Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 37/38 (1901)
Heft: 18

Artikel: Ueber Betoneisenkonstruktionen
Autor: Rappaport, S.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-22789

der Kunstwerke! Da müssen wir früher ansetzen, das Volk schon in der Jugend, in der Schule für die Kunst erwecken und das können wir durch das Zeichnen! Wie viele ungezählte Stunden werden auf das Lesen der griechischen und lateinischen Klassiker verwendet und was empfinden die, so das gethan, vor einer griechischen Statue, in der sich all der griechische Geist und die Empfindung in *einem* Werke offenbart und sichtbar widerspiegelt? — Das Ohr hat viel gehört, das Auge ist leer ausgegangen.

Man sollte meinen, das sog. klassische Gymnasium müsste vor Allem aus das Bildende der *Kunst* erkennen und diese Richtung pflegen; man sollte erwarten, dass die sog. allgemeine Bildung zu allererst eine *Harmonie* in der Ausbildung anstrebe, bei der alle Sinne und Organe, die uns der Schöpfer verliehen, auch gleichmässig und zugleich in Verbindung miteinander, also gleichzeitig ausgebildet werden. Ist das im heutigen Unterricht an den Gymnasien so?

Aber auch abgesehen vom allgemeinen Standpunkt der Bildung: wer braucht seine Augen mehr und hat mehr zu beobachten, als z. B. der Arzt und der Naturforscher? Wüssten alle diese, wie das Zeichnen das Beobachten, das messende und vergleichende Beobachten fördert, sie würden es doppelt bereuen, in diesem Unterrichte zu kurz gekommen zu sein.

Wir können nach dem, was bei den Aufnahmeprüfungen am Polytechnikum an Zeichnungen vorliegt, den Gymnasien keine Räte geben, *wie* sie das Zeichnen treiben sollen; wir können ihnen nur zurufen: *Zeichnet auch!*

Ueber Betoneisenkonstruktionen.*)

Von Ingenieur *S. Rappaport* in St. Gallen.

In der Schweiz. Bauzeitung Bd. XXIX Nr. 9 hatte ich mir erlaubt, Theorie und Praxis der Hennebique-Bauweise zu behandeln. Hierbei hatte ich einige Punkte gestreift, die das System in Frage stellen. Aufgabe jener Zeilen sollte es sein, berufene Männer, Freunde wie Gegner dieser Konstruktion, zu veranlassen, zu dieser Frage Stellung zu nehmen, da es sowohl im Interesse des Fortschrittes wie auch der Sicherheit von Gut und Leben geboten erscheint, die Frage gründlich abzuklären, bevor an die Ausführung grosser Bauten nach diesem System geschritten wird.

Ein Vertreter der Hennebique-Bauweise trat sofort, in der nächsten Nummer mit einer Erwiderung auf, die nicht geeignet war, die vorhandenen Zweifel zu zerstreuen.

Erst zwei Jahre später schrieb Herr Professor Ritter über das System eine umfassendere Abhandlung die in Band XXXIII Nr. 5 bis 7 der Schweiz. Bauzeitung erschienen ist.

Die jüngste Katastrophe in Basel drückt mir wieder die Feder in die Hand, um folgende Fragen aufzuwerfen und zu untersuchen:

1. Ist es möglich, einen Betoneisenbalken zu erstellen, bei dem die Eisenteile nur Zug, der Beton nur Druck oder sehr geringfügige Zugspannungen auszuhalten hat? (Denn das ist die dieser Konstruktion zu Grunde liegende Idee.)
2. Erfüllen die üblichen Bauweisen diese Bedingungen?
3. Sind sie überhaupt verbesserungsfähig?

*) Obschon wir nicht in allen Teilen mit den Ausführungen des Verfassers einverstanden sind, glauben wir denselben doch Raum in unserer Zeitschrift geben zu sollen, schon deshalb, um unseren Lesern die Schwierigkeiten einer richtigen statischen Berechnung der Betoneisenkonstruktionen vor Augen zu führen und die beteiligten Kreise zu weiteren Studien und Versuchen zu veranlassen. Mehr und mehr wird sich auch in der Schweiz das Bedürfnis fühlbar machen, für den armierten Beton ein Bedingnisheft aufzustellen. Damit findet die Anregung, die Herr Ing. Elskes an der letzten General-Versammlung des schweizer. Ingenieur- und Architekten-Vereins namens der Sektion Waadt gemacht hat und die dahin geht, es solle eine Kommission mit dem Studium der verschiedenen Systeme von armiertem Beton beauftragt werden, ihre Unterstützung.

Die Red.

Wir wollen an Hand des von Herrn Professor Ritter im genannten Aufsatz berechneten Beispiels diese Frage näher prüfen.

Bei diesem *Beispiel* war angenommen: eine Betondecke von 1,5 *m* Spannweite habe eine Nutzlast von 2000 *kg/m²* zu tragen. Wir geben der Decke eine Dicke von 10 *cm* und verlegen in Entfernungen von 20 *cm* Rundeisen von 1,4 *cm* Durchmesser (Abb. 1). Nimmt man das spezifische Gewicht des Betons gleich 2,5 an, so ergiebt sich das Eigengewicht gleich 250 *kg/m²* und die Gesamtbelastung gleich 2250 *kg/m²*.

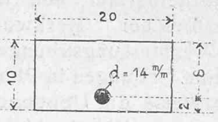

Abb. 1.

Die Eiseneinlage berücksichtigt Herr Professor Ritter in der Weise, dass er die Querschnittsfläche des Eisens mit dem Verhältnis der beiden Elasticitätsmodul:

$$\frac{E \text{ Eisen}}{E \text{ Beton}} = \frac{2000}{200} = 10$$

multipliziert, diesen so vermehrten Querschnitt in das Trägheitsmoment einführt und im übrigen das Ganze nach der gewöhnlichen Biegungstheorie des einfachen Balkens berechnet. — Diese Annahme macht kaum Anspruch auf strenge Wissenschaftlichkeit.

Hätte der Balken keine Eiseneinlage, so wäre er statisch bestimmt. Besitzt er aber eine Zugstange aus Eisen, so ist die Unbekannte X die Kraft in jener Zugstange und für diese Kraft gelten die allgemeinen Elasticitätsbedingungen.

Auch diese Annahme wäre nur dann mathematisch streng, wenn beim Durchschneiden des Eisenstabes in der Balkenmitte die Spannungen im Eisen auf 0 herabsinken würden. Sie sinken allerdings an der betreffenden Schnittstelle auf 0 herab, können sich aber in den Vierteln des Stabes noch mit etwa 0,25 anstatt 1 geltend machen. Im vorliegenden Falle, wo es sich bloss darum handelt zu zeigen, dass der Einfluss der Eiseneinlage bei intakt bleibendem Beton ein sehr geringer ist, alteriert dieser Umstand jedoch das Resultat nicht wesentlich.

Die allgemeine Elastizitätsbedingung für einen *einfach* statisch unbestimmten Balken lautet:

$$0 = \varrho \Sigma \sigma_0 \sigma_1 + \varrho X \Sigma \sigma_1{}^2.$$

Hierbei ist

$$\varrho = \frac{\Delta l}{\Delta F E}.$$

Um nun diese Σ-Ausdrücke zu finden, teilt man den Balken in Teile von der Länge Δl, innerhalb derer die Momente und Normalspannungen als konstant angesehen werden dürfen. Besitzt z. B. das herausgeschnittene Balkenelement Δl ein mittleres Moment M_0, das entsteht, wenn die Eiseneinlage nicht vorhanden wäre, so ergiebt sich für ein Prisma von der Länge Δl, vom Querschnitt ΔF und im Abstande y von der neutralen Achse die Spannung

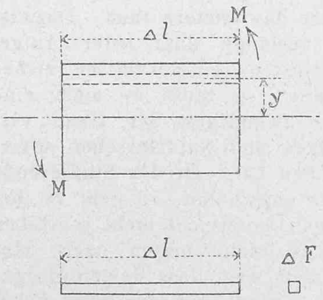

Abb. 2 und 3.

$$\sigma_0 = \frac{M_0 y}{J},$$

wobei J das Trägheitsmoment des Querschnitts auf der Strecke Δl bedeutet.

Würde ferner nur im Eisenstab eine Kraft $X = 1$ wirken und erzeugt diese im Balkenelement Δl das Moment M_1, so wird die Spannung σ_1 des gleichen Prismas

$$\sigma_1 = \frac{M_1 y}{J}.$$

Somit

$$\sigma_0 \sigma_1 = \frac{M_0 M_1 y^2}{J^2}.$$

Werden jetzt diese Produkte über den ganzen Querschnitt des Balkenelements Δl summiert, so ergiebt sich

$$\Sigma \sigma_0 \sigma_1 = \frac{M_0 M_1}{J^2} \Sigma y^2 \Delta F$$

(da M_0 und M_1 auf der Länge $\varDelta l$ konstant bleiben), und mit $\Sigma y^2 \varDelta F = J$, erhält man

$$\Sigma \sigma_0 \sigma_1 = \frac{M_0 M_1}{J},$$

letzteres ausgedehnt über die Länge $\varDelta l$.

Hat der Stab nebst Biegungsmomenten noch Normalkräfte aufzunehmen oder bestehen andere Stäbe, die nur reine Zug- oder Druckkräfte aufnehmen und einen andern Elastizitätsmodul besitzen, so berechnet sich auf der Strecke $\varDelta l$ die spezifische Spannung (S bedeutet hierbei die Stabkraft)

$$\sigma_0 = \frac{S_0}{F}$$

$$\sigma_1 = \frac{S_1}{F}$$

$$\sigma_0 \sigma_1 = \frac{S_0 S_1}{F^2}$$

und summiert man diese über den Querschnitt F, dann ist

$$\Sigma \sigma_0 \sigma_1 = \frac{S_0 S_1}{F}$$

auf der Strecke $\varDelta l$.

Besitzt der Stab die Länge l, so wird

$$\Sigma_0^l \sigma_0 \sigma_1 = \frac{l}{\varDelta l} \frac{S_0 S_1}{F}.$$

Besitzt er ferner einen andern Elastizitätsmodul, z. B. E_1, so führt man den Stab in die Rechnung ein mit

$$\varrho \Sigma_0^l \sigma_0 \sigma_1 = \varrho \frac{l}{\varDelta l} \frac{S_0 S_1}{F},$$

setzt für

$$\varrho = \frac{\varDelta l}{\varDelta F E_1}$$

und kann das Glied zu den aus den Biegungsspannungen resultierenden Summen hinzuzählen.

Kann man die Stäbe nicht in gleiche Teile von der konstanten Länge $\varDelta l$ einteilen, so führt man Unterteile mit dem Verhältnis $\frac{\varDelta l_1}{\varDelta l}$ in die Rechnung ein. Auf diese Weise gelingt es, die Integrationen ohne weitläufige Integrationsformeln auszuführen. Der Fehler gegenüber der genauen Integration beträgt, so lange die $\varDelta l$ nicht sehr gross gewählt werden, in der Regel kaum 2 %.

Wir benutzen nun die gemachte Ableitung zur Berechnung des genannten Beispiels:

Die M_0-Fläche ist eine Parabel vom Pfeile

$$y = \frac{p\, l^2}{8} = \frac{2250 \cdot 1{,}5^2}{8} = 63{,}5 \ cm/t.$$

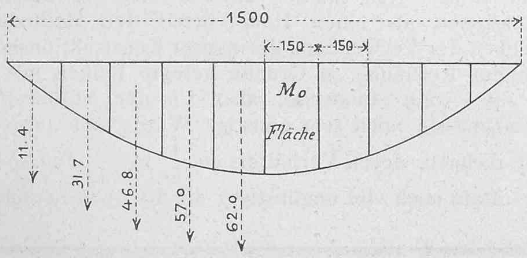

Abb. 4.

Teilt man diese Fläche in 10 Teile à 15 *cm*, so ergeben sich die mittlern Ordinaten M_0 in der Tabelle. — Die M_1-Fläche ist ein Rechteck von 3 *cm* Höhe, das konstante Moment beträgt $1 \cdot 3 = 3 \ cm/t$. Somit die Ordinaten M_1 konstant $= 3 \ cm/t$.

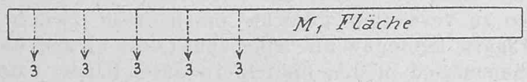

Abb. 5.

In der folgenden Tabelle sind nun die Produkte $M_0 M_1$ und $M_1{}^2$ enthalten und summiert.

Stabteil	M_0	M_1	$M_0 M_1$	$M_1{}^2$
0—15	11,4	3	34,2	9
15—30	31,7	3	95,1	9
30—45	46,8	3	140,4	9
45—60	57,0	3	171,0	9
60—75	62,0	3	186,0	9
			626.7	45

Bei konstantem

$$J = \frac{100 \cdot 10^3}{12} = 8333 \ cm^4$$

und konstantem $\varrho = \frac{\varDelta l}{\varDelta F E}$,

wobei $\varDelta l = 15 \ cm$

$\varDelta F = 1 \ cm^2$

und der Elastizitätsmodul für Beton

$$E = 200 \ t/cm^2$$

ist, ergiebt sich

$$\varrho \Sigma \sigma_0 \sigma_1 = \varrho \Sigma \frac{M_0 M_1}{J} = \frac{15}{200} \cdot \frac{626{,}7}{8333} = 0{,}00566$$

$$\varrho \Sigma \sigma_1{}^2 = \varrho \Sigma \frac{M_1{}^2}{J} = \frac{15}{200} \cdot \frac{45}{8333} = 0{,}000405.$$

Die Normalkraft $X = 1$ erzeugt im *Beton* Druckspannungen, während die gleichförmig verteilte Last nur Biegungsspannungen erzeugt, somit ist

$$\varrho \Sigma \sigma_0 \sigma_1 = 0$$

und $\varrho \Sigma \sigma_1{}^2$ herrührend von dieser Kraft $X = 1$ gleich

$$\varrho \Sigma \sigma_1{}^2 = \varrho \frac{l}{\varDelta l} \frac{S_1{}^2}{F}.$$

Hierbei ist

$$l = 75 \ cm$$
$$S_1 = 1 \ t$$
$$F = 10 \cdot 100 = 1000 \ cm^2$$
$$E = 200 \ t/cm^2$$

$$\varrho \Sigma \sigma_1{}^2 = \frac{15}{200} \cdot \frac{75}{15} \cdot \frac{1}{1000} = 0{,}000375.$$

Die Normalkraft $X = 1$ erzeugt im *Eisen* bei 5 Rundeisenstäben von 1,4 *cm* Durchmesser auf dem m^2 Fläche

$$\varrho \Sigma \sigma_1{}^2 = \frac{15}{2000} \cdot \frac{75}{15} \cdot \frac{1}{7{,}7} = 0{,}00487;$$

da $$F = 5 \frac{\pi d^2}{4} = 5 \frac{3{,}14 \cdot 1{,}4^2}{4} = 7{,}7 \ cm^2$$

und E für Eisen $= 2000 \ t/cm^2$

und daher

$$X = \frac{\varrho \Sigma \sigma_0 \sigma_1}{\varrho \Sigma \sigma_1{}^2} = \frac{0{,}00566}{0{,}000405 + 0{,}000375 + 0{,}004870} = 1 \ t$$

und deshalb die spezifische Spannung

$$\sigma_e \text{ im Eisen } \frac{1}{7{,}7} = 130 \ kg.$$

Das Biegungsmoment in der Mitte des Balkens ist gleich

$$M = M_0 - Xy = 63{,}3 - 1 \cdot 3 = 60{,}3 \ cm/t$$

und bei einem Widerstandsmoment von

$$W = \frac{b h^2}{6} = \frac{100 \cdot 10^2}{6} = 1666 \ cm^3$$

betragen daher die Biegungsspannungen im Betonbalken

$$\sigma_0 = \sigma_u = \frac{60{,}3}{1666} = 36{,}2 \ kg.$$

Die Normalkraft $X = 1 \ t$ erzeugt eine Druckspannung von

$$\frac{1}{100 \cdot 10} = 0{,}001 \ t.$$

Somit beträgt die grösste Zugspannung im Beton

$$\sigma_z = 36{,}2 - 1 = 35{,}2 \ kg$$

und die grösste Druckspannung

$$\sigma_d = 36{,}2 + 1 = 37{,}2 \ kg.$$

Es ist hieraus zu ersehen, dass, so lange der Beton mit Zugspannungen bis 35,2 *kg* vollkommen elastisch ohne zu reissen arbeitet, die Spannungen im Eisen minim sind und daher die Eiseneinlage ebensogut entbehrt werden könnte. Da aber der Beton auf die Dauer diese Spannungen nicht aushält, so muss er an einer Stelle reissen. Man tröstet sich aber damit, dieser Riss schade gar nichts.

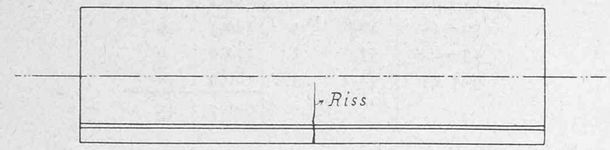

Abb. 6.

Jetzt komme das Eisen zu Hülfe und nehme diese Zugkraft des Betons auf.

Wir wollen nun, wenn diese Annahme richtig ist, die unteren Betonpartien (die nur zum Ueberfluss da sein sollen und nur unangenehme Risse erzeugen) thatsächlich weglassen und die Konstruktion verbessern, indem wir den Balken in einen Bogen mit gesprengter Zugstange verwandeln und, um nicht auf die Kohäsion zwischen Eisen und Beton, die diese unteren Partieen lediglich übernehmen sollen, rechnen zu müssen, machen wir richtige, gusseiserne Auflagerschuhe, an denen die Zugstangen angreifen. Damit wäre scheinbar das Ideal erreicht: „Trennung der Druckspannungen von den Zugspannungen". Der Bogen aus Beton hätte nur die Druckspannungen aufzunehmen und die Zugstange den Horizontalschub.

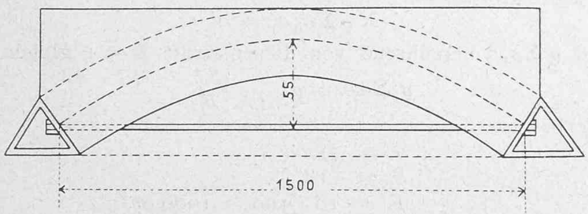

Abb. 7.

Versucht man jetzt, den dargestellten Fall zu rechnen, so ändern sich die Werte M_0 in der Tabelle nicht, die M_1 sind die mittleren Ordinaten einer Parabel von Pfeil 5,5 *cm*.

Stabteil	M_0	M_1	$M_0 M_1$	M_1^2
0—15	11.4	1,0	11,4	1,00
15—30	31,7	2,8	88,8	7,84
30—45	46,8	4,1	191,9	16.81
45—60	57,0	4,9	279,3	24,01
60—75	62,0	5,4	334,8	29,16
			906,2	78,82

Aus der Tabelle entnehmen wir:

$$\Sigma M_0 M_1 = 906{,}2 \text{ und mit}$$

$$J = \frac{100 \cdot 5^3}{12} = 1042 \; cm^3 \text{ und mit}$$

$$\varrho = \frac{\Delta l}{\Delta F E} = \frac{15}{200}$$

erhält man

$$\varrho \Sigma \frac{M_0 M_1}{J} = \frac{15}{200} \, \frac{906.2}{1042} = 0{,}06522$$

$$\varrho \Sigma \frac{M_1}{J} = \frac{15}{200} \, \frac{78{,}82}{1042} = 0{,}00567$$

Die Normalkraft $X = 1$ erzeugt im Beton, da *sec.* α nahezu $= 1$ ist (α der Neigungswinkel der Bogentangente gegen die Horizontale),

$$\varrho \Sigma \sigma_1^{\,2} = \varrho \frac{l}{\Delta l} \frac{S_1^{\,2}}{F} = \frac{15}{200} \cdot \frac{75}{15} \cdot \frac{1}{100 \,.\, 5} = 0{,}00075.$$

Der Querschnitt hat sich nämlich infolge des Risses von 10 *cm* Höhe auf 5 *cm* reduziert.

Die Normalkraft $X = 1$ erzeugt in der Zugstange

$$\varrho \Sigma \sigma_1^{\,2} = \frac{15}{2000} \, \frac{75}{15} \, \frac{1}{7{,}7} = 0{,}00487,$$

da E hierbei $= 2000 \; t/cm$ ist, und daraus folgt

$$X = \frac{0.06522}{0{,}00567 + 0{,}00075 + 0{,}00487} = 5{,}78 \; t.$$

Die Zugspannung im Eisen wächst dann auf

$$\sigma_e = \frac{5{,}78}{7{,}7} = 750 \; kg.$$

Das Biegungsmoment für den Betonbalken beträgt

$$M = M_0 - (X \cdot y) = 63{,}5 - (5{,}78 \cdot 5{,}5) = 32 \; cm/t$$

und das Widerstandsmoment des Querschnitts:

$$W = \frac{100 \cdot 5^2}{6} = 416 \; cm^3.$$

Hieraus ergeben sich die Biegungsspannungen im Beton:

$$\sigma \text{ Biegung (Zug und Druck) } \frac{32}{416} = 77 \; kg,$$

die Druckspannung im Beton von der Normalkraft

$$\sigma \text{ Druck} = \frac{5{,}78}{100 \cdot 5} = 11{,}5 \; kg$$

und daher die grösste Zugspannung im Beton $= 65{,}5 \; kg$,
„ „ Druckspannung „ „ $= 88{,}5 \; kg$.

Diese Zahlen beweisen deutlich, dass, so lange der Obergurt kontinuierlich ist, die Spannungen im Beton erhebliche bleiben und diejenigen im Eisen relativ gering ausfallen. Der Beton sucht nun sich selbst zu entlasten und die Hauptarbeit dem Eisen zu überweisen und dies gelingt ihm nur, indem er reisst und sich diese Riss-Stelle zum *natürlichen* Gelenk umbildet.

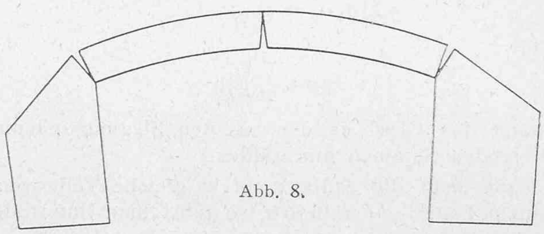

Abb. 8.

Dieses Ergebnis kann auch Praktiker nicht überraschen, wenn man berücksichtigt, dass der Pfeil des Bogens nur $\frac{5{,}5}{150} = {}^1/_{27}$ ist. Bei einer so geringen Pfeilhöhe genügt die kleinste Verschiebung der Widerlager, um den Bogen in einen 3-Gelenkbogen (vergl. Abb. 8) übergehen zu lassen. Diese Verschiebung der Widerlager ist hier ersetzt durch die Ausdehnung der Zugstange. Um also die Idee eines Betonbogens oder Balkens mit gesprengter Zugstange vorteilhaft zu verwerten, braucht es vor allem reichliche Konstruktionshöhe. Nun rühmen die Vertreter der Betoneisenkonstruktionen als einen Hauptvorteil der Methode „die Möglichkeit der Verwendung geringerer Konstruktionshöhen". Der in der Rechnung zu Grunde gelegte Balken mit 10 *cm* Höhe auf 1,50 *m* Stützweite, also ${}^1/_{15}$ der Stützweite, ist verhältnismässig noch sehr günstig. Würde man ausgeführte Balken rechnen, deren Verhältnis $= \frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{40} \, l$ ist, so wären die Resultate noch viel ungünstiger als die oben berechneten.

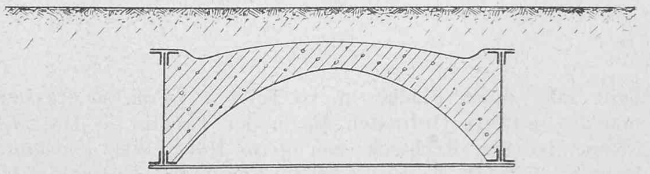

Abb. 9.

Mit einigem Vorteil hat man diese Idee bei Strassenbrücken zu verwerten gesucht, indem man zwischen den Querträgern Betongewölbe einspannt (Abb. 9) und die Zugkraft namentlich in den Endfeldern durch Bänder aufnimmt. Man erspart so Längsträger und Zores und kann auch die Strasse günstiger entwässern. Aber auch dort zeigt es sich, dass man sehr wichtige Anschlusstellen nicht mehr revidieren kann, sodass, wenn nicht etwa durch Schutzzölle wie in Oesterreich oder durch Syndikatbildungen unnatürlich gesteigerte Eisenpreise geschaffen werden, die erzielte Oekonomie die Nachteile kaum aufwiegt. Immerhin ist auch bei genannter Konstruktion ein Bogenpfeil von $^1/_5$—$^1/_{10}$ der Stützweite erforderlich.

Wir wollen nun in den Bogenscheitel noch ein künstliches Gelenk (Abb. 10) einschalten und zusehen, wie sich die Spannungen in diesem Falle verhalten.

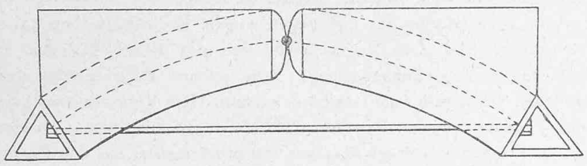

Abb. 10.

Das Moment für die Gelenkstelle im Scheitel ist gleich

$$\frac{p\,l^2}{8} = 63{,}5\ cm/t.$$

Der Abstand der Zugstange vom Gelenkpunkte beträgt 5,5 *cm*. Somit ist die Zugkraft in der Zugstange $\frac{63{,}5}{5{,}5} = 11{,}6\ t$. Woraus sich die Spannung im Eisen beinahe mit

$$\frac{11{,}6\,t}{7{,}7} = 1500\ kg$$

und die Druckspannungen im Beton am Bogenscheitel mit

$$\frac{11{,}6\ t}{100 \cdot 5} = 23\ kg \text{ ergeben.}$$

Die Biegungsspannungen verschwinden ganz.

Im Bogenviertel ist das Moment

$$M_0 = \frac{3}{32}\,p\,l^2 = 47{,}4\ cm/t.$$

Der Abstand der Zugkraft von der Bogenachse $y = 4{,}12\ cm$. Somit $H\,y_m = 11{,}6 \cdot 4{,}12 = 47{,}9\ cm/t.$

$$M = M_0 - H\,y_m = 47{,}4 - 47{,}9 = 0.$$

Also überall reine Druckspannung von etwa 23 *kg*.

Damit wäre die Lösung möglich, auch bei einem gewöhnlichen Betoneisenbalken mit geringer Konstruktionshöhe, dem Beton nur Druckspannungen zuzuweisen und dem Eisen nur Zugspannungen. Wie man sieht, erfordert dieses die Einschaltung eines Zwischengelenks.

Schlussfolgerungen.

Bei normal ausgeführten Betoneisenbalken hat der Untergurt sehr hohe Betonzugspannungen auszuhalten. So lange er selbst, ohne zu reissen, diese Spannung aushält, arbeitet die Eiseneinlage nur sehr wenig und könnte ebensogut wegbleiben. Die Grenze, bis zu welcher Zugspannungen im Beton zugelassen werden dürfen, ist nicht mit Sicherheit bekannt, da ähnliche Versuche, wie sie Wöhler für das Eisen aufgestellt hat, fehlen. Nimmt man die Bruchfestigkeit zu 30 *kg* an und etwa gleiche Arbeitsverhältnisse wie beim Eisen, also die Elasticitätsgrenze bei 15 *kg*, so dürfte als Maximum 7—10 *kg* als zulässige Zugspannungen von Beton anzusehen sein.

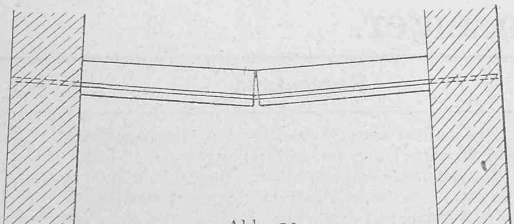

Abb. 11.

Arbeitet ein Betoneisenbalken mit Zugspannungen im Untergurt von nahezu 30, wie dies bei den meisten ausgeführten Bauten der Fall ist, so bildet sich an der schwächsten Stelle ein Riss. Dieser Riss verläuft aber nicht bloss bis zur neutralen Achse, während der Obergurt intakt bleibt, wie die Anhänger des Systems behaupten, sondern er bildet sich zum natürlichen Gelenk aus (Abb. 11). Damit hat sich das Arbeitsverhältnis des Balkens vollständig geändert. Er ist jetzt in eine Kette oder in einem Bogen mit Scheitelgelenk übergegangen.

Dieses *natürliche* Gelenk ist der Kardinalfehler der bestehenden Konstruktionen. Gut ausgebildete Stahlgelenke bei Brücken zeigen bedeutende Abnützung. Denn sobald die Kraft aus der einen Hälfte des Balkens in die andere hinüberwandert, dreht sich die resultierende um einen ganz bedeutenden Winkel, der oft grösser ist als 150°. Die Arbeit — hierbei gleich Resultierende Kraft multipliziert mit dem Drehungswinkel — wird durch Reibungskräfte multipliziert mit Reibungsweg am Gelenk aufgenommen.

Lässt man diese Reibungskräfte statt an einem Stahlbolzen an den zufällig entstandenen Flächen des Risses auf einander wirken, so wird die Abnützung sehr rasch vorwärts schreiten. Damit senkt sich die Decke je länger je mehr. Die Berührungsstellen der Reibungsflächen werden immer kleiner, die Druckspannung am Gelenk immer grösser und droht die Druckkanten in schiefer Richtung abzusprengen, wodurch die Decke noch rascher zum weitern Knicken kommt. Sind die Enden der Balken in die Umfassungswände eingelassen, so wird die Decke die Wände schief zu stellen suchen.

Der Ausspruch, den die Herren Einsender in der Schweiz. Bauzeitung Bd. XXXVI Seite 19, Le béton mal armé thaten: „Nous pourrions citer de très grandes villes où les planchers sur poutrelles insuffisantes baptisés de beaux noms sont devenus ventrus en deux ou trois ans. *Ils ont tiré les murs*" — gilt allgemein für alle Balken, deren Betonzugspannungen beträchtliche Höhen erreicht haben.

Verbesserungsfähig ist die Konstruktion, wie wir der Rechnung entnehmen, nur dadurch, dass wir Auflagerschuhe anbringen, an denen die Zugstangen angreifen, und noch richtiger — durchgebildete Gelenke. Diese beiden Forderungen wären aber praktisch kaum durchführbar und würden zudem die Anlage so verteuern, dass sie den bestehenden Konstruktionen keine Konkurrenz zu machen im stande wären. Es bleibt also nach wie vor rationeller, für Decken bei den alten, bewährten Konstruktionen in Holz und Eisen zu verbleiben und den Beton nur dort zu verwenden, wo man das *Steinmaterial* ersetzen kann. Will man dem Beton die Arbeit des Eisens aufbürden, so mutet man ihm eben zu viel zu. Ist man gezwungen, das Eisen gegen Feuersgefahr noch besonders zu schützen, so verwende man die bekannten Mittel (Asbestkieselguhr, Xylolithplatten u. s. w.). Im übrigen ist Holz, gut gerohrt und geputzt, gegen Feuersgefahr besser, als man gewöhnlich annimmt.

Miscellanea.

Trockenlegung der Zuidersee. Der von der niederländischen Regierung den Kammern vorgelegte Gesetzesentwurf begreift die Abdämmung der Zuidersee gegen die Nordsee und zwei grosse Polderanlagen in sich. Nach Erstellung des rund 40 *km* langen Dammes wird das Niveau der Zuidersee auf 0,40 *m* unter dem Nullpunkt des Amsterdamer Pegels festgelegt und in dem westlichen Teile des Binnenmeeres der Wieringer und der Hoorn'sche Polder mit 21 700 bzw. 31 520 *ha* angelegt werden. Die Krone des über die Insel Wieringen zu führenden Dammes soll die Kote von + 5,6 *m* erhalten; eine an seiner Innenseite auf Kote 4,6 geführte 17 *m* breite Berme ist dazu bestimmt eine doppelspurige Bahnlinie aufzunehmen. Zur Entladung des überschüssigen Wassers sind auf der Insel Wieringen anzulegende Schleusen vorgesehen, die in fünf Gruppen von je sechs im Lichten 10 *m* messenden Oeffnungen angeordnet sind. Daneben ist eine 10 *m* breite und eine 6 *m* breite Schiffahrtsschleuse projektiert. Die Polderdämme werden mit ihrer Krone die Kote + 2,5 *m* erreichen. Der Boden des Wieringer Polders liegt auf Kote — 4,5 *m* bis — 6,9 *m* jener des Hoorn'schen Polders auf Kote — 5 *m* bis — 6 *m*. Je vier Pumpstationen mit zusammen 4330 *P. S.* Betriebskraft werden für die Trockenhaltung der Polder dienen. Die Kosten für die Abschliessung des Seebeckens sind einschliesslich der Vertiefung der Zufahrtskanäle zu den bestehenden Häfen und der Schadloshaltung für die Fischerei mit rund