wenn man mit dem Pfeilverhältnis in der Nähe des Minimums der hier gezeigten Kurven bleibt. Tatsächlich liegt der günstigste Wert nicht genau bei dieser Stelle, sondern etwas weiter nach links, etwa bei $1/4$ bis $1/6$. Das hängt u. a. damit zusammen, daß der Aufbau bei flacherem Bogen billiger und leichter wird, und eine ungleichmäßige Verteilung der Verkehrslast hier geringere Zusatzspannungen hervorruft.

Fig. 3 zeigt den relativen Baustoffaufwand in Abhängigkeit von der zulässigen Beanspruchung. Die Kurven lassen erkennen, daß der Baustoffaufwand bei kleineren Stützweiten viel weniger als bei großen durch Erhöhung der zulässigen Beanspruchung ermäßigt wird (z. B. bei Erhöhung von 100 auf 150 kg/cm², Herabsetzung von α bei 100 m Stützweite von 0,32 auf 0,20, also um 37 %, bei 200 m aber von 0,93 auf 0,43, oder um 54 %). Vor allem erkennt man, daß es

für jede Stützweite eine untere Grenze für die zulässige Beanspruchung gibt, bei der die Ausführbarkeit aufhört.

Man kann für jede zulässige Beanspruchung unter Annahme eines bestimmten Pfeilverhältnisses die theoretischen Größtstützweiten errechnen. Diese werden praktisch natürlich nie erreicht. Um wieviel man unter den theoretischen Größtwerten bleibt, das ist nicht allein ein technisches Problem, sondern ist nach verschiedenen, insbesondere wirtschaftlichen Überlegungen zu entscheiden. Man dürfte etwa das Richtige treffen, wenn man annimmt, daß praktisch ca. $\frac{2}{3}$ der theoretischen Größtstützweite erreichbar ist. Auf dieser Grundlage ist Fig. 4 berechnet, welche die praktisch erreichbaren Stützweiten für Eisenbetonbogenbrücken als Abhängige der zulässigen Beanspruchung σ wiedergibt, und zwar

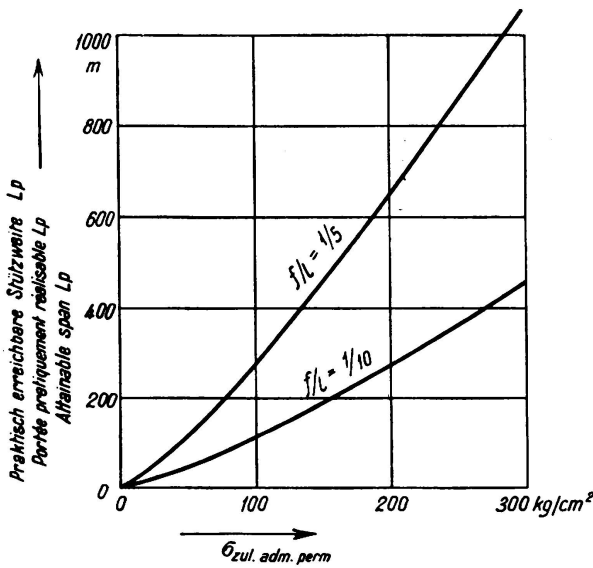


Fig. 4.
Praktisch erreichbare Stützweiten von Eisenbetonbogenbrücken.

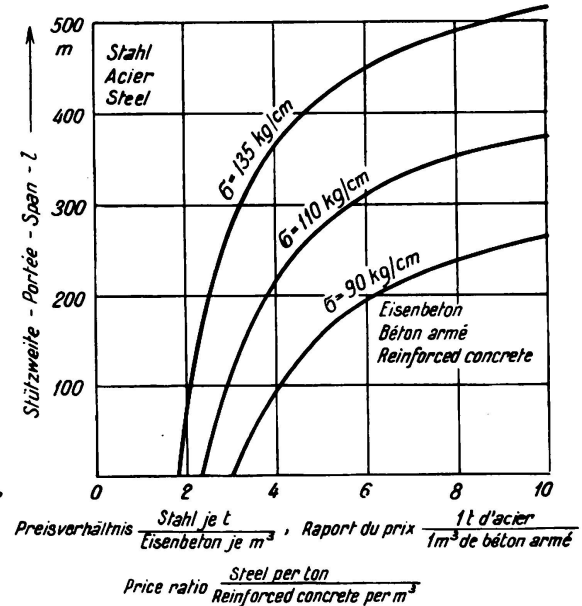


Fig. 5.
Preisvergleich von Bogenbrücken aus Stahl und aus Eisenbeton.

sind Kurven gezeichnet für die beiden Pfeilverhältnisse $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{5}$. Man erkennt, daß man mit letzterem etwa die doppelten Stützweiten erreichen kann wie mit dem flachen Pfeilverhältnis $\frac{1}{10}$. Ich darf von der $\frac{1}{5}$ -Kurve einige wichtige Punkte hervorheben: Mit einem Beton für eine zulässige Beanspruchung von 100 kg/cm^2 läßt sich ein Bogen von etwa 270 m Stützweite ausführen, für 200 kg/cm^2 etwa 600 m und für 300 kg/cm^2 etwa 1000 m .

Eine Überschreitung der so ermittelten Stützweiten ist bis zu einem gewissen Grade möglich, wird dann aber durch einen stark gesteigerten Baustoffbedarf für das Gewölbe erkauft und wird deshalb die Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetonbogens in Frage stellen. Der wichtigste Wettbewerber des Eisenbetongewölbes ist der Stahlbogen. Auch auf diesen lassen sich die entwickelten Formeln sinngemäß anwenden und gestatten einen Kostenvergleich zwischen Eisenbeton- und Stahlbögen. Bei kleinen Stützweiten ist im allgemeinen der Eisenbeton wirtschaftlich überlegen. Bei einer bestimmten Grenzstützweite ist Preisgleichheit vorhanden. Darüber liegt das Gebiet der Überlegenheit des Stahlbogens. Die Lage dieser Grenzstützweite hängt von dem Preisverhältnisse der

beiden Baustoffe ab. Fig. 5 zeigt die Grenzstützweiten als Abhängige des Preisverhältnisses 1 t Stahl zu 1 m³ Eisenbeton. Die zulässigen Spannungen sind für Stahl 2100 kg/cm² und für Eisenbeton 90, 110 und 135 kg/cm² angenommen. Rechts unter den Kurven ist das Gebiet der wirtschaftlichen Überlegenheit des Eisenbetons, links über ihnen das des Stahls.

Besonders bemerkenswert ist an dieser Darstellung die außerordentliche Erweiterung des Gebiets des Eisenbetons bei den hier angenommenen nicht allzu erheblichen Steigerungen der zugelassenen Beanspruchung. So liegt z. B. bei dem Preisverhältnis 4/1 die Grenze der Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons für $\sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$ bei etwa 100 m, sie erhöht sich bei 110 kg/cm² auf 220 m und bei 135 kg/cm² sogar auf 360 m!

Es ist kaum möglich, die entscheidende Bedeutung der Hebung der Güte des Betons und damit auch der zuzulassenden Beanspruchung eindringlicher zur Anschauung zu bringen als durch diese Darstellung. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß alle Maßnahmen, die dazu dienen, die zusätzlichen Randspannungen herabzusetzen, die durch ungleichmäßige Verteilung der Nutzlast, durch Temperaturänderung, Schwinden usw. entstehen, die gleiche Wirkung haben wie eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung. Die großen hierauf gewandten Anstrengungen sind deshalb voll berechtigt.

II. Eisenbetonbalkenbrücken.

Neben den für größte Spannweiten allein in Betracht kommenden Bogenbrücken hat der Eisenbeton als Balkentragwerk ein weites Anwendungsgebiet bei mittleren Stützweiten. Bei diesen Tragwerken spielt die Verteilung der vorhandenen Balkenmomente auf die Stützen- und Feldmomente eine für den Baustoffaufwand ähnlich entscheidende Rolle wie die Wahl des Pfeilverhältnisses bei Bogenträgern. In welchem Umfange dies der Fall ist, sollen die folgenden Betrachtungen zeigen.

Man kann eine Öffnung von der Weite L durch ein Balkentragwerk überbrücken, bestehend aus einem Schwebeträger mit der Stützweite l und zwei symmetrisch angeordneten Kragträgern (vgl. Fig. 6 a). Das Verhältnis der Stützweiten l/L sei mit λ bezeichnet. λ liegt zwischen den

Grenzen 0 und 1. $\lambda = 1$ bedeutet den Fall des einfachen Balkens auf zwei Stützen, bei $\lambda = 0$ sind zwei Kragträger mit den Stützweiten $L/2$ vorhanden. Dazwischen liegen Übergangsformen in der Art des skizzierten Auslegerträgers.

Die Aufstellung allgemein gültiger Formeln ähnlich wie für die Bogenbrücken stieß auf Schwierigkeiten.¹⁾ Deshalb wurden vorerst für eine Reihe von Stützweiten und für verschiedene Werte λ Straßenbrückenüberbauten in Eisenbeton berechnet, und der erforderliche Baustoffaufwand als Stärke „ d “ einer Platte

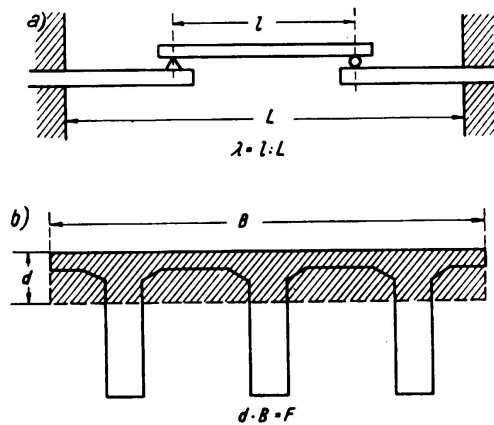


Fig. 6.

¹ Vgl. Gaede: Balkenträger von gleichem Widerstande gegen Biegung. Die Bautechnik 1937, Heft 10, S. 120/122.

gleichen Volumens und der Brückengrundfläche bestimmt (vgl. Fig. 6b). Den Berechnungen wurden die nach den deutschen Berechnungsgrundlagen vorgeschriebenen Betonbeanspruchungen 60 (70) kg/cm² zugrunde gelegt. Der zweite Wert bezeichnet die erhöhten Beanspruchungen im Bereiche der negativen Momente.

In Fig. 7 ist der mittlere Baustoffaufwand d in m³/m² in Abhängigkeit von dem Stützweitenverhältnis λ für mehrere Stützweiten L aufgetragen. Das Minimum des Baustoffaufwandes liegt hiernach für alle Stützweiten bei $\lambda = 0$, also bei einem aus zwei Kragarmen bestehenden Tragwerke. Der Baustoffaufwand wächst mit zunehmender Länge des Schwebeträgers und erreicht den Höchstwert bei $\lambda = 1$, also beim Balken auf zwei Stützen. Die Kurven werden mit zunehmender Gesamtstützweite L immer steiler und lassen erkennen, daß

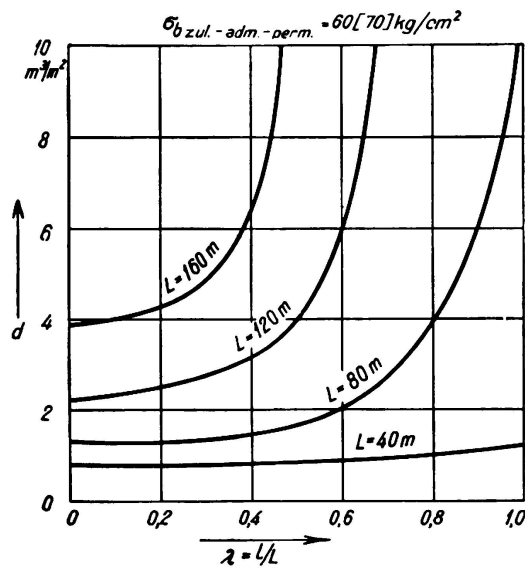


Fig. 7.

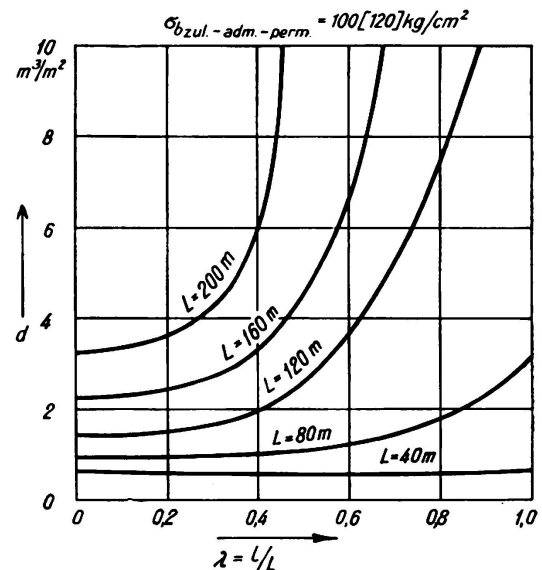


Fig. 8.

Baustoffbedarf d bei Eisenbetonbalkenbrücken in m³/m².

bei sehr großen Stützweiten einfache Balken, aber auch Auslegerträger mit verhältnismäßig langen Schwebeträgern unwirtschaftlich oder sogar unausführbar sind. Große Stützweiten können mit einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwande nur durch Balkentragwerke bewältigt werden, die ähnlich wirken wie Auslegerträger mit kleinem Schwebeträger. Es brauchen dabei nicht unbedingt Gelenke eingelegt zu werden. Die gleiche Wirkung läßt sich auch bei gelenklos durchlaufenden Trägern durch entsprechende Verteilung der Trägheitsmomente und durch künstliche Vorspannung (Auflagersenkung oder -hebung) erreichen. Wenn zur Aufnahme der großen Einspannungsmomente nicht ohnehin Seitenöffnungen zur Verfügung stehen, kann es zweckmäßig sein, hierfür beträchtliche Aufwendungen zu machen, z. B. durch Anordnung von Gegengewichtsarmen oder von an sich entbehrlichen Seitenöffnungen oder dergleichen.

Eine gleiche Darstellung wie das letzte Bild bringt Fig. 8 für die wohl in absehbarer Zeit zu verwirklichende zulässige Spannung 100 (120) kg/cm².

Aus praktischen Gründen wird man mit λ nicht bis auf 0 heruntergehen, sondern die Stützweite des Schwebeträgers zu etwa 0,2 bis 0,4 der Gesamtstützweite wählen. Die hierfür geltenden Werte der Kurven Fig. 7 und 8 sind auf

der nächsten Kurventafel 9 zusammengestellt. Diese stellt den Baustoffaufwand für zweckmäßig aufgeteilte Auslegerträger als Abhängige der Stützweiten dar und zwar für die beiden schon vorher benutzten Spannungsstufen.

Ähnlich, wie dies für Bogenbrücken geschehen ist, lassen sich durch Vergleich des so gewonnenen Baustoffaufwandes mit dem von Stahlbalkenbrücken die Grenzen der Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons gegenüber dem Stahl ermitteln. Diese Grenzstützweiten sind in Fig. 10 wieder als Abhängige des Preisverhältnisses 1 t Stahl zu 1 m³ Eisenbeton aufgetragen. Auch hier ist hervorzuheben die starke Ausweitung des Gebietes, in dem der Eisenbeton wettbewerbsfähig ist, bei einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchung. Maßnahmen, die zum Ziele haben, die Randspannung des Betons zu senken, wie sie z. B. von Professor *Dischinger* vorgeschlagen sind, haben auch hier die gleiche

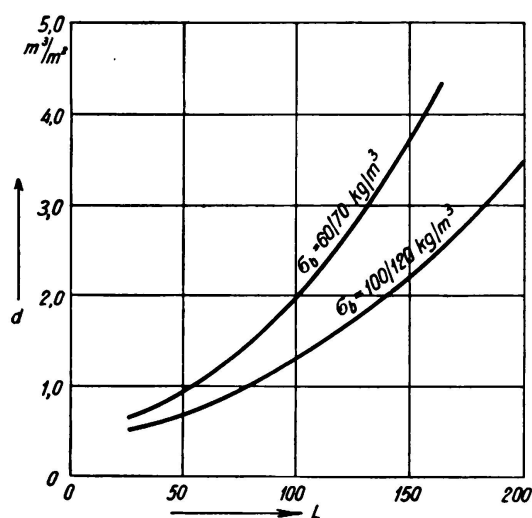


Fig. 9.

Baustoffbedarf, *d* bei Eisenbetonbalkenbrücken in m³/m².

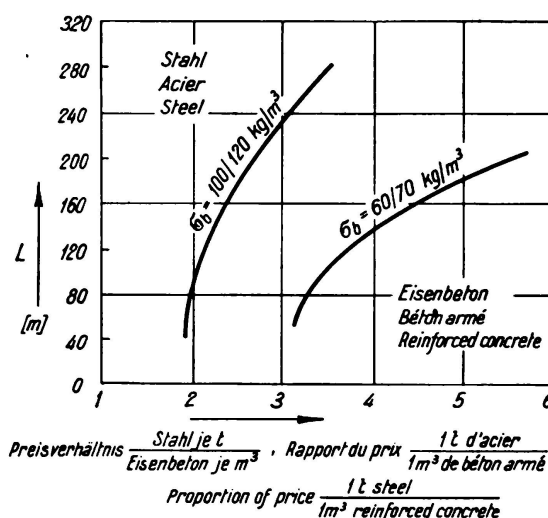


Fig. 10.

Preisvergleich von Balkenbrücken aus Stahl und Eisenbeton.

Wirkung wie eine entsprechende Erhöhung der zuzulassenden Beanspruchung und sind neben dieser ein geeignetes Mittel, um die Wettbewerbsfähigkeit des Eisenbetons auf diesem wichtigen Anwendungsgebiete zu stärken.

Zum Schluß möchte ich besonders darauf hinweisen, daß die Preisvergleiche sowohl bei den Bogen- wie bei den Balkenbrücken nur als rohe Annäherungen gewertet werden dürfen, daß sie verschiedene wichtige Nebenumstände, wie vor allem die infolge des großen Gewichts der Eisenbetonüberbauten im allgemeinen notwendigen Mehraufwendungen für die Pfeiler und Widerlager noch nicht berücksichtigen. Diese Aufwendungen sind aber so stark von den besonderen örtlichen Verhältnissen abhängig, daß eine allgemeine Behandlung kaum in Frage kommt. Immerhin wird man nicht übersehen dürfen, daß sich hierdurch der Vergleich mehr oder weniger stark zuungunsten des Eisenbetons verschiebt.

Einen Versuch der Einbeziehung der Widerlager in den Kostenvergleich hat für Bogenbrücken Herr Ing. *Dr. Glaser* im Anschluß an eine frühere Arbeit von mir (Bauingenieur 1934, Hefte 13/14 und 17/18) in der Zeitschrift des Österreichischen Ing.- und Architektenvereins 1934, Heft 39/40, S. 230ff. gebracht. Ähnliche Lösungen wären auch für Balkenbrücken denkbar.