Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 33/34 (1899)

Heft: 6

Inhaltsverzeichnis

Die Bauweise Hennebique.

Von Prof. Dr. *W. Ritter.*

II.

B. Statische Berechnung.

Die statische Berechnung der Hennebique-Bauwerke kann nach den üblichen Formeln und Regeln der Elasticitäts- und Festigkeitslehre durchgeführt werden und bietet im allgemeinen keine besonderen Schwierigkeiten. Immerhin stösst man stellenweise auf Fragen, die eine eingehendere Untersuchung durch das Experiment wünschbar machen. Dass die Genauigkeit der Rechnung nicht denselben Grad erreicht wie bei reinen Eisenbauten, wird jeder Einsichtige begreiflich finden.

Berechnung der Biegungsmomente und Querkräfte.

Was zunächst die Bestimmung des von einem Träger aufzunehmenden *Biegungsmomentes* betrifft, so ist bekanntlich bei frei aufgelagerten Balken das grösste Biegungsmoment für gleichförmig verteilte Belastung $M = {}^1/_8\ P\,l$ (P = Last, l = Spannweite). In der Mehrzahl der Fälle sind die Träger an den Auflagern mehr oder weniger eingespannte, infolge dessen wird von den Vertretern der Hennebique'schen Bauweise gewöhnlich $M = {}^1/_{10}\ P\,l$ gesetzt. Gegen diese Verminderung des Momentes um ${}^1/_5$ seines ursprünglichen Wertes lässt sich nicht viel einwenden. Nur sollte man in diesem Falle die Tragfähigkeit nicht nur für die Mitte der Spannweite, sondern auch für die Auflagerstelle berechnen, worauf von Seiten der Vertreter der Hennebique'schen Bauweise lange nicht genug geachtet wird. Auch wenn der Balken Einzellasten zu tragen hat, ist in der Regel eine Verringerung des Momentes um ${}^1/_5$ zulässig. In einzelnen Fällen dürfte es indessen am Platze sein, eine genauere Berechnung der Momente unter Zugrundelegung der Theorie des kontinuierlichen Balkens vorzunehmen.

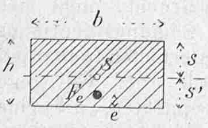
Die grösste *Querkraft* tritt wie bekannt an den Auflagern auf und beträgt bei gleichförmiger Belastung $Q = {}^1/_2\ P$. Auf die Kontinuität braucht man hierbei keine Rücksicht zu nehmen, da sie die Grösse der Querkräfte nur wenig beeinflusst.

Für l wird gewöhnlich die lichte Spannweite eingesetzt. Richtiger wäre es, wenn man wie bei Eisen- und Holzträgern die Entfernung der Stützflächenmitten, bei Decken somit den Abstand der Balkenachsen als Spannweite annähme.

Berechnung der inneren Spannungen.

Was die Berechnung der inneren Spannungen betrifft, so möge zunächst gezeigt werden, in welch sonderbarer Art der Erfinder der neuen Bauweise selbst, sowie seine Vertreter, die Berechnung ihrer Träger vornehmen.

Fig. 12.



Figur 12 stelle ein Stück einer Platte dar, in welchen sich nahe dem untern Rande eine Eisenstange eingebettet befindet. Das Biegungsmoment M, sowie die Masse b und h seien gegeben. Die strichpunktierte Linie stelle die neutrale Achse oder Null-Linie dar.

Um die Lage dieser Linie zu bestimmen, halbiert Hennebique das Biegungsmoment, und weist die eine Hälfte der auf Druck arbeitenden Querschnittsfläche $b\,.\,s$, die andere Hälfte dem auf Zug arbeitenden Eisenstabe vom Querschnitte F_e zu. Die Spannungsverteilung in der Druckfläche wird als gleichförmig angenommen. Daraus ergiebt sich, wenn die Spannung im Beton mit σ_b bezeichnet wird, die Gleichung ${}^1/_2\,M = \sigma_b\,.\,b\,.\,s\,.\,{}^1/_2\,s$, woraus $s = \sqrt{\frac{M}{\sigma_b\,b}}$. Damit ist die Lage der Nullinie bestimmt. Weiter wird, wenn σ_e die im Eisen herrschende Spannung bezeichnet, ${}^1/_2\,M = \sigma_e\,.\,F_e\,(s' - e)$ gesetzt, woraus folgt $F_e = \frac{M}{2\,\sigma_e (s' - e)}$; damit ist auch die für die Stange nötige Querschnittsfläche gefunden. Die in der untern Betonfläche wirkenden Zugspannungen werden hierbei vernachlässigt. Als zulässige Inanspruchnahme des Betons werden in der Regel 25 bis 30 kg/cm^2, als Zugspannung des Eisens 1000 kg angenommen. Aehnlich wird bei T-förmigen Querschnitten vorgegangen.

Dass diese eigentümliche Rechnungsweise den Gesetzen der Festigkeitslehre widerspricht, liegt auf der Hand. Einmal verteilt sich die Spannung über die Fläche $b\,.\,s$ nicht gleichförmig; sodann ergeben sich die im Beton wirkende Druckkraft und die im Eisen wirkende Zugkraft in der Regel ungleich, während sie zusammen ein Kräftepaar vom Momente M bilden sollten. Die Folge dieser zwar bequemen, aber unrichtigen Rechnungsart ist die, dass man bald für den Beton, bald für das Eisen, bald für alle beide *zu kleine* Spannungen erhält, d. h. die Tragkraft der Balken kommt nach der Hennebique'schen Berechnungsart zu gross heraus.

Ein auf richtiger Grundlage fussendes Rechnungsverfahren der aus Beton und Eisen zusammengesetzten Bauwerke muss vor allem auf das Verhältnis der beidseitigen Elasticitätskoefficienten Rücksicht nehmen. Wir wollen dieses Verhältnis mit α bezeichnen. Sollen nun die Spannungen, die unter der Wirkung eines Momentes M in einem gegebenen Querschnitte auftreten, berechnet werden, so multipliciert man zunächst die Querschnittsfläche des Eisens mit α und berechnet für die dadurch vergrösserte Querschnittsfläche die Schwerlinie und das Trägheitsmoment. Dann ergiebt sich die Spannung des Betons im Abstande y von der Schwerlinie nach der bekannten Navier'schen Biegungstheorie

$$\sigma_y = \frac{y\,.\,M}{J}$$

und die Spannung im Eisen

$$\sigma_y = \alpha\,\frac{y\,.\,M}{J}.$$

Was das Verhältnis α der beidseitigen Elasticitätsmasse betrifft, so kann dasjenige des Eisens genau genug gleich 2000 t/cm^2 gesetzt werden. Das Elasticitätsmass des Betons ist weniger sicher; es hängt nicht nur von der Art der Mischung und der Zubereitung, sondern auch von der Erhärtungszeit ab und ist überdies für ein und denselben Beton veränderlich, indem es, wie beim Gusseisen, mit wachsender Spannung langsam abnimmt. Immerhin kann man für die bei Hennebique'schen Bauwerken übliche Mischung und nach vollständiger Erhärtung den Wert E für kleine Spannungen ohne grossen Fehler gleich 200 t/cm^2 annehmen*), so dass sich das Verhältnis

$$\alpha = \frac{2000}{200} = 10$$

ergiebt. Glücklicherweise sind die Spannungen von dem Faktor α nicht so sehr abhängig, wie man zu erwarten geneigt ist, so dass ein etwaiger Fehler nicht erheblich in die Wagschale fällt.

*) C. Bach fand aus zahlreichen Versuchen die Anfangselasticität des Betons = 156—329, im Mittel = 218 t/cm^2 (Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ingenieure, 1896, Nr. 48). Aus Versuchen Tetmajers folgt E = 236—413 t/cm^2 (Miteilgn., VII. Heft). Hartig fand nach sieben Tagen 141, nach 30 Tagen 235 t. Die Wiener Gewölbeversuche ergaben E = 145 t/cm^2. Nach Ing. M. de Joly liegt α für Mörtel und Beton zwischen 5 und 12. Weitere Versuche in dieser Richtung wären willkommen.