

ZUR FRAGE DER SCHUBSICHERUNG DER EISENBETONBALEN.

Von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart.

Gegen die neuen Bestimmungen von 1925 wird in letzter Zeit von verschiedenen Seiten der Vorwurf erhoben, daß sie hinsichtlich der geforderten Schubsicherung zu streng seien und zu unwirtschaftlichen Bewehrungen führen würden. Zu einem Artikel in Beton und Eisen von Dr.-Ing. Troche über diese Frage habe ich in jener Zeitschrift, Heft 2, eingehend Stellung genommen. Auf die Gefahr hin, dort Gesagtes teilweise zu wiederholen, will ich hier auf die beiden in Nr. 52/1926 enthaltenen Aufsätze von Prof. Probst und Dr.-Ing. Rausch entgegenen.

Was zunächst den Vorwurf der Unwirtschaftlichkeit der voll bis Feldmitte durchgeführten Schubsicherung betrifft, so habe ich im kürzlich erschienenen Handbuch des Beton-Vereins an Beispiel und Gegenbeispiel gezeigt, daß die Bewehrung des Balkens mit voller Schubsicherung weniger wiegt, als wenn sie nur auf den Balkenteil mit $\tau_0 > 4 \text{ kg/cm}^2$ beschränkt wird. Ich gebe die beiden Abbildungen hier wieder (Abb. 1 und 2). Es ist ein einfacher Plattenbalken von 6 m Stützweite vorausgesetzt, der mit einer ständigen Last $g = 1,16 \text{ t}$ und einer Nutzlast $p = 2,5 \text{ t}$ auf 1 m Länge belastet ist. In Abb. 1 ist die genaue Querkraftlinie für ungünstigste teilweise Belastung gezeichnet und dafür die Schubsicherung bei einem Abstand der 7 mm dicken Bügel von 20 cm ermittelt. In Abb. 2 ist die Querkraftlinie als Gerade gezeichnet, die in der Mitte auf Null ausläuft, also nur für Vollbelastung zutrifft, was nach den Bestimmungen für Hochbauträger zulässig wäre; der mittlere Teil des Schubdiagramms mit $\tau_0 < 4 \text{ kg/cm}^2$ ist hier bei der Schubsicherung außer Betracht geblieben, und die Bügel sind deshalb im mittleren Balkenteil in 30 cm Abstand angeordnet. Die untern Zugeisen sind in beiden Fällen genau dieselben, aber das gesamte Eisengewicht einschließlich der Bügel beträgt beim Balken links 150 kg, beim Balken rechts 155 kg! Damit ist nachgewiesen, daß die volle Schubsicherung weniger Eisen erfordert als die nur teilweise, wobei im ersten Fall sogar die Querkraften ungünstiger vorausgesetzt sind als im zweiten. Die Momentendeckung ist in Abb. 1 ohne Schwierigkeit erreicht¹⁾.

Der geringere Aufwand an Eisen ergibt sich dadurch, daß man die nächst der Feldmitte aufgebogenen Eisen im Obergurt

¹⁾ Inzwischen ist in Heft 3 von Beton und Eisen eine Veröffentlichung von Prof. Hager erschienen, worin er an Beispielen nachweisen will, daß die neue Schubsicherung mehr Eisengewicht erfordert als die alte. Der Beweis ist aber durchaus einseitig und unzutreffend, weil er den Teil des Schubdiagramms mit $\tau_0 < 4 \text{ kg/cm}^2$ nur durch enge Bügel deckt. Ich werde mit richtig umkonstruierten Balken in Beton und Eisen demnächst zeigen, daß mit der neuen Schubsicherung durchweg weniger Eisen gebraucht wird, als wenn der Teil des Schubdiagramms mit $\tau_0 < 4 \text{ kg/cm}^2$ unberücksichtigt bleibt.

enden lassen und verankern kann, wie es in Abb. 1 ersichtlich ist.

Aus den zahlreichen Versuchen des Deutschen Ausschusses über die Schubwirkung bei Plattenbalken läßt sich ebenfalls erkennen, daß die Balken mit voller Schubsicherung bei gleichem Zugeisenquerschnitt ein geringeres Eisengewicht enthielten als diejenigen mit nur geraden Eisen. Im Handbuch des Beton-Vereins habe ich in Abb. 109 und 111, 113 und 115 solche Versuchsbalken einander gegenübergestellt (in Beton und Eisen, Heft 2, Abb. 3 bis 10). Hierher gehören auch die Versuchsbalken aus Heft 48, die ich in meinem Buch über den Eisenbetonbau, 5. Aufl. I, 2, S. 180 u. f. eingehend behandelt habe. Dort sind Plattenbalken mit voller, 50%iger und 37%iger Schubsicherung untersucht, außerdem ein Balken nach den

früheren preußischen Bestimmungen, wonach dem Beton vorweg $4,5 \text{ kg/cm}^2$ auf Schub zugemutet und der Rest der Schubspannung den aufgebogenen Eisen zugewiesen werden konnte.

Hier ergab sich bei voller Schubsicherung ein Eisengewicht von 222,3 kg und eine Höchstlast von 119 t, während die Bewehrung des Balkens nach den alten preußischen Bestimmungen 228,1 kg Eisen erforderte und nur

92,0 t trug. Bei der 37%igen Bewehrung wog das Eisen 216,6 kg, die Höchstlast erreichte aber nur 96,0 t. Die 50%ige Schubsicherung reichte bei diesen Versuchen gerade noch aus, den Bruch nach der Mitte zu verlegen, und zwar betrug die Höchstlast 120 t.

Die Gründe über das Ausreichen der 50%igen Schubsicherung habe ich in meinem Buch eingehend klargestellt. Es ist das selbsttätige Abstützen der Kraft im Druckgurt nach den Endhaken hin, wenn die Schubsicherung nicht voll vorhanden ist. In der größeren Durchbiegung und der umgekehrten Krümmung der Biegelinien bei den Stützen kommt dies klar zum Ausdruck (vgl. Abb. 607 meines Buches). Das Gewicht der Bewehrung bei voller und halber Schubsicherung ist aber fast genau das gleiche gewesen, 222,3 kg gegen 220,7 kg, wobei das erste sich für den Vergleich noch um 1 kg ermäßigt, weil dort 2 Quereisen mehr eingebaut waren, um den Abstand der beiden Lagen der Bewehrungseisen zu sichern. Also stehen sich die Zahlen 221,3 und 220,7 gegenüber¹⁾. Aus demselben Grunde wie bei Abb. 1 und 2 war somit eine Er-

¹⁾ Bei der Durchsicht des Versuchsheftes 48 ergab sich, daß das dort angegebene Gewicht der Bewehrung bei 50% Schubsicherung nicht richtig sein konnte. Sowohl die Nachrechnung als auch das Nachwiegen der Bewehrung des noch vorhandenen Probekalkens in der Materialprüfungsanstalt ergab das oben angegebene Gewicht (statt 209,9 kg). Hierauf bezieht sich die Berichtigung in Heft I von „Beton und Eisen“ 1927, S. 24.

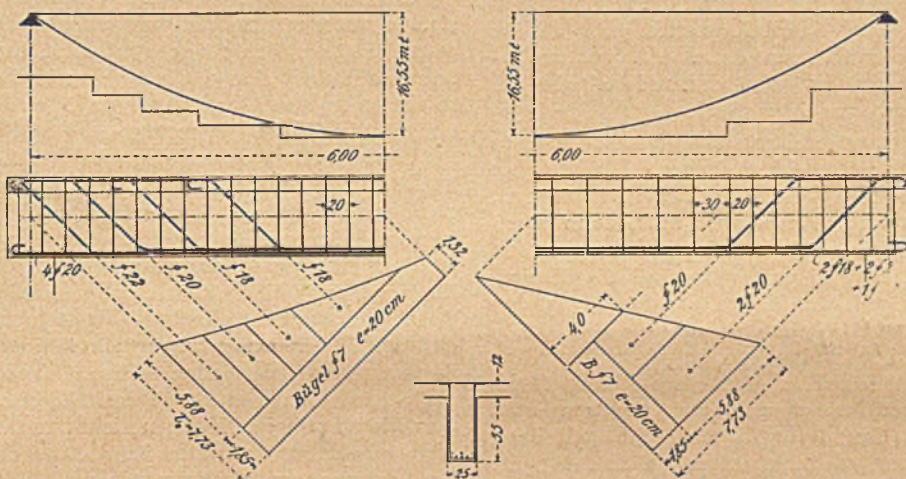


Abb. 1.

Abb. 2.

sparsnis von Eisen nicht zu erzielen, indem man nur halb so viel Eisen aufbog und halb so viel Bügel einlegte. Ich lege mir daher immer wieder die Frage vor, warum man sich andauernd wegen der unwirtschaftlichen Folgen der Bestimmung über die Schubsicherung beschwert, und kann es mir nur so erklären, daß man sich nicht die Mühe nehmen will, ernsthaft nach der neuen Vorschrift zu konstruieren, die doch auf der anderen Seite die weitgehende Erleichterung mit der Querkraftlinie für Vollbelastung bei fast allen Balken der Hochbauten gebracht hat. Vielleicht ist es auch vielen Fachgenossen entgangen, daß die richtige Lage der Grundlinie des Schubdiagramms in halber Balkenhöhe über die Schwierigkeiten bei der Momentendeckung hinwegführt, die sich ergeben mußten, wenn diese Grundlinie in Höhe der Nulllinie gelegt wurde, wie es seinerzeit in den Musterbeispielen nach dem Vorgang des Lehrbuchs von Hager unrichtigerweise angegeben war. Vielleicht rechnen auch manche die Bügel bei der Schubsicherung nicht mit.

Die Versuchsbalken des Deutschen Ausschusses waren so bewehrt, wie es das Schubdiagramm erforderte, dessen Grundlinie in halber Höhe des Stegs zwischen den Zugeisen und der Unterseite der Platte gelegt war. Diese Lage stimmt praktisch mit der halben Balkenhöhe überein, die der Einfachheit wegen in den neuen Bestimmungen angegeben ist. Wenn man die Ergebnisse der Versuche des Deutschen Ausschusses für das Entwerfen der Balken nutzbar machen will, dann darf man hierbei nicht willkürlich dem Schubdiagramm eine andere Lage geben. Andernfalls muß man dann den versuchsmäßigen Nachweis erbringen, daß die andere, also die höhere Lage der Grundlinie, die bessere sei.

Möglich ist auch, daß manche Konstrukteure an sehr weite Bügelabstände in Feldmitte sich gewöhnt haben. Dies ist aber eine alte aus dem Hennebique System stammende Gewohnheit, mit der man eben brechen muß. Heute weiß man, denn durch die Versuche des Deutschen Ausschusses ist es nachgewiesen (vgl. Eisenbetonbau I, 2, S. 146 und 172), daß die Hauptbewehrung jenes Systems mit der Hälfte der flach von den Dritteln hochgezogenen Eisen mangelhaft war und daß dieser Mangel durch die zahlreichen und engen Bügel in der Nähe der Auflager behoben werden mußte. Heute, wo man in dieser Richtung klar sieht und weiß, wie man die aufgebogenen Eisen anzuordnen hat, liegt ein Grund für die engere Bügelteilung bei den Auflagern nicht vor, vielmehr ist es zweckmäßig, die Bügel dort weiter, in Feldmitte enger zu setzen als früher, d. h. einfach eine gleichmäßige Bügelteilung (oder höchstens eine solche in zwei Stufen) anzuordnen.

Damit wird die geforderte Schubsicherung nach der Feldmitte hin wesentlich erleichtert, denn der alsdann vom Schubdiagramm in Abzug kommende Streifen von der Breite τ_{011} gestattet die erste Aufbiegung so weit von der Feldmitte weg zu setzen, daß man mit der Momentendeckung keine Schwierigkeiten bekommt. Bei den Beispielen in meinem Buch und im Handbuch des Beton-Vereins ist dies klar zu erkennen. Außerdem sind die Versuchsbalken in Heft 20 des Deutschen Ausschusses schon nach diesen Grundsätzen entworfen gewesen.

Wenn Prof. Probst davon spricht, daß die Schrägeisen den Beton schwächen, so trifft dies nicht zu, ist auch bei keinen Versuchen beobachtet worden. Zutreffend ist nur, daß die ersten Zugrisse die Stellen der Bügel bevorzugen. Das kann aber kein Grund sein, die Bügel wegzulassen. Sie sind schon aus praktischen Gründen als notwendig erkannt und daher in allen bisherigen Bestimmungen verlangt gewesen. Damit, daß man sie in Feldmitte weiter auseinander legt, wird die Reißgefahr nicht vermindert. Ob die ersten Zugrisse dann etwas mehr oder etwas weniger weit auseinander liegen, ist praktisch belanglos. Im Gegenteil ist bekannt, daß, wenn die Zugrisse des Betons aus irgendwelchen Gründen, die mit der Bauart und Bewehrung des Balkens zusammenhängen, weiter auseinander liegen, sie stärker aufklaffen, als wenn sie in engeren Abständen aufeinander folgen.

Wegen der Zugrißgefahr die Bügel weiterzusetzen, hat also keinen Zweck; diese Gefahr muß beim Eisenbeton in Kauf genommen werden und hat für gewöhnlich keine weiteren Folgen. Nachdem die Versuche klar gezeigt haben, daß die Bügel als Schubsicherung oder Bestandteil derselben wirken, ist es selbstverständlich und wirtschaftlich, sie auch bei der rechnerischen Ermittlung der Schubsicherung mit einzuführen. Die alten preußischen Bestimmungen hatten beim Schubdiagramm nur die aufgebogenen Eisen berücksichtigt und wiesen die $4,5 \text{ kg/cm}^2$ Schub dem Beton und den Bügeln zu. Da nun Bügel verlangt waren und auch eingelegt wurden, so hat sich jene Bestimmung nicht so schlimm auswirken können. Immerhin sind mir aus meiner Gutachtertätigkeit Balken bekannt, die nach den alten Vorschriften auf Schub bewehrt sind und im Lauf der Zeit beängstigende Schrägrisse bei den Auflagern bekommen haben.

Herr Professor Probst will nun mit vier neuen Versuchsbalken nachweisen, daß die Bestimmungen von 1916 für die Schubsicherung ausreichend wären. Leider sind die Risse in den Balken nicht so ausführlich dargestellt, wie es seitens der Prüfungsanstalt Stuttgart bei den Balken für den Deutschen Ausschuss geschehen ist. Dort sind alle Risse eingezeichnet, und es sind bei den einzelnen Laststufen am jeweiligen Ende der Risse die Lasten eingetragen, so daß man sich nachträglich ein klares Bild über die Zeitfolge und das Wachsen der Risse verschaffen kann. Da auch bei den Stuttgarter Versuchen mehrere Balken mit ungenügender Schubbewehrung waren und ich die dabei eintretenden Erscheinungen eingehend bei Gelegenheit der 5. Auflage meines Buches studiert habe, so ist mir das Verhalten der Probstschen Versuchsbalken vollständig klar.

Die Schubsicherung der Balken 1 und 2 war bei beiden zu schwach. Deshalb sind auch beide so gebrochen, wie es für ungenügende Schubsicherung kennzeichnend ist. Eine ungenügende Schubsicherung ist stets eine solche, die eine geringere Sicherheit bietet als die Zugbewehrung in Feldmitte. Deshalb ergeben sich beim Bruchversuch immer analoge Verhältnisse, wenn die Sicherheit der Schubbewehrung wesentlich kleiner ist als diejenige der Zugbewehrung, was eben seinen Grund darin hat, daß dann die Schrägeisen und Bügel den bei der gesteigerten Last auf sie wirkenden hohen Kräften nicht standhalten. Man darf daher nicht erwarten, daß eine Schubsicherung, die für eine vom Biegemoment unabhängige kleinere Nutzlast entworfen wird, sich bis zur Höchstlast so verhalte, wie es eine richtig bemessene Schubsicherung tun würde. Im vorliegenden Fall liegen die Bügel zudem so weit auseinander, daß in Feld II Schrägrisse möglich sind, die keine Bügel und aufgebogenen Eisen kreuzen.

Bei den Versuchsbalken ist nun das Mißverhältnis zwischen Schubsicherung und Stegquerschnitt besonders stark. Unter der Bruchlast errechnete ich bei Balken 1 in Feld II eine Schubspannung $\tau_0 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$. Der Schrägriß wird wohl bei einem rechnermäßigen τ_0 von 12 bis 14 kg/cm^2 eingetreten sein. Dann mußte für die bisher an der Reißstelle wirksam gewesenen Hauptzugspannungen die Schubsicherung eintreten. Die war aber dann schon überbeansprucht, und zwar nach der Rechnung Schrägeisen und Bügel zusammenwirkend mit etwa 4500 kg/cm^2 . Mit anderen Worten: Die Schubsicherung war hier so schwach, daß sie bereits überansprucht war, nachdem der Beton infolge der schrägen Schubrissse für die Hauptzugspannungen ausschied. Die zu schwache Schubsicherung gab also nach und konnte die Tragfähigkeit nicht weiter über diejenige steigern, die auch bei nur geraden Eisen vorhanden gewesen wäre. Deshalb konnte sich auch kein Unterschied zwischen den Höchstlasten der Balken 1 und 2 zeigen, und die von Prof. Probst aus diesen Versuchen gezogenen Schlüsse sind irreführend.

Der Schrägriß bei Balken 2, Abb. 2b, S. 1005, ist ein typischer Schubriß mit den aus den Versuchsheften des Deutschen Ausschusses wohl bekannten Folgeerscheinungen bei ungenügender oder fehlender Schubsicherung. Durch die

Drehbewegung, die sich mit dem Öffnen des Schrägrisses einstellt, werden die Zugeisen im äußeren Balkenteil nach unten gedrückt, wodurch ihre Haftung verloren geht und schließlich die ganze Zugkraft auf den Endhaken kommt. Soweit dieser standhält, reicht gewöhnlich die Tragkraft des Balkens.

Im Feld I ist trotz der größeren rechnerischen Schubspannung kein Schrägriß mehr aufgetreten. Dies ist durch die Versuche des Deutschen Ausschusses an Balken mit ungenügender oder mangelhafter Schubsicherung auch gefunden worden und rührt daher, daß der innere Schrägriß, der zugleich ein Biegeriß ist, bereits genügt hat, daß die Eisen nach dem Auflager hin nach unten gedrückt wurden und damit ihre Haftung verloren. Die Druckkraft D im Querschnitt mußte sich daher vom Schrägriß an nach außen senken, damit das Moment der inneren Kräfte aus D und der unverminderten Zugkraft Z dem äußeren Biegemoment das Gleichgewicht hielt. Aus diesem Grunde bleibt häufig ein Teil des Balkens vor dem Auflager ohne Biegerisse, obgleich die Momente dort größer geworden sind, als sie in der Mitte zur Zeit der Ribbildung waren. Aus den Biegelinien ergibt sich sogar, daß der Beton an der Balkenunterseite in jener Gegend gedrückt sein kann, infolge der großen Senkung von D oder wegen der gewölbeartigen Abstützung. Bei mehreren Balken des Deutschen Ausschusses sind dann die bis dahin rissefreien Teile bei den Auflagern unter hoher Laststufe plötzlich von ganzen Scharen schräger Risse durchsetzt worden, als die schiefe Hauptzugspannung, die bei jener geänderten Beanspruchung auch noch vorhanden ist, die Zugfestigkeit des Betons überschritt.

Ich habe diese Risse als sekundäre Schubrisse bezeichnet; sie treten nicht bei allen Balken mit ungenügender Schubsicherung auf, sondern nur dann, wenn die Verhältnisse entsprechend liegen, d. h. wenn die Hauptzugspannung auf den gefährlichen Wert steigen kann, bevor der Balken aus anderen Ursachen bricht. Alle diese Erscheinungen habe ich ausführlich an Hand der Probekörper des Deutschen Ausschusses in meinem Buch I, 2, S. 106—128 geschildert und nach der statischen Seite hin untersucht. Um nicht alles hier wiederholen zu müssen, verweise ich darauf.

Vergleicht man unbefangen die Abb. 2b mit 2a auf S. 1005, so kommt man notwendig zu der Schlußfolgerung, daß bei Balken 2 noch aufgebozene Eisen im Feld II zwischen den beiden Lasten fehlen. Das Bruchbild zeigt gerade das Gegenteil von dem, was Prof. Probst beweisen will. Beim Balken 1 (Abb. 2a) hat das eine aufgebozene Rundeisen im Feld II aber aus dem oben entwickelten Grunde nicht genügt, um die Tragkraft des Balkens zu steigern. Der Bruch durch das Sprengen der Endhaken ist der offensichtliche Beweis dafür, daß in Balken 1 und 2 die Schubsicherung nicht ausreichte, um den „Verbund“ zu sichern, denn von einem Zusammenwirken der Baustoffe im Sinne des Eisenbetons kann nicht mehr gesprochen werden, wenn die ganze Zugkraft auf die Endhaken kommt.

Zu den Balken 3 und 4 sind die Bruchbilder nicht gegeben. Da die Schubbewehrung die gleiche blieb wie bei den Balken 1 und 2, die Zugbewehrung aber noch etwas verstärkt wurde, so ist das Mißverhältnis beider noch mehr ausgeprägt, und die schrägen Risse werden in Feld II ganz ähnlich aufgetreten sein, wie bei den vorhergehenden Balken. Da aber die Zugeisen besser aufgeteilt waren, so reichte der Widerstand der Endhaken hin, um in diesen Eisen die Beanspruchung bis zur Streckgrenze ansteigen zu lassen. Ob übrigens die Streckgrenze besonders ermittelt wurde, ist im Bericht nicht gesagt.

Ich möchte nicht versäumen, darauf aufmerksam zu machen, daß die Bewehrung von Balken 1 „wirtschaftlicher“ ist als diejenige von 2. Denn im Bruchbild Abb. 2a S. 1005 ist das Innerste der aufgebozenden Eisen im Druckgurt verankert und nicht bis ans Ende weitergeführt, wie man aus der wohl nicht ganz vollständigen Abb. 1a schließen könnte. Damit ergibt sich aber, daß jenes Rundeisen \varnothing 10 mm um etwa 40 cm kürzer ist als das entsprechende im Balken 2 unten ganz

durchgehende Eisen. Ähnliches gibt der Vergleich zwischen den Balken 3 und 4.

Zusammenfassend ist zu den Probtschen Versuchsbalken zu sagen, daß sie nicht so gebaut waren, um Schlüsse darüber ziehen zu können, ob die volle Schubsicherung bis zur Feldmitte notwendig sei oder nicht. Die Versuche beweisen bloß, daß bei ungenügender Schubsicherung die Tragfähigkeit höher ist, wenn die Zugeisen besser aufgeteilt werden, so daß das Zersprengen des Betons durch die Endhaken nicht zu befürchten ist. Sie zeigen ferner, daß es bei bestimmten Verhältnissen von Stützweite, Nutzlast, Balkenhöhe und -breite möglich sein kann, den Bruch in der Gegend der größten Momente auch bei unvollkommener Schubsicherung zu erhalten. Es ist aber sehr gewagt und entspricht nicht dem Verantwortungsgefühl, das der gewissenhafte Konstrukteur des Eisenbetons haben muß, wenn man aus solchen Bälkchen Schlüsse ziehen wollte, die für alle vorkommenden Balken gültig sein sollen. Man sehe doch die vielen Bauarten von Balken an, die man im Deutschen Ausschuss für nötig befunden hat, um die Schubwirkung bei Plattenbalken klarzustellen. Diese Versuche sind noch nicht abgeschlossen, sie sind nur durch den Krieg und seine bekannten Folgen aufgeschoben und verzögert worden²⁾.

Durch besonders gebaute Probekörper kann man übrigens auch andere Eigenschaften des Eisenbetons verneinen, wenn man in oberflächlicher Weise von den besonderen Verhältnissen des Versuchs oder den Nebenwirkungen absieht.

So kann man durch einen Biegeversuch nachweisen, daß es fast gleichgültig sei, ob der rechteckige Querschnitt bewehrt sei oder nicht. Wenn nämlich eine sehr schwache Zugbewehrung gewählt wird, ist es möglich, daß das Eisen die Zugkräfte nicht übertragen kann, die vor Auftreten der Biegerisse im Beton gewirkt haben. Dann wird die Tragkraft der bewehrten Platte kaum größer sein als bei der unbewehrten, und die Menge der Zugeisen wird sich erst oberhalb einer gewissen Grenze bemerkbar machen.

Ein anderes Beispiel ist ein axial gezogenes Betonprisma. Wird dieses nur wenig bewehrt, so wird die Zugkraft kaum höher sein, als beim unbewehrten Prisma, weil eben nach dem Reißen des Betons das Eisen nicht imstande ist, die Zugkraft aufzunehmen. Das Eisen wird nur bis etwa 400 kg/cm² auf Zug wirken können, bevor der Beton reißt, kann also nur mit dieser Zugkraft zur Tragfähigkeit beisteuern.

Die beiden genannten Beispiele liegen ähnlich wie die Probtschen Probekörper hinsichtlich ihrer Schubsicherung. Ich nenne noch die Versuche mit schwach umschnürten Säulen, auf Grund deren sogar Rudeloff in Heft 28, S. 72, den Schluß gezogen hatte, daß es unzulässig sei, bei der Berechnung der umschnürten Säulen nur den Kernquerschnitt zu berücksichtigen. Jene ersten Säulen waren eben so schwach umschnürt, daß noch der ganze Betonquerschnitt für die Tragfähigkeit maßgebend war und die Spirale riß, als die Schale abfallen wollte.

Die Ausführungen des Herrn Dr.-Ing. Rausch betonen wieder die Unwirtschaftlichkeit der neu geforderten Schubsicherung. Er stellt in Diagrammen die in der früheren und der jetzigen Vorschrift geforderte Schubbewehrung einander gegenüber und schließt daraus auf eine beträchtliche Vermehrung der Eisen. Seine Diagramme sind insofern unzutreffend, als er nicht beachtet hat, daß nach den neuen Bestimmungen die gerade Querkraftlinie, wenigstens bei den Hochbaubalken, zulässig ist, während nach dem Wortlaut der Bestimmungen von 1916 die ungünstigste Stellung der Nutzlast für die genaue Querkraftlinie ebensogut wie für die Momente zu nehmen war. Dieser Unterschied wird andauernd übersehen, wohl ein Beweis dafür, daß schon viele vorher die einfache Querkraftsgerade benutzt haben. Sodann geben solche Diagramme gar keinen Anhalt für den Eisenverbrauch, weil ja die Schrägeisen nicht

²⁾ Die bisherigen Versuche sind in den Heften 10, 12, 20 und 48 des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ veröffentlicht.

extra zugelegt, sondern durch Aufbiegen der für die Momente entbehrlich gewordenen Zugeisen gewonnen werden. Hierdurch spart man an Länge wenigstens für die mittleren aufgebogenen Eisen, was ich in Abb. 1 und 2 deutlich gezeigt habe.

Daß die volle Schubsicherung sogar nach der maximalen Querkraftlinie bei ganz verschieden belasteten einfachen und durchlaufenden Balken ohne Zulageisen möglich ist, mag aus den Beispielen im Handbuch des Beton-Vereins ersehen werden (Abb. 143, 145, 146, 158, 160, 165 daselbst).

Herr Dr.-Ing. Rausch hat recht, wenn er sagt, daß beim Probek balken Abb. 596 meines Buches nur die mittleren Bügel wegbleiben müßten, um seine Schubsicherung in Art II überzuführen, und daß in diesem Fall kaum ein nennenswerter Unterschied zwischen Art I und II herauskäme, da man bei II ja auch noch Bügel im mittleren Teil habe. Das ist genau dasselbe, was ich vertrete: Weil man die Bügel sowieso über die ganze Balkenlänge durchführen muß, wird schon ein großer Teil des strittigen Zipfels vom Schubdiagramm mit $\tau_0 < 4,0 \text{ kg/cm}^2$ durch die Bügel gedeckt. Deshalb ist der Jammer über die scharfe und unwirtschaftliche Forderung in den neuen Vorschriften nicht begründet.

Die Verhältnisse liegen aber bei den Eisenbetonbalken so mannigfaltig, daß der weiterhin von Dr.-Ing. Rausch gezogene Schluß nicht allgemein gültig ist. Daß bei jenem Balken die Bruchlast nicht viel kleiner gewesen wäre, wenn die mittleren Bügel gefehlt hätten, mag hier wegen der großen Schubspannungen ($\max \tau_0 = 11,6 \text{ kg/cm}^2$) zutreffen, da der ungedeckte Bereich mit $\tau_0 < 4 \text{ kg/cm}^2$ klein ausfallen würde im Verhältnis zur Stützweite. Sobald man sich aber einen Balken vornimmt, wo $\max \tau_0$ kleiner, etwa 7 kg/cm^2 wäre, so würde bei dieser Schlußfolgerung der ungedeckte mittlere Bereich viel ausgedehnter sein und man bekäme beim Bruchversuch den schrägen Riß im inneren Balkenteil, da, wo die Aufbiegungen beginnen. Das Bild wäre dann ganz ähnlich wie beim Balken in Abb. 3, der nach den früheren preußischen Bestimmungen entworfen war (Balken Nr. 1032 von Heft 48).

Die von Dr.-Ing. Rausch vorgeschlagene Mindestbewehrung an Bügeln, die einem Anteil $\tau_{0B} = 1 \text{ kg/cm}^2$ entsprechen würde, ist zu niedrig, da nach meinen Erfahrungen mehr

aufgebogenen Eisen aufgestellt wurde. Die Ergebnisse, die auch mit denjenigen der Forschungshefte 45—47 im Einklang standen, wurden sodann bei der Ausarbeitung des Versuchsplans des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zugrunde gelegt (1907).

Hiernach wurden zunächst an Balken, die mit zwei symmetrischen Lasten auf Biegung beansprucht waren, sodann für gleichmäßig belastete Balken der Wert der verschiedenen Bügelanordnung bei geraden Eisen und der verschiedensten Arten der Aufbiegungen festgestellt. Die gleichmäßig belasteten Balken wurden mit voller Schubsicherung bis zur Mitte ausgeführt, weil damals niemand daran dachte, daß man die Schubsicherung nach der Mitte hin auf einmal unterbrechen könnte. Wie die im Versuchsheft 20 und in meinem Buch I, 2 S. 168—170 enthaltenen Zeichnungen mit Schubdiagramm und Momentendeckung zeigen, ergaben sich dabei mit der Bewehrung keine Schwierigkeiten. Selbstverständlich sind die Balken mit Bügel im mittleren Teil und ohne Bügel im äußeren nicht als Muster für die praktische Anwendung gedacht gewesen. Man wollte verschiedene Arten der Aufbiegungen prüfen und mußte daher an den Stellen der Schrägeisen die Bügel weglassen, die deshalb nur im mittleren Teil als Schubsicherung dienten. Nur die Reihe 64 war ähnlich wie in der praktischen Anwendung bewehrt.

Nachdem die Versuche von Heft 20 vorlagen, sind auf meinen Antrag noch weitere und größere Balken geprüft worden, um nachzuweisen, daß die volle Schubsicherung nötig sei. Weil mir damals bekannt war (1913/14), daß viele Fachleute noch an einer zulässigen Schubspannung des Betons von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ festhielten, so sah ich in Heft 48 auch einen Balken vor, der genau nach den früheren preußischen Bestimmungen bewehrt war; d. h. es war vom Schubdiagramm vorweg ein Streifen von $4,5 \text{ kg/cm}^2$ abgezogen, der dem Beton überlassen war, und nur der Rest war dem aufgebogenen Eisen zugemutet. Es kostete ziemlich Mühe, diesen Balken im Ausschuß durchzusetzen, denn der Vorsitzende, Geheimrat Germelmann vertrat die Meinung, daß es keinen Sinn hätte, etwas, das allgemein als unrichtig erkannt wäre, noch durch den Versuch als minderwertig nachzuweisen. Trotzdem jener Balken, wie schon eingangs erwähnt, 6 kg mehr Eisen erforderte und



Abb. 3. Balken aus Heft 48 des D. A. f. E. mit Schubsicherung nach den früheren preußischen Bestimmungen.

Bügel gewöhnlich verwendet werden, die dem Wert τ_{0B} von $1,5$ bis $2,8 \text{ kg/cm}^2$ und noch mehr entsprechen. Ich bin der Ansicht, man sollte dem Konstrukteur Freiheit lassen, denn eine Vorschrift über ein Minimum hat meist die Folge, daß dann über dieses nicht mehr hinausgegangen wird.

Die Abb. 5 auf Seite 1008 bezieht sich offenbar auf die Verteilung der Schubspannungen im Endfeld eines durchlaufenden Balkens. Damit schneidet Herr Rausch eine Frage an, die im Versuchsplan des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vorgesehen ist und worüber die Versuche noch im Gange sind. Zum Verständnis ist es nötig, die Ziele, die mit den bisherigen Versuchen über die Schubwirkung bei Plattenbalken verfolgt wurden, zu schildern:

Die ersten planmäßigen Versuche über den Wert der Aufbiegungen der Bügel waren von der Firma Wayß & Freytag A. G. 1906 durchgeführt worden, wozu das Programm von mir bereits nach den heute gültigen Grundsätzen bezüglich der

27 t weniger trug als der sonst gleiche Balken mit voller Schubsicherung, spukt noch heute die zulässige Schubspannung von 4 bis $4,5 \text{ kg/cm}^2$ in den Köpfen und wird wegen der Wirtschaftlichkeit und im Interesse des Eisenbetonbaues gefordert.

In Abb. 3 ist das Bruchbild dieses preußischen Balkens wiedergegeben. Dazu bemerke ich, daß ein ähnlich großer Balkenteil ohne Schubsicherung erhalten wird, wenn man sie im mittleren Balkenteil wegläßt, wo τ_0 den Wert von 4 kg/cm^2 nicht erreicht. An diesen Fall dachte ich damals nicht, sonst hätte ich auch noch einen solchen Balken vorgeschlagen. Im Deutschen Ausschuß war man bei der Beratung der Bestimmungen von 1916 der Meinung, daß die Schubsicherung am betreffenden Balkenteil bis zur Mitte durchzuführen sei, wenn τ_0 am Auflager 4 kg/cm^2 überschreite. Das beweist die Fassung im früheren Entwurf, wo es § 16 Ziffer 3 hieß: „... sie müssen, wenn der für Beton zulässige Wert überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch die Bügel oder durch beide

zusammen vollkommen aufgenommen werden.“ In der endgültigen Fassung wollte man die Sache genauer ausdrücken und fügte „in denjenigen Balkenteilen“ ein. Dadurch entstand durch die Ausleger der Bestimmungen und die Praxis die

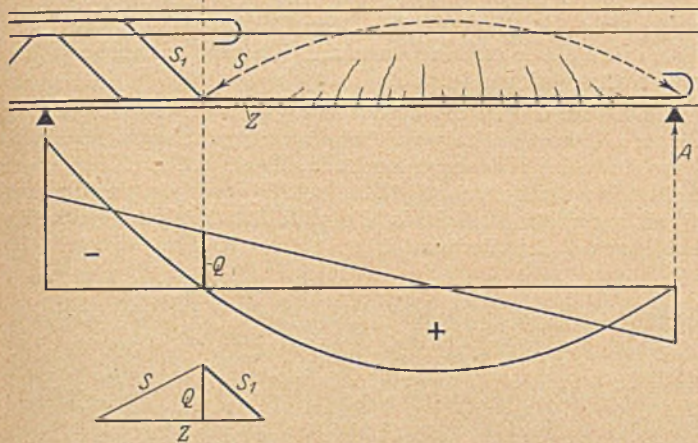


Abb. 4.

Übung, daß der Teil des Schubdiagramms mit $\tau_0 < 4$ unberücksichtigt blieb. Ich selbst hatte diese Auffassung nicht, denn ich habe vorher und nachher immer für volle Schubsicherung konstruiert und ersah erst aus fremden Berechnungen, die ich zu prüfen hatte,

daß hier sogar an der genauen Querkraftlinie durch eine quadratische Gleichung der Punkt eingerechnet wurde, wo $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$



Abb. 5.

wurde. Abgesehen davon, daß keine Ersparnis zu erzielen war, machte man sich also noch eine ganz unnötige Rechenarbeit.

Das anscheinend noch ausreichende Verhalten der 50%igen Schubsicherung in Heft 48, die ich in meinem Buch statisch

passieren würde, wenn das Endfeld nach seinem Vorschlag bewehrt wäre.

Denken wir uns die Last gesteigert, so werden in der Gegend der positiven Momente die bekannten Biegerisse eintreten, die nach außen hin eine geneigte Richtung annehmen. Wegen der fehlenden Bügel und Aufbiegungen wird sich die bekannte Senkung der Druckresultierenden, d. h. die gewölbeartige Abstützung einstellen, auf der einen Seite gegen den Endhaken, auf der andern gegen den Momentennullpunkt (Abb. 4). Hier trifft die Stützkraft auf das Knie des ersten aufgebogenen Eisens, und ihre vertikale Komponente, die gleich der Querkraft Q daselbst ist, muß vom ersten Schrägeisen nach oben übertragen werden, dessen Zugkraft dann $S_1 = Q\sqrt{2}$ ist. Es folgt dies aus dem Gleichgewicht der 3 Kräfte S , S_1 und Z . Am Endauflager ist der Auflagerdruck A vorhanden, der mit S und Z im Gleichgewicht ist.

Führt man indessen die Schubsicherung auf der linken Seite ganz durch (Abb. 5), so wird die Aufbiegung S_1 , wenn etwa das doppelte Strebensystem eingehalten wurde und des Vergleichs wegen die Bügel außer Betracht bleiben, nur halb so stark beansprucht sein, als bei Abb. 4. Denn die Schubsicherung rechts von S_1 hängt schon die Hälfte der Querkraft am Obergurt auf, so daß auf das untere Knie nur die andere Hälfte kommt. Also würde man beim durchlaufenden Balken mit fehlender Schubsicherung im Mittelteil der Felder nur die ersten Aufbiegungen gegen die Stützen hin überlasten. Um konsequent zu sein, müßte man diese doppelt so stark machen, als es das Schubdiagramm erfordert. Dann ist selbstverständlich jede erdachte Ersparnis verlorengegangen.

Überhaupt ist die volle Schubsicherung beim durchlaufenden Balken von selbst gegeben, denn hier müssen der Kontinuität wegen die Eisen von der Feldmitte aus gegen die Stützen hochgezogen werden und über diese übergreifen. Daß ich mit meiner Darlegung recht habe, beweist das Verhalten des oben erwähnten letzten Versuchsbalkens des Deutschen Ausschusses, wovon in Abb. 6 das Bruchbild wiedergegeben ist.

Links ist das freie Endauflager, rechts die Mittelstütze; auf der rechten Hälfte der positiven Momentenfläche bis zum

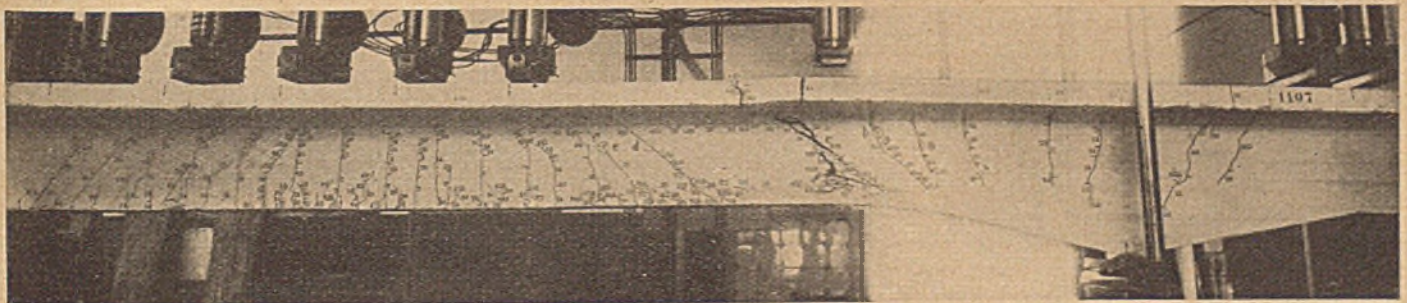


Abb. 6.

erklärt habe, veranlaßte mich dann, in weiteren Versuchen den Fall des durchlaufenden Balkens vorzusehen, wo in der Gegend des Nullpunktes der Momente die Verhältnisse für das gewölbeartige Abstützen der Druckkraft nicht so günstig liegen, wie am frei aufliegenden Balkenende. Diese Versuche sind durch die Inflation stark verzögert worden, zumal man dazu große und teure Balken benötigt. Fertig ist bis jetzt der Versuch mit dem Balken, wo die Schubsicherung in der Gegend des Momentennullpunktes nur halb so stark ist, als sie nach der Theorie sein müßte. Zum Vergleich braucht man noch den Balken mit voller Schubsicherung, der erst angefertigt wird. An Hand des einen Versuchsbalkens ist es mir aber jetzt schon möglich, Herrn Rausch darüber Auskunft zu geben, was

Beginn der Voute ist die Schubsicherung durch aufgebogene Eisen nur halb so stark, als sie nach dem Schubdiagramm sein müßte. An allen übrigen Stellen, insbesondere auch auf der linken Hälfte der positiven Momentenfläche, ist die volle Schubsicherung vorhanden. Das Reißbild bestätigt genau, was ich zu Abb. 4 ausgeführt habe:

Die linke Feldseite hat sich ganz so verhalten, wie es die früheren Versuche mit voll auf Schub gesicherten Balken gezeigt hatten. Die Schrägeisse sind mit fortschreitender Last immer mehr gegen das Auflager hin aufgetreten, woraus zu schließen ist, daß dort das gewölbeartige Abstützen gegen die Endhaken nicht stattgefunden hat, daß vielmehr die Kräfte sich nach der Streben- oder Fachwerkstheorie verteilt haben.

Anders verhielt sich dagegen der Balken rechts vom positiven Maximalmoment. Wegen der zu schwachen Aufbiegungen trat hier die Senkung der Druckresultierenden ein nach Abb. 606 meines Buches I, 2. Deshalb blieben wegen der normalen Druckspannungen die Querschnitte in der Nähe des Momentennullpunktes trotz der gleichzeitig hohen Schubspannungen frei von Schrägrissen. Die Abstützung erfolgte hier gegen das untere Knie des ersten aufgebogenen Eisens der vom Beginn der Voute an voll vorhandenen Schubsicherung. Dieses Eisen war dann schließlich überansprucht und gab nach, wobei gleichzeitig auch der Beton in der Rundung seitlich abgesprengt wurde. Die Abb. 7 läßt dies deutlich erkennen, ebenso die sog. Gleitrisse neben den untern Eisen.

Der neueste Stuttgarter Versuchsbalken zeigt deutlich, daß die volle Schubsicherung beim durchlaufenden Balken,

am Auflager bleibt. Der Verbund hält also dort noch stand. Wenn aber $\tau_0 > 4 \text{ kg/cm}^2$ (bei gewöhnlicher Betonfestigkeit) ist, so besteht die Gefahr deutlicher Schrägrisse, und der Verbund am Auflager ist in Frage gestellt. Denn nach Auftreten eines Schub- oder Schrägrisses hängt die weitere Tragkraft ganz davon ab, welchen Widerstand der Stegbeton zwischen und neben den Zugeisen dem Herunterdrücken entgegengesetzt. Wenn viele Eisen dicht nebeneinander liegen, kann dieser Widerstand sehr gering sein.

Daß der Beton nicht gleichzeitig mit der Schubsicherung bis zu 4 kg/cm^2 zulässiger Schubspannung beansprucht werden kann, habe ich in meinem Buch eingehend und auch in meinem Aufsatz in der Zeitschrift Beton und Eisen 1927, Heft 2, auseinandergesetzt. Deshalb ist die volle Schubsicherung erforderlich, sobald der Verbund ohne solche in Frage gestellt ist.

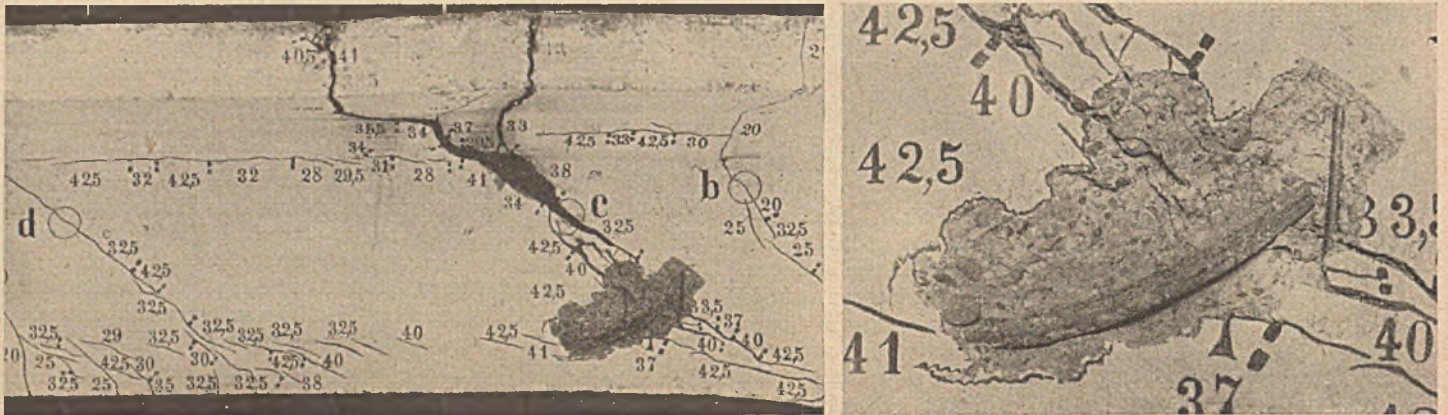


Abb. 7.

d. h. die Anordnung der Bewehrung nach der Strebentheorie eine unbedingte Voraussetzung für die Kontinuität ist. Wäre beispielsweise in Abb. 4 die Querkraft im Momentennullpunkt so klein, daß τ_0 unter 4 kg/cm^2 bliebe, so wäre nach der Auffassung von Dr.-Ing. Rausch und andern es erst weiter gegen die Zwischenstütze hin notwendig, mit den Aufbiegungen zu beginnen. Alsdann könnte man sich zwei Möglichkeiten des gewölbeartigen Abstützens denken.

Entweder stützt sich die geneigte Druckkraft wieder auf den Nullpunkt der Momente ab; dann ist aber dort keine Gelegenheit vorhanden, die vertikale Komponente weiter zu übertragen, und die Eisen würden nach unten gedrückt, womit der Verbund zerstört würde.

Oder das sich bildende Druckgewölbe stützt sich gegen das untere, weiter gegen die Stütze hin gelegene Knie der ersten Aufbiegung; dann wird aber der Momentennullpunkt dorthin verschoben. Dadurch vergrößern sich die positiven Momente und die ganze Grundlage der kontinuierlichen Berechnung geht verloren.

Demnach erscheint beim durchlaufenden Balken die volle Schubsicherung, d. h. eine solche Bewehrung, die außer den Momenten auch die auftretenden Querkraft aufnehmen kann, als eine Grundbedingung für die Ermittlung der äußeren Kraftwirkungen nach der Theorie des homogenen durchlaufenden Balkens. Denn hier stört jede gewölbeartige Abstützung das Gesetz der Formänderung, auf dem sich jene Theorie aufbaut, während die gemessenen Biegelinien der voll auf Schub gesicherten Balken in Übereinstimmung mit den theoretischen gefunden wurden.

Zum Schluß möchte ich noch folgendes sagen. Die Schubspannung $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$ ist keine zulässige Spannung; die Zahl gibt nur die Grenze an, unter der ein Nachweis der Schubsicherung nicht gefordert wird. Diese Bestimmung erklärt sich aus den Versuchen, die gezeigt haben, daß dann der Bruch in der Mitte erfolgt, wenn unter der Gebrauchslast $\tau_0 < 4 \text{ kg/cm}^2$

Die vielbemängelte Unstetigkeit der Forderung ist logisch bedingt durch das Übereinanderschneiden von zwei Möglichkeiten des Bruches. Es wäre durchaus unlogisch, hier einen Übergang schaffen zu wollen. Nachdem heute klar geworden ist, wie schwierig es für viele ist, von der schulmäßig gelehrt Schubspannung sich frei zu machen und an Hand der Versuche und ihrer Auswertung zu erkennen, daß der Eisenbetonbalken mit seiner Schubsicherung nach Auftreten der Risse in einem höheren Belastungszustand nicht mehr als homogener Balken, sondern nur mehr als Fachwerk wirken kann³⁾, möchte es zweckmäßiger erscheinen, wenn verlangt wäre, daß überhaupt in den Rippen der Plattenbalken die volle Schubsicherung durchgeführt werde und daß man nur bei den Platten darauf verzichte.

Dann wäre der Grundgedanke des Eisenbetons, wonach der Beton überhaupt keinen Zug, sondern nur Druck aufzunehmen hat, folgerichtig durchgeführt, und die Bestimmung hätte wohl nicht so viel Staub aufgewirbelt, weil dann der Gedanke an eine zulässige Schubspannung $< 4 \text{ kg/cm}^2$ im mittleren Zipfel des Schubdiagramms einfach ausgeschaltet gewesen wäre.

Im Ausschluß wollte man seinerzeit mit der Grenze von $\tau_0 < 4 \text{ kg/cm}^2$ gerade vermeiden, daß für die Platten eine Schubsicherung nachzuweisen sei. Denn hier liegt der Fall insofern anders als bei den Balkenrippen, da dem Herunterdrücken der Eisen ein ganz anderer Widerstand durch den umgebenden Beton entgegengesetzt wird, so daß die Gefahr der Zerstörung des Verbunds weniger besteht, ganz abgesehen davon, daß τ_0 nur in seltenen Ausnahmefällen größer als 4 kg/cm^2 werden kann.

³⁾ In meinem Buch habe ich nachgewiesen, daß sich mit dem Schubdiagramm die gleichen Kräfte in den Aufbiegungen ergeben wie nach der Fachwerktheorie. Für das Entwerfen ist es einfacher, mit dem Schubdiagramm zu arbeiten. Die Schubspannung τ_0 ist nur als Hilfsmittel der Rechnung zu bewerten.

Selbst bei den Pilzdecken kann dieser Fall nur bei sehr hoher Belastung (2000 kg/m²) und großen Stützweiten (über 6,0 m) eintreten. Von mir nachgerechnete fünf Beispiele haben gezeigt, daß der Wert von 4,4 kg/cm², der bei 6,5 m Stützweite und 2000 kg/cm² Nutzlast rings um den Kopf vorhanden war, sich sofort auf 4,0 ermäßigt, wenn die Kopflastladung von 2,55 auf 2,75 m vergrößert wird. Im übrigen genießen die Pilzdecken in den Vorschriften eine höhere zulässige Druckspannung, und man könnte für sie eine Grenze für τ_0 unschwer von 4 auf 5 kg/cm² erhöhen, um allen Unbequemlichkeiten mit der bis Feldmitte zu führenden Schub-sicherung aus dem Wege zu gehen.

Wie ich erfahren habe, sollen solche einzelnen Vorkommnisse den Anlaß gegeben haben, daß gegen die für Balkenrippen durchaus berechnete und notwendige Vorschrift von verschiedenen Seiten gleichzeitig vorgegangen wird. Statt dies nun mit kümmerlichen Versuchsbälkchen und statischen Be-

gründungen zu versuchen, die nicht stichhalten, wäre es doch einfacher gewesen, wenn die Fälle aufgezählt worden wären, wo man tatsächlich Schwierigkeiten beim Entwerfen bekommen hat und man wirklich von einer Unwirtschaftlichkeit sprechen kann. Die von Prof. Hager angeführten Beispiele in Heft 3 von Beton und Eisen betreffen solche Fälle nicht, sondern beweisen nur eine Hilflosigkeit im Konstruieren.

Das allgemeine Verständnis wäre in der Frage der Schubwirkungen ein besseres, wenn man es der Mühe wert finden würde, die Versuche und deren Auswertung zu studieren. Man interessiert sich aber mehr für fertige Formeln, Bemessungstafeln und Nomogramme. Dadurch bildet sich im Eisenbetonbau immer mehr der Typus des Formel- und Tabelleningenieurs aus, dem es große Mühe macht, die statischen Verhältnisse, die schließlich beim Bruchversuch vorliegen, klar zu erkennen. Auf dem Gebiet der Versuchsauswertung fühle ich mich ziemlich vereinsamt.

DIE FRAGE DER SCHUBSICHERUNG VON EISENBETONBALKEN UND ANDERES.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Prof. Mörsch hat es neuerdings unternommen, die auf seine Urheberschaft zurückzuführenden neuen Bestimmungen über die Schubsicherungen zu verteidigen, wie er dies schon in anderen Zeitschriften getan hat. Da Herr Mörsch es für gut befunden hat, meine Stellungnahme im „Bauingenieur“ in Heft 52, 1926, in einer über das erträgliche Maß hinausgehenden Weise zu besprechen, sehe ich mich veranlaßt, nochmals Stellung zu nehmen.

Als Mitglied des D.A.f.E. habe ich rechtzeitig auf die Unhaltbarkeit der Mörschschen Vorschläge aufmerksam gemacht; es war vergebens. Ich habe auch wenig Hoffnung, mit meiner heutigen Stellungnahme Herrn Mörsch zu überzeugen. Immerhin will ich noch einmal versuchen, den objektiven Fachleuten meinen Standpunkt zusammenhängend darzulegen, am zweckmäßigsten in Form einer Erwiderung auf verschiedene Verteidigungsschriften Mörschs aus der letzten Zeit.

Mörsch wendet sich zuerst gegen die von verschiedenen Seiten erhobenen Bedenken gegen die Unwirtschaftlichkeit

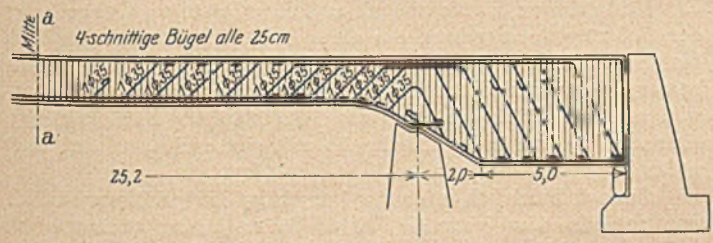


Abb. 1 a.

der voll bis zur Feldmitte durchgeführten Schubsicherungen. Aus zwei Versuchsplattenbalken errechnet er, wie er unter Fettdruck hervorhebt, das Gesamtgewicht beim Balken links mit 150 kg, beim Balken rechts mit 155 kg und glaubt damit nachgewiesen zu haben, daß die volle Schubsicherung weniger Eisen erfordere. Ich halte es wohl für möglich, aus irgendwelchen Versuchs balken ein geringeres Eisengewicht für die volle Schubsicherung nachzuweisen. Ebensogut kann man durch andere Abmessungen des Betonquerschnitts und eine andere Verteilung der Schrägbewehrung als bei den Mörschschen Balken ein größeres Eisengewicht nachweisen. Theoretisch ist dies bereits in der Diskussion gezeigt worden und kann jederzeit durch Versuche belegt werden.

Eine Unwirtschaftlichkeit liegt auch darin, daß der Konstrukteur den neuen Bestimmungen manchmal nur durch einen m. E. ungerechtfertigten Mehraufwand an Rechenarbeit gerecht werden kann. Dies gibt Mörsch zu, wenn er sagt, er habe den Eindruck, daß man sich nicht die Mühe nehmen wolle, nach der neuen Vorschrift zu konstruieren. Er glaubt, eine volle Entschädigung für diese Mehrarbeit mit der weitgehenden Erleichterung durch die Annahme der Querkraftslinie für Vollbelastung bei fast allen Balken der Hochbauten ausgleichen zu können. Er glaubt auch, darauf hinweisen zu müssen, daß die Annahme der Lage des Schubdiagrammes in halber Balkenhöhe über die Schwierigkeiten bei der Momentendeckung hinwegführe. Ich bin vielmehr der Meinung, daß man einfacher und zweckmäßiger zum Ziele kommt, wenn man diese Grundlinie in Höhe der Nulllinie annimmt, und weise

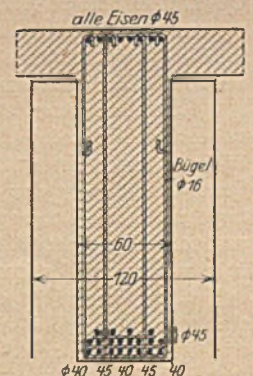
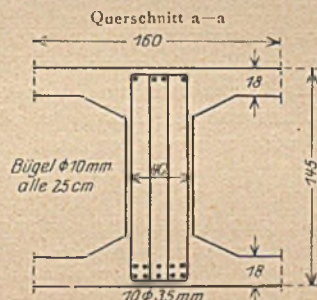


Abb. 1 b.

auf meine Begründung auf Seite 467 u. f. meiner „Vorlesungen über Eisenbeton“ Band I, 2. Aufl. hin.

Mit Recht wendet sich Mörsch gegen den Typus des Formel- und Tabelleningenieurs. Ich muß feststellen, daß durch die neuen Bestimmungen über die Schubbewehrung neue Tabellen und „Verfahren“ entstanden sind. Ein Fachmann begründet eine von ihm erdachte Tafel zur Bemessung der Schubsicherung nach den neuen Bestimmungen mit dem notwendig werdenden schärferen Nachweis der Bügel, die, wie er anerkennt, von guten Konstrukteuren auch bisher schon ausreichend eingelegt wurden.

Es besteht kein Zweifel, daß die Bügel die Schubsicherung verstärken, aber ich halte es für richtiger, dieser Tatsache konstruktiv Rechnung zu tragen, und sich im übrigen

wie bisher mit einem rechnerischen Nachweis für die Schrägbewehrung zu begnügen. Man überschätze den Wert der Bügel nicht. Ich habe in meiner Besprechung der neuen Bestimmungen im „Bauingenieur“, Heft 52, 1926, auf die Mörsch Bezug nimmt, folgendes gesagt:

„Abgesehen von der Unwirtschaftlichkeit der Konstruktion, die diese Bestimmung mit sich bringt, ist zu beachten, daß man den Betonquerschnitt unnötigerweise durch Schrägeisen und Bügel (nicht wie Herr Mörsch zitiert, durch Schrägeisen) gerade an den Stellen der größten Momente verringert, wo ein möglichst großer Betonquerschnitt vorhanden sein soll, wenn man der Ribbildung entgegenwirken will. Erfahrungsgemäß treten auch die ersten Risse stets da auf, wo Bügel angeordnet sind.“

Letzteres bestreitet Mörsch nicht. Er gibt zu, daß an den Bügelstellen zuerst Risse auftreten, glaubt aber, daß man unbedenklich die größere Zahl von Rissen, die durch Vermehrung von Bügeln hervorgerufen werden könnten, mit in Kauf nehmen soll.

Ich will meine Äußerung begründen: Vor einiger Zeit war ich bei der Begutachtung eines Brückenentwurfs zugezogen, bei dem an der Stelle der größten Feldmomente der

Ich bin nicht etwa gegen eine Berücksichtigung der Bügel bei der Schubsicherung, sondern dagegen, daß man sie an den Stellen, wo die Momente überwiegen, mit Rücksicht auf die neuen Bestimmungen zu nahe aneinanderlegt.

Prof. Mörsch wendet sich gegen meine Probekonstruktion und bemängelt vorerst, daß die Risse bei den Versuchsbalken nicht so ausführlich dargestellt sind, wie dies bei der Prüfungsanstalt in Stuttgart für den D.A.f.E. geschehen ist. Es ist richtig, daß ich die Risse nicht ausführlich dargestellt habe, wiewohl sie sorgfältig beobachtet wurden. Ich hielt es nicht für notwendig, alles zu wiederholen, was ich auf Seite 396—436 meiner „Vorlesungen“, Band I, 2. Aufl., eingehend über Ribbildung und -verlauf bis zum Bruch gesagt habe. Ich verweise insbesondere auf die von mir schon in der ersten Auflage dargestellten Beziehungen zwischen Schubsicherungen und Spannungstrajektorien und möchte zwei Abbildungen von dort wiedergeben: Abb. 2a aus den Stuttgarter Untersuchungen des D. A. f. E., Abb. 2b aus den unter meiner Mitwirkung in Dresden ausgeführten Untersuchungen. Ich freue mich, feststellen zu können, daß Mörsch auf Seite 305 und 306 in dem von ihm bearbeiteten Teil des Handbuchs vom Betonverein den gleichen Weg geht. In der Tat halte ich das Studium

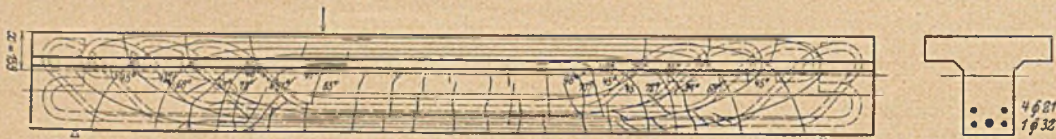


Abb. 2a.

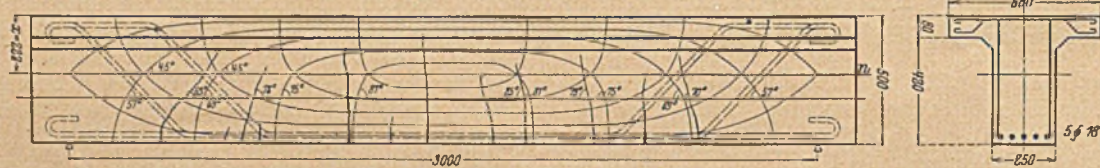


Abb. 2b.

Querschnitt nach Abb. 1a ausgebildet war. Die Bügel waren 25 cm voneinander entfernt. Ein anderes Beispiel dieser Art ist die Querschnittausbildung mit Bügelentfernungen von 25 cm bei einem Brückenbau von fast 37 m Spannweite nach Abb. 1b.

Zur Aufnahme der aus den Biegemomenten sich ergebenden Normalspannungen und zur Verminderung der Ribbildung sind ein gut betonierter Querschnitt und eine sehr gute Umhüllung der auf Zug beanspruchten Eisen die wichtigsten Voraussetzungen. Man wird mir zugeben, daß diese um so sicherer erreicht werden, je ungehinderter sich der Beton in der Form ausbreiten kann.

Wird dies nicht erschwert bei einer Ausbildung der 10 mm starken Bügel bei einem Betonquerschnitt von 40 · 145 cm wie in Abb. 1a oder gar bei 16 mm starken Bügeln nach Abb. 1b?

Wird dies nicht noch mehr behindert, wenn die Bügelentfernung klein ist?

Diese Gründe sprechen dafür, daß man nicht zu viele Bügel da anordnet, wo die Biegemomente überwiegen, während sie an den durch große Querkräfte und ganz kleine Momente beanspruchten Querschnitten ohne Schaden sind. Ich halte es daher für richtiger, die Bügeleinteilung entweder in zwei Stufen oder gleichmäßig über den ganzen Träger anzuordnen, aber im Gegensatz zu Mörsch bin ich der Ansicht, daß die Bügelausteilung in der Mitte aus den erwähnten Gründen nicht zu eng sein soll. Wenn man die Zahl der an den Bügeln möglichen Zugrisse durch größere Entfernung vermindern kann, so halte ich dies für einen Vorteil, wenn man bedenkt, daß das Klaffen der Risse bis zu den Gebrauchsbelastungen bei einer einwandfreien Konstruktion unterhalb der Streckgrenze der Eisen nicht in Frage kommen darf.

des Ribverlaufs im Zusammenhang mit den Spannungstrajektorien als den besten Weg, die Wirkung der Schubsicherung zu erkennen. Auf Grund dieses Studiums bin ich zu Richtlinien gekommen, die im einzelnen auf Seite 467—469 meines Buches niedergelegt sind.

Den größten Wert habe ich auf eine richtige Verteilung der Schrägeisen gelegt, die einander übergreifen sollen etwa bis zur äußersten Grenze eines Ständerfachwerkes oder, noch besser, entsprechend den Diagonalen eines mehrfachen Streben-systems. Die Bügel werden wohl konstruktiv berücksichtigt, aber ein rechnerischer Nachweis erübrigt sich aus den dort näher angeführten Gründen.

Sonach halte ich mich für berechtigt, zu erklären, daß ich mit meinen vier Versuchsbalken nicht etwas nachzuweisen suchte, was Mörsch mir unterstellt. Alles dies habe ich unter Berücksichtigung von Versuchsergebnissen verschiedener Autoren in meinem Buche eingehend getan.

Richtig ist, daß ich bei meinen vier Versuchsbalken einen extremen Fall gewählt habe mit einem Mißverhältnis zwischen Schubsicherung und Stegquerschnitt, weil ich einen extremen Vergleich zwischen der Bewehrung nach den alten Vorschriften mit der Bewehrung nach den neuen Vorschriften wollte.

Die Untersuchungen haben gezeigt, daß keinerlei Anzeichen von Überanstrengung der Schrägeisen und Bügel zu verzeichnen waren, wie dies der Fall sein müßte, wenn die errechneten hohen Spannungen in den Schrägeisen oder Bügeln aufgetreten wären. Andererseits sind in der Zugbewehrung Spannungen aufgetreten, die, wie der Augenschein erkennen ließ, die Streckgrenze erreichten. Um dies zu veranschaulichen, lege ich in Abb. 3 die aus einem meiner Versuchsbalken bloßgelegten Eisen bei. Daraus war zu entnehmen, daß an der Stelle

der großen Momente die Streckgrenze des Eisens aufgetreten war, daß weder in der Schrägbewehrung noch in den Bügeln irgendwelche Streckerscheinungen zu erkennen waren. Ich muß hier auf die Frage von Mörsch, ob die Streckgrenze nachgewiesen wurde, erwidern, daß das Eintreten der Streckgrenze bei jeder Art von Bewehrung an dem Klaffen der betreffenden Risse zu erkennen ist und daher ein besonderer Nachweis in diesem Fall sich erübrigt.

Was ich nachweisen wollte, habe ich in meiner Veröffentlichung zum Ausdruck gebracht, und ich muß die zusammenfassenden Ergebnisse wiederholen:

„Der Bruch bei den Balken 1 und 2 ist mit dadurch verschuldet worden, daß die Verankerung der Rundeisen $\varnothing 22$ und 24 mm nachgegeben hat und der Balken an den Enden zerspalten wurde. Durch das Nachgeben dieser Eisen wurden die anderen Zugeisen überlastet, so daß die Balken durch Überschreiten der Streckgrenze der schwächeren, aber besser verankerten Zugeisen brachen.

Bei den Balken 3 und 4 war die Verankerung der dünneren Zugeisen ($\varnothing 16$ mm) besser, so daß der ganze Eisenquerschnitt bis zuletzt mitwirkte, wie man aus den Bruchbildern ersen

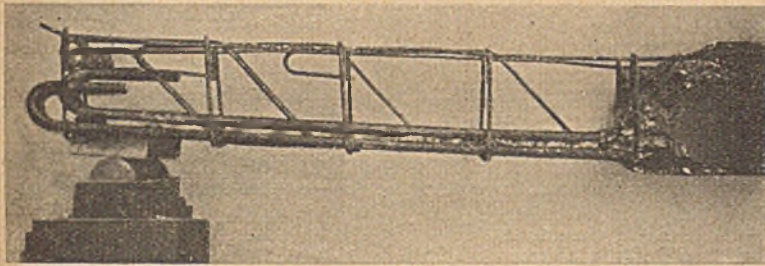


Abb. 3.

kann. Wir erkennen daraus, wie wesentlich eine gleichmäßige Verteilung des Zugeisenquerschnitts ist.

Kann man unter diesen Umständen behaupten, wie es Mörsch getan hat, daß der „Verbund“ mangelhaft war?

In keinem Falle konnte ein Einfluß der Schubbewehrung auf die Höhe der Bruchlast und die Ursachen des Bruches festgestellt werden. Die Beanspruchung der Schrägeisen tritt nicht in dem Maße auf, wie die übliche Berechnung annimmt, da sie sonst lange vor der wirklich erreichten Bruchlast hätte zerreißen müssen.

Betrachtet man jedoch den Verlauf der Ribbildung, so sieht man, daß eine gute Verteilung der Schrägbewehrung im Bereich der größeren Querkräfte, auf die in den Bestimmungen in keiner Weise hingewiesen wird, wichtiger ist als die Anordnung von Schrägeisen oder Bügeln im Bereich der kleineren Schubspannungen. (Siehe den Nachweis in Bd. I, 2. Aufl., Seite 436 meiner „Vorlesungen über Eisenbeton“.)

Bei Eisenbetonbalken, deren Schub- wie Zugbewehrung unter Zugrundelegung von $\sigma_{e_{zul}} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ bemessen werden, ist die Schubbewehrung nach den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchungen der relativ stärkere Teil des Balkens auch nach den alten Vorschriften. Ein Bruch würde hier also nicht durch Mängel der Schubbewehrung eintreten, sondern durch Überschreiten der Streckgrenze der Zugeisen.

Damit glaube ich den Nachweis erbracht zu haben, daß die Berechnung der Schubbewehrung nach den alten Bestimmungen vom Jahre 1916 vollkommen genügt.“

Dieses und nichts anderes wollte ich nachweisen. Alles andere, was Mörsch aus meinen Versuchen herauslesen will, habe ich in meinem Buche behandelt.

In etwas spöttischer Weise vergleicht Herr Mörsch meine Untersuchungen mit anderen, die nach seiner Ansicht ebenso wertlos seien. Er sagt, man könnte auch nachweisen,

daß ein axial gezogenes Betonprisma, wenn es nur wenig bewehrt ist, keine höhere Zugkraft aufweisen wird als das unbewehrte Prisma, weil nach den Rissen des Betons die Eisen nicht imstande sind, die Zugkraft aufzunehmen. Ich wundere

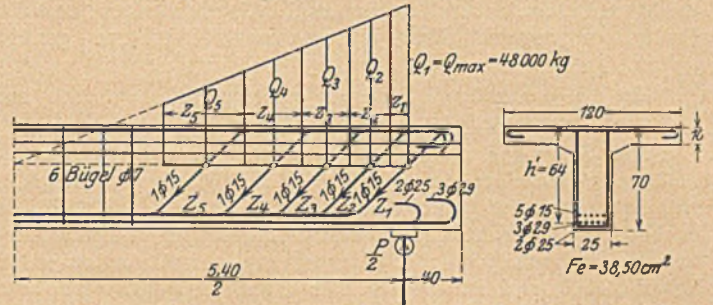


Abb. 4 a.

mich, daß Herr Mörsch dieses Beispiel anführt. Die Tatsache, daß die Ribbildung durch die Eiseneinlagen nicht etwa verhindert, sondern im besten Falle um einiges hinauszögert werden kann, ist allgemein bekannt.

Herr Mörsch nennt außerdem noch die Versuche mit schwach umschnürten Säulen, auf Grund deren „sogar Rudeloff den Schluß gezogen habe, daß es unzulässig sei, bei der Berechnung der umschnürten Säulen nur den Kernquerschnitt zu berücksichtigen“. Auch ich habe die Ergebnisse der Lichterfeldor Säuluntersuchungen abgelehnt.

Herr Mörsch hätte sich daher den Spott sparen können, bei Balken von 2 m Spannweite von „Bälkchen“ oder von „kümmerlichen Bälkchen“ zu sprechen. Nicht immer war Herr Mörsch der Ansicht, daß man nicht auch mit kleinen „Bälkchen“ etwas nachweisen kann. Ich erinnere nur an seine „kümmerlichen Bälkchen“, mit Hilfe deren er den Nach-



Abb. 4 b.

weis erbringen wollte, daß die Scherfestigkeit $k_s = \sqrt{k_d \cdot k_z}$ ist. Mohr hat in seiner unvergeßlichen, klaren Sprache in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ im Jahre 1911 mit einigen Sätzen die Mörschschen Versuchsergebnisse widerlegt. Wenn

ich nicht irre, glaubt Herr Mörsch heute noch, daß er Recht hat und Mohr Unrecht hatte.

Den Hinweis auf die angeblich ungeeigneten „Bälkchen“-Untersuchungen könnte ich, wenn es objektive Fachleute noch für notwendig halten sollten, durch neue Untersuchungen an größeren Balken entkräften und nochmals nachweisen, daß die Bestimmungen aus dem Jahre 1916 vollkommen genügt haben.

Im übrigen möchte ich zur weiteren Klärung noch auf folgendes hinweisen:

Auf Seite 474 meines Buches habe ich einen Versuchsbalken, der aus dem Heft 48 der Veröffentlichung des D.A.f.E. entnommen ist, auf Grund der von mir aufgestellten Richtlinien nachgeprüft (siehe Abb. 4a). Die Berechnung der in der Schrägbewehrung auftretenden Spannung ergab 2560 kg/cm^2 , ein Beweis, daß rechnerisch die Streckgrenze aufgetreten sein mußte. Eine Bestätigung dieser Annahme gibt Abb. 4b aus den gleichen Untersuchungen für den D.A.f.E. Dieses Beispiel beweist einerseits die gute Wirkung einer guten Verteilung der Schrägeisen. Andererseits erkennt man daraus, daß die nach den neuen Bestimmungen unrichtige Schubsicherung vollkommen genügt, selbst wenn die Wirkung der Querkkräfte überwiegt.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich auf die Äußerung des Herrn Oberbaurat Dr. Schaechterle zurückkommen, der durch eine Reihe wertvoller Veröffentlichungen über Holz-, Eisen- und Eisenbetonbauten im Bereiche der württembergischen Reichsbahn bekannt geworden ist. In der Zeitschrift „Beton und Eisen“ tritt Schaechterle in der Diskussion über die Frage der Schubsicherung, z. T. mit der gleichen Begründung wie Mörsch, für die neuen Bestimmungen ein. Auch er unterstellt mir, daß ich etwas anderes beweise, als ich beweisen wollte. Ich kann in Erwiderung auf seine Ausführungen im wesentlichen auf die vorstehenden Äußerungen verweisen, möchte aber nur zwei Bemerkungen bezüglich der Ribbildung herausheben.

Ich möchte Herrn Schaechterle bitten, meine Ausführungen in meinem Buche „Vorlesungen über Eisenbeton“ nachzulesen. Er wird dann erkennen, daß sich viele schräge und andere Risse bilden können, bevor an einem schrägen Rib ein Klaffen und damit die Erschöpfung der Tragfähigkeit eines Trägers eintritt.

Ich glaube ferner, in dem Buche den Nachweis erbracht zu haben, daß die von ihm angepriesene Theorie, die abgebogenen Eisen als Zugeisen eines mehrfachen Streben-systems und die zwischen den Rissen liegenden Betonteile als Druckstreben anzusehen, vollkommen abwegig ist. Wer durch langjährige Beobachtungen die Wirkung der verschiedenen Schubsicherungen an der Hand der Spannungstrajektorien studiert hat, wird erkannt haben, wie unrichtig es ist, den Betonteilen die Aufgabe der Druckstreben zuzuteilen.

In „Beton und Eisen“ sagt Mörsch, das Schlagwort der „Wirtschaftlichkeit“ verfehle seine Wirkung in unserer nachrevolutionären Zeit nicht, insbesondere suche man dadurch den Vertretern der Verwaltungen zu imponieren.

Daß die Wirtschaftlichkeit nach dem Kriege von noch viel größerer Bedeutung als vorher ist, wird niemand anzweifeln, der sehen will. In erster Linie muß die Bauindustrie darauf achten, daß sie wirtschaftlich arbeitet. Die Aufgabe der Hochschullehrer und jedes forschenden Ingenieurs ist, die Grundlagen für die Wirtschaftlichkeit zu verbessern.

Vertreter der Industrie, wie sie Mörsch schildert, denen kein Moment zu klein, kein Mischungsverhältnis zu mager, keine Druckfestigkeit zu niedrig ist, müssen mit allen Mitteln sachlich bekämpft werden.

Ich bin mit Prof. Mörsch der Meinung, daß man den Typus der Formel- und Tabelleningenieur nicht fördern soll. Daß ich für eine Klärung der Theorie der Berechnungen von Eisenbetonbauten durch Auswertung der Untersuchungen stets eingetreten bin, beweisen meine Arbeiten. Es ist mir daher unverständlich, wenn Mörsch am Schluß seines Aufsatzes erklärt, daß er sich auf dem Gebiete der Versuchsauswertung ziemlich vereinsamt fühle, nur weil in dem einen Falle nicht alle seiner Meinung sind.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich noch auf einen anderen Abschnitt der neuen Bestimmungen zurückkommen.

Mörsch u. a. haben z. B. geglaubt, durch die Aufnahme der Forderung einer Mindestmenge von 300 kg Zement pro Kubikmeter Beton in die neuen Bestimmungen eine gewisse Mindestdruckfestigkeit und Dichte des Betons sicherzustellen. Ich habe mich gegen diese, die Tätigkeit eines sachkundigen Ingenieurs einengende Bestimmung gewandt. Mörsch warf mir daraufhin in einer Veröffentlichung in „Beton und Eisen“ vor, ich sei gegen die Forderung einer Mindestmenge Zement. Dies ist mir nie eingefallen, wenn ich mich gegen halbe Maßnahmen wendete. Eine halbe Maßnahme war es, eine Mindestmenge Zement zu fordern, ohne gleichzeitig Mindestforderungen für die Zusammensetzung des Zuschlagmaterials anzugeben. Ich darf bei dieser Gelegenheit den Beweis hierfür mit Ergebnissen von Untersuchungen aus meinem Institut belegen.

Mischungsverhältnis nach Gewicht	Wasserzementfaktor $\frac{W}{Z}$	kg Zement pro m ³ fertigen Beton	Konsistenz	Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen
1:5	0,5	410	gießfähig	322	44,5
1:6	0,5	370	plastisch	330	44,8
1:8	0,5	290	erdfeucht	325	42
1:6	0,6	345	gießfähig	225	36,2
1:8	0,6	290	plastisch	241	35,8
1:10	0,6	230	erdfeucht	242	35,5

Wir sehen aus dieser Zusammenstellung, die ich durch andere ergänzen könnte, daß es möglich ist, mit verschiedenen Zementmengen die gleichen Festigkeiten zu erreichen. Welchen Sinn hat es daher, eine Mindestmenge Zement zu verlangen, ohne gleichzeitig auch die anderen Maßnahmen zu verlangen, die Festigkeit und Dichte beeinflussen?

Es könnten noch andere Fragen besprochen werden, die durch einseitige Machtsprüche nicht zum Vorteil einer gesunden Entwicklung des Eisenbetonbaues entschieden wurden. Fragen, über die große Versuchsreihen und Bände von Veröffentlichungen entstanden sind, zu deren Klärung viele große Balken hergestellt wurden, und die mit Hilfe von „Bälkchen“ hätten beantwortet werden können.

Für heute will ich mich mit Vorstehendem begnügen. Es wird nach wie vor mein Bestreben sein, durch mir geeignet erscheinende Untersuchungen zur Klärung und zur Vereinfachung des Entwurfens und der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen beizutragen.

träger sind aus den Abbildungen 42 und 43 ersichtlich. Mit Rücksicht auf die große Eisendicke sind Niete von 30 mm Durchmesser vorgesehen. Die größte Gesamtdicke an den Stößen der Gurtungen beträgt 179 mm, dazwischen 133 mm; bei ersteren werden Linsensenkniete und sonst Niete mit Halbrundköpfen verwendet. Auf dem rechtsrheinischen Uferpfeiler sind feste Kugellagerzapfen vorgesehen. Eines dieser Lager ist jedoch — um mit Rücksicht auf die große Brückenbreite Querverschieblichkeit zu ermöglichen — noch mit einem Rollensatz unter der Grundplatte versehen. Die Auflager auf dem Kragarm erfolgt durch ein Stützpendel, eine Konstruktion, wie sie ähnlich bei der im Bau befindlichen Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld zur Ausführung kommt. Der Kopf dieses Pendels stützt sich auf ein zwischen den letzten

Posten eingebautes Stahlgußlager am oberen Endknotenpunkt der Hauptbrücke, der Fuß entsprechend auf den unteren Endknotenpunkt des Kragarmes.

Ein oberer wie ein unterer Windverband (Abb. 40, 42 u. 43) geben ihre Kräfte durch längsverschiebliche Auflager auf die ausragenden Windverbandsenden der Kragöffnung ab. Ein im Knotenpunkt 2' angeordnetes Windportal überträgt die Kräfte des oberen auf den unteren Windverband. In Abb. 44 ist die gelenkartige Lagerung des Querträgers auf diesem als Rahmen mit Zugband ausgebildeten Windportal ersichtlich.

Die Fachwerkträger der übrigen Öffnungen sind grundsätzlich ebenso durchgeführt. Der Übergang des 24 m hohen Kragteils zu dem nur 12 m hohen Hauptträger der kleinen Stromöffnung erfolgt durch einen Schrägstab so, daß die Form eines gestuften Parallelträgers entsteht. Das Windportal im Knotenpunkt 2' am östlichen Auflager ist in üblicher Weise als dreifach statisch unbestimmter Rahmen ausgebildet. Über dem Stropfpeiler konnte sich der Querträger unmittelbar auf das Hauptträgerlager stützen. In beiden 66 m weit gespannten Flutöffnungen ist nur der abweichende kleinere Querträgerabstand von 11 m statt 11,9 m zu erwähnen, der sich bei den links- bzw. rechtsrheinischen Flutöffnungen noch auf 4,4 bzw.

3,85 m verringert. Die linksrheinischen Blechträger-Flutbrücken sind getrennt für sich auf je einem festen und einem beweglichen Lager abgestützt. Die anschließende 66 m-Öffnung ist einerseits auf einem festen Lager, andererseits auf einem Pendel abgestützt, welches sich auf das Lager der östlich anschließenden zweiten 66 m-Öffnung abstützt, so daß der Pfeiler mittig belastet wird. Die gleiche, bereits bei der neuen Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten ausgeführte Lagerung ist über dem linksrheinischen Uferpfeiler durchgeführt.

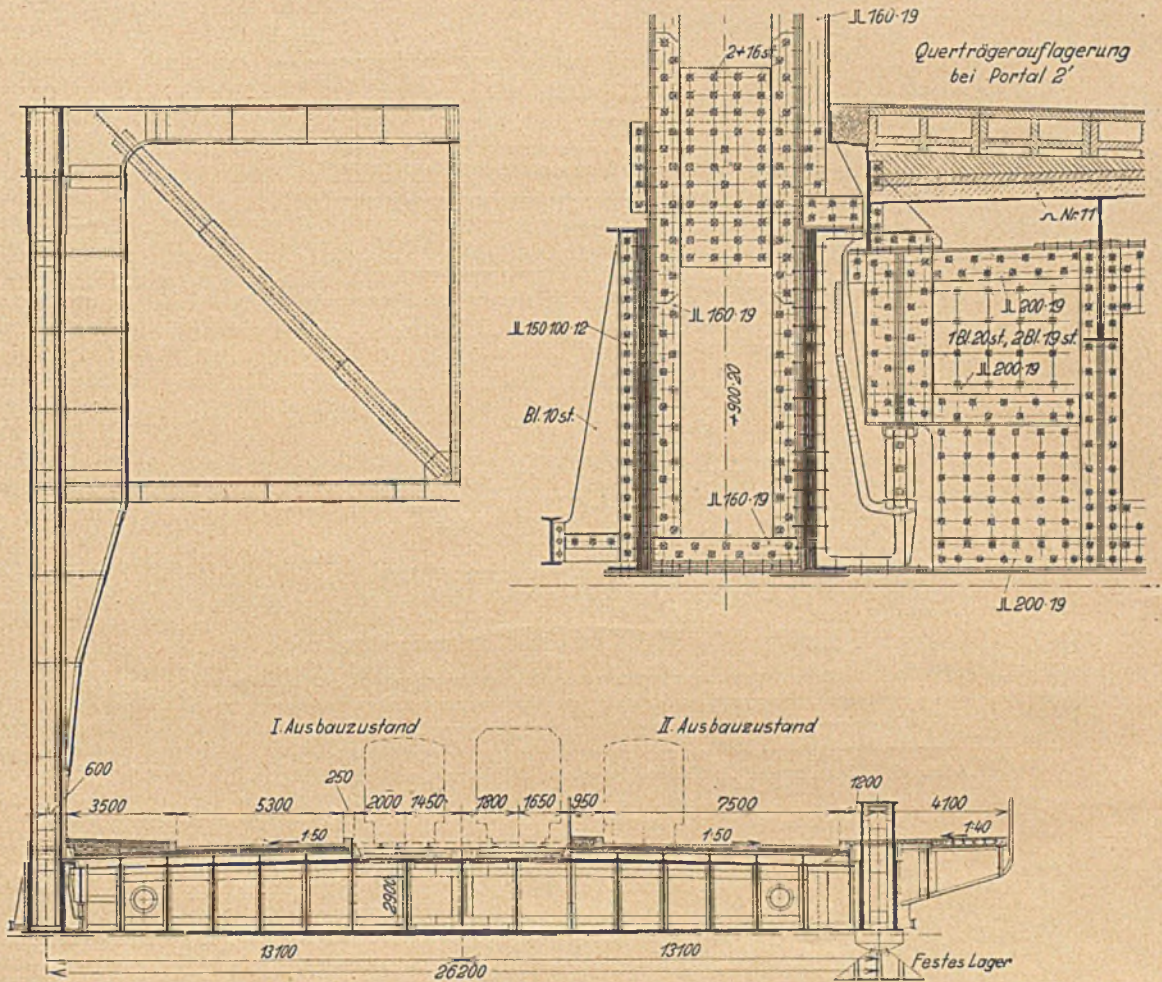


Abb. 44. „Stufenweise“. Windportal im Knotenpunkt 2' der großen Stromöffnung.

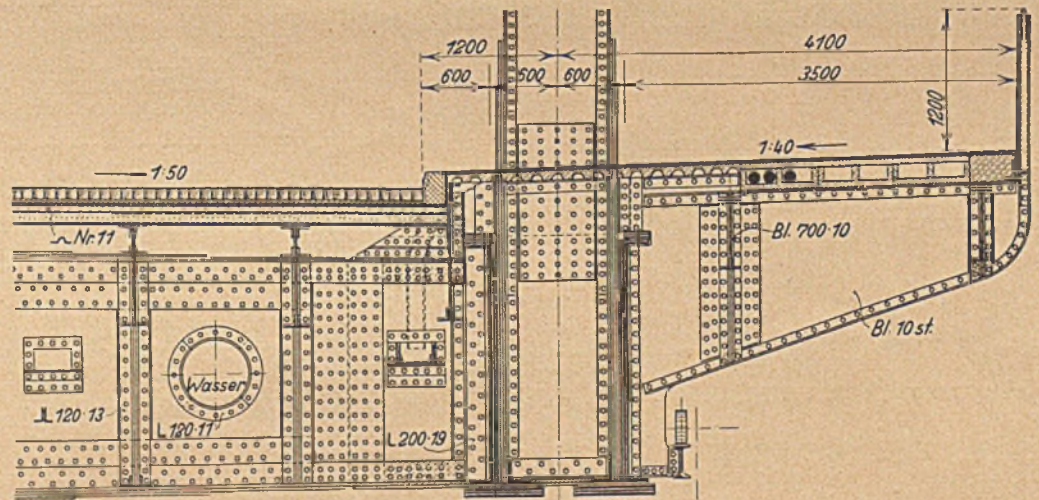


Abb. 45. „Stufenweise“. Normaler Querträger der Hauptstromöffnung.

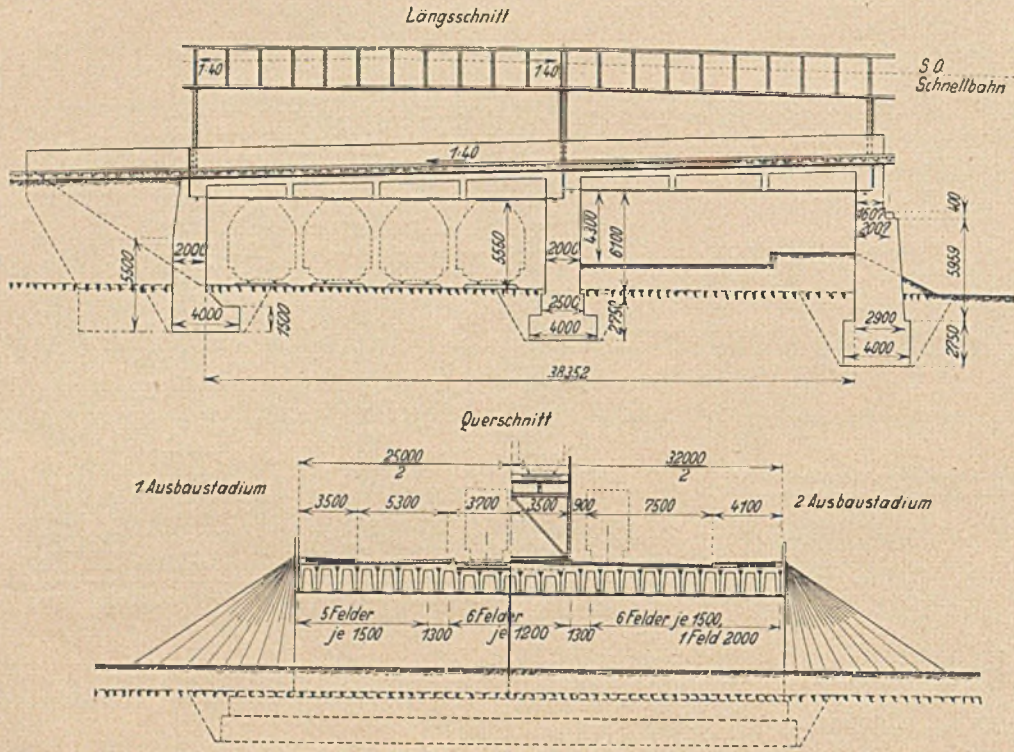


Abb. 46. „Stufenweise“. Überbrückung der Deichstraße und Hafenbahn.

Die größte lotrechte Durchbiegung der Hauptträger unter der Verkehrslast beträgt in Brückenmitte wie bei den beiden Bogenbrückenentwürfen der Verfasser 120 mm.

Einteilung und Ausbildung des Fahrbahnrostes und der Fahrbahnabdeckung entsprechen genau den von denselben Verfassern stammenden Entwürfen der großen Bogenbrücken (Abb. 40 und 45). Der Hauptquerträgerabstand beträgt ebenfalls 11,9 m, nur bei den beiden äußeren linksrheinischen Fachwerkbrücken von 66 m Stützweite verringert er sich auf 11 m. Auch hier sind an den Gelenkpunkten der Hauptträger außer den in Abständen von 60 bis 70 m befindlichen Fahrbahnfugen größere Dehnungsschlitze vorgesehen. Die Konstruktionshöhe beträgt 2,9 m. Aus Abb. 46 ist die Überbrückung der Hafenbahn und Deichstraße ersichtlich, und zwar im zweiten Ausbau, bei welchem die Schnellbahn auf einer beson-

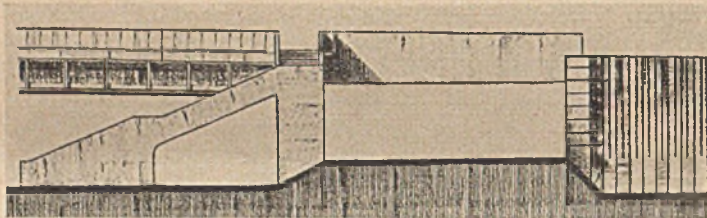


Abb. 47. „Stufenweise“. Überbrückung der Mülheimer Freiheit.

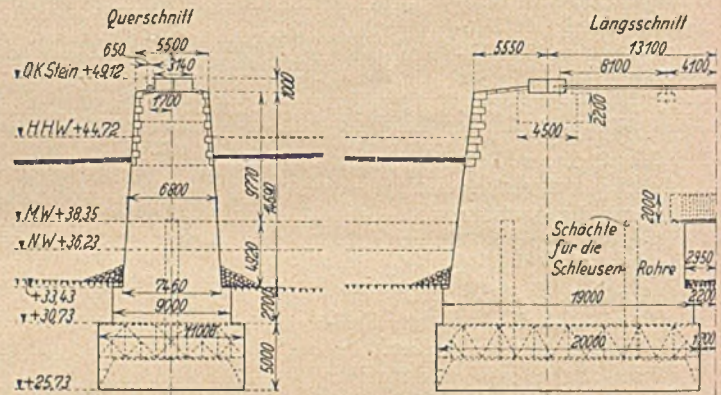


Abb. 49. „Stufenweise“. Pfeiler VIII.

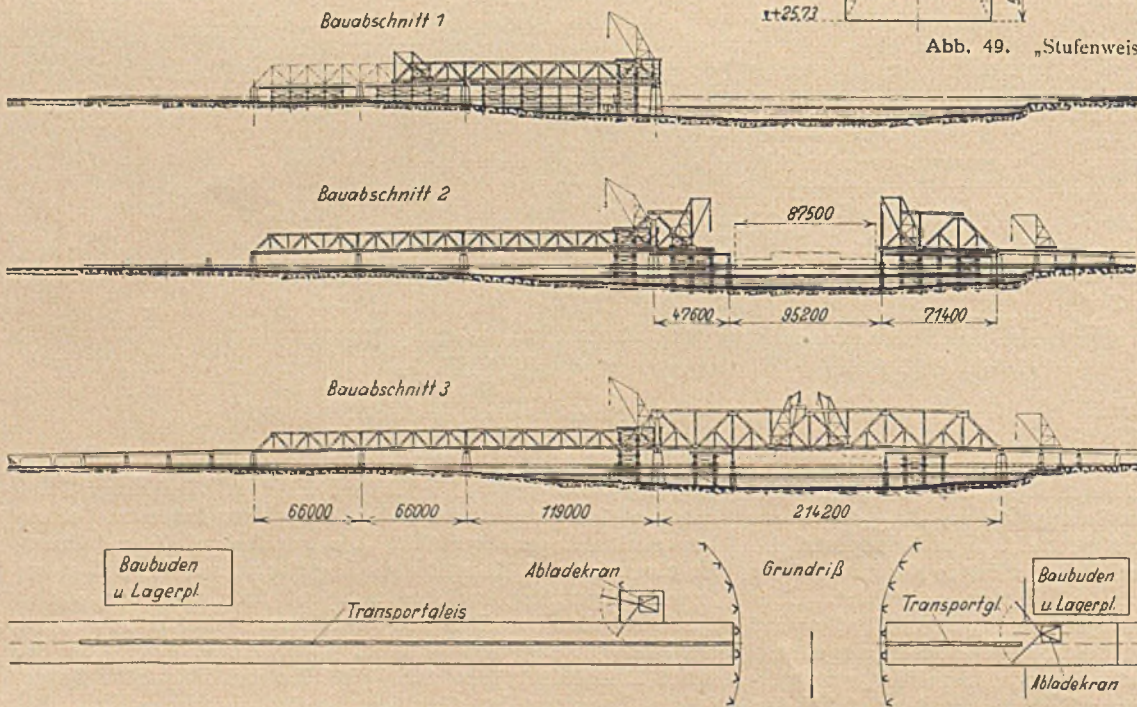


Abb. 48. „Stufenweise“. Bauvorgang.

deren Eisenkonstruktion allmählich hochgeführt werden soll. Abb. 47 zeigt die Überbrückung der Mülheimer Freiheit.

In den beiden Stromöffnungen wird je ein elektrisch angetriebener, auf besonderen Längsträgern außerhalb der Hauptträgeruntergurte verfahrbarer Besichtigungswagen angeordnet.

Während die Flutbrücken und die kleinere Stromöffnung von festen Gerüsten aus aufgestellt werden, sollen die vier mittleren Felder der Hauptöffnung von beiden Seiten aus

gleichzeitig frei vorgebaut werden, wobei das Gelenk an der Auflagerung der eingehängten Hauptöffnung auf den Kragarmen behelfsmäßig geschlossen werden muß (Abb. 48).

Die Pfeiler I bis V und X können in offener, Pfeiler VI und IX in abgespundeter Baugrube unter Wasserhaltung (Schüttbetonsohle), Pfeiler VII und VIII müssen dagegen mittels eiserner Luftdrucksenkästen gegründet werden (Abb. 49).

Für den Hauptentwurf ist als Baustoff St 48 vorgesehen. Bei zwei nach den gleichen Grundsätzen wie bei den Bogen-

brücken ausgearbeiteten Sondervorschlägen ergeben sich Gesamtkostenersparnisse von 11 v. H., bzw. bei der Ausführung in Siliziumstahl von rd 15 v. H.

Auch dieser Entwurf stellt eine technisch einwandfreie, sehr beachtenswerte Lösung dar, doch erscheint von schönheitlichen Gesichtspunkten aus ein derartiger Parallelträger für die vorliegenden Verhältnisse weniger geeignet, wenn man dabei noch berücksichtigt, daß weder eine größere Steifigkeit, noch eine ausschlaggebende Kostenersparnis (im Mittel 7 v. H.) gegenüber den Bogenbrücken erzielt worden sind.

(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Theorie statisch unbestimmter Rahmentragwerke und eine neue Vorzeichenregel.

Von Dr.-Ing. Josef Vinzenz, Prag.

Unter dieser Überschrift erschien vom Verfasser in der internen Zeitschrift der Bauunternehmung Pittel & Brausewetter, Prag, in einer Festnummer zum 80. Geburtstag des jüngst verstorbenen Seniorchefs der Firma, Ing. Viktor Brausewetter, ein Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Rahmentragwerke, der nachstehend in unverändertem Wortlaute unseren Lesern mitgeteilt wird. Das mitgeteilte Verfahren ist schon einige Jahre erprobt und mit größtem Vorteil verwendet worden. Angeregt wurde die Arbeit durch einen von Prof. Dr.-Ing. W. Gehler in der Festschrift zum 80. Geburtstage von Otto Mohr veröffentlichten Aufsatz. — Als statisch unbestimmte Größen werden Knoten- und Stabdrehwinkel eingeführt. Neu ist in der Arbeit die gewählte Vorzeichenregel, die wesentlich dazu beiträgt, das Verfahren für die praktische Verwendung wertvoll zu machen.

Im Schrifttum der Statik findet man die statisch unbestimmten Rahmentragwerke in allgemeinen und Sonderabhandlungen so reich vertreten, daß es in der wissenschaftlichen Fachwelt schon als verpönt gilt, über Rahmen noch etwas zu schreiben. Ich möchte aber trotzdem einen weiteren Beitrag zur Berechnung der Rahmentragwerke bringen, u. zw. aus folgenden Gründen:

1. In meiner Lehr- und Berufspraxis habe ich häufig die Erfahrung gemacht, daß viele Statiker vor allem mit den „Vorzeichen“ auf bösem Kriegspfade leben. Es ist nicht zu leugnen, daß die in manchen Abhandlungen gewählten Vorzeichenregeln bei verwickelteren Systemen zu viel Denkarbeit erfordern, und ich wollte diese Mehrbelastung durch Einführung einer neuen Vorzeichenregel vollständig ausschalten, was mir auch, wie ich glaube, in dem nachstehend mitgeteilten Verfahren gelungen ist.

2. Die Auswahl der statisch unbestimmten Größen, als welche bekanntlich sowohl innere Kräfte als auch Formänderungen gewählt werden können, und besonders die gute Auswahl derselben macht manchem große Schwierigkeiten, die ich im Berechnungsverfahren auch beseitigen wollte. Als statisch unbestimmte Größen werden Formänderungen eingeführt, weil sich über solche von vornherein leichter als über Kräfte und Momente bestimmte Aussagen machen lassen, die geeignet sind, den Grad der statischen Unbestimmtheit herabzudrücken, wodurch naturgemäß an Rechenarbeit gespart wird.

3. Die Entwicklung der Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der statisch unbestimmten Größen soll ohne große Zwischenrechnungen und langwierige Ableitungen möglich sein. Nach unserem Verfahren können sie sozusagen sofort fertig angeschrieben werden.

A) Statisch unbestimmte Größen.

Als statisch unbestimmte Größen werden gewählt die Knotendrehwinkel φ und die Stabdrehwinkel ψ .

Unter Knotendrehwinkel verstehen wir den Winkel, um welchen sich irgend ein Knoten des Rahmenwerkes nach der Belastung in der Tragwerksebene gedreht hat. Unter Stabdrehwinkel verstehen wir den Winkel, um welchen sich die Verbindungslinie der Endpunkte eines Stabes gegen die ursprüngliche Stellung nach der erfolgten Belastung gedreht hat. Durch die Größen φ und ψ ist die Beanspruchung jedes Stabes im Fachwerk bekannt (Abb. 1).

Einer vollkommenen Einspannung (meist im Auflagerknoten) entspricht $\varphi = 0$.

Eine symmetrische Belastung eines symmetrisch gebauten Rahmentragwerkes bedingt für sämtliche Stäbe $\psi = 0$. Die Knotenpunkte haben eben keine Verschiebung erfahren. Sich entsprechende symmetrisch gelegene Knotenpunkte weisen außerdem entgegengesetzt gleich große Knotendrehwinkel auf.

Man erkennt, daß für manche Größen φ und ψ von vornherein bestimmte Aussagen gemacht werden können. Beispielsweise ist für den in Abb. 2 dargestellten symmetrischen Fall

$$\varphi_4 = -\varphi_1, \varphi_3 = -\varphi_2, \varphi_8 = -\varphi_5$$

und

$$\varphi_7 = -\varphi_6, \text{ außerdem alle } \psi = 0.$$

Bei gleichhohen Rahmenstielen ist für sämtliche Stäbe eines Stockwerkes $\psi = \text{konstant}$. (Bei symmetrischer Ausbildung und Belastung $\psi = 0$.)

Bei ungleichhohen Stielen eines Stockwerkes berechnet sich infolge der Tatsache, daß alle Knoten des durchlaufenden Riegels

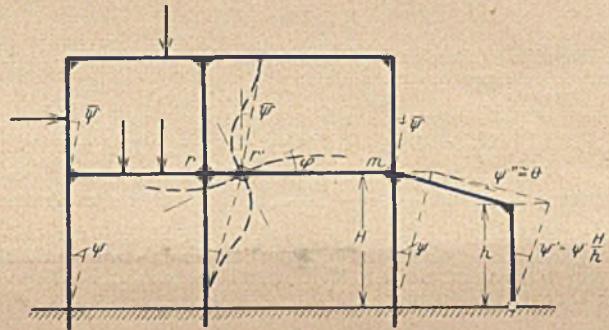


Abb. 1.

gleich große wagerechte Verschiebungen mitmachen, der Drehwinkel eines Stabes aus dem Drehwinkel des vorangegangenen Stabes mit der einfachen Beziehung $\psi' = \psi \frac{H}{h}$ (siehe Abb. 1).

Bei gleich hohen Stielen, also wagerechten Riegeln, ist der Drehwinkel des Riegels überall gleich Null. Bei ungleich hohen Ständern hat sich ein Riegel mathematisch genau genommen um eine Kleinigkeit gedreht. Dieser Drehwinkel ist aber, weil er eine Funktion der Drehwinkel der senkrechten Stäbe ist und diese selbst sehr kleine Größen darstellen, so untergeordnet, daß er ohne weiteres vernachlässigt werden kann. Man begeht dadurch keinen Fehler, das Verfahren sinkt dadurch nicht auf eine Näherungsberechnung herunter. Den Beweis wollen wir uns erübrigen.

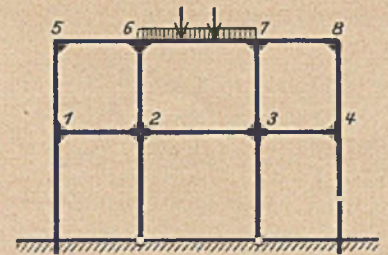


Abb. 2.

B) Vorzeichenregel.

Die Einspannmomente der Fachwerkstäbe und die Drehwinkel werden nach derselben Richtung genommen mit einheitlichen Vorzeichen versehen, und zwar:

Positive Momente drehen am herausgeschnittenen Knoten (Abb. 3) dem Uhrzeigersinne entgegen, an den Schnittstellen der angrenzenden Stäbe daher im Uhrzeigersinne.

Der Knotendrehwinkel ist positiv, wenn sich der Knoten im Uhrzeigersinne dreht.

Der Stabdrehwinkel ist positiv, wenn sich der Stab im Uhrzeigersinne dreht.

Bei dieser Vorzeichenregel für die Momente ist es ganz gleichgültig, ob man es mit einem linken oder rechten oberen oder unteren Stabende zu tun hat. Ein Irrtum ist also schwer möglich.

C) Beziehung zwischen Einspannmomenten und den Drehwinkeln.

Die Einspannmomente eines Stabes lassen sich bekanntlich unter Verwendung des Mohrschen Satzes als Funktion der Belastung und der Einspannungswinkel (Tangentendrehwinkel) ausdrücken (Abb. 4). Unter Voraussetzung positiver Einspannmomente im Sinne unserer Vorzeichenregel ist

$$E J \tau_r = M_{rm} \frac{1}{3} - M_{mr} \frac{1}{6} + \frac{F(1-x)}{1}$$

$$E J \tau_m = M_{mr} \frac{1}{3} - M_{rm} \frac{1}{6} + \frac{F x}{1}$$

Weil nun aber

$$\tau_r = \varphi_r - \psi; \tau_m = \varphi_m - \psi,$$

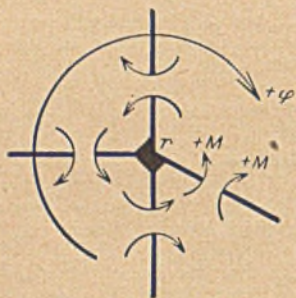


Abb. 3.

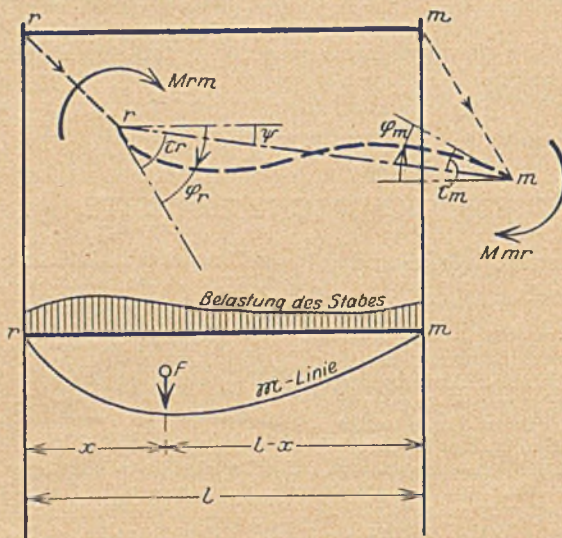


Abb. 4.

Bei einer vollen Einspannung des vom Auflager ausgehenden Stabes ist $\varphi = 0$, bei einer gelenkigen Auflagerung ist wieder $M = 0$ oder nach Formel 1 der Knotendrehwinkel des Auflagerknotens durch den Stabdrehwinkel und den Drehwinkel des benachbarten Knotens ausdrückbar. Man kann also sagen, daß die Auflagerknoten keine Unbekannten in die Rechnung bringen. Beim Abzählen der statisch unbestimmten Größen sind also die Auflager nicht zu berücksichtigen.

Die Anzahl der erforderlichen Bestimmungsgleichungen ist natürlich ebenso groß wie die Anzahl der zu bestimmenden Drehwinkel φ und ψ . Wie schon früher erwähnt, sinkt der Grad der statischen Unbestimmtheit der zu behandelnden Aufgabe durch die mögliche bestimmte Voraussage über einzelne Unbe-

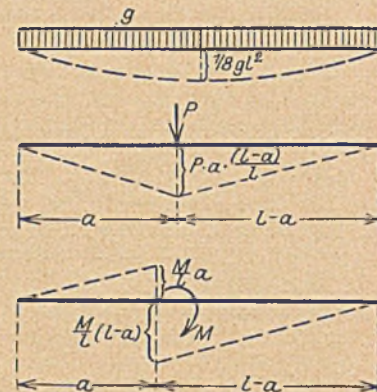


Abb. 5.

so ergeben sich nachstehende Formeln für die Berechnung der Einspannmomente eines Rahmenstabes:

$$I) \begin{cases} M_{rm} = -S_{rm} + k(2\varphi_r + \varphi_m - 3\psi) \\ M_{mr} = +S_{mr} + k(2\varphi_m + \varphi_r - 3\psi) \end{cases}$$

wenn darin gesetzt wurde $k = \frac{2 E J}{l}$ als Abhängige vom Trägheitsmoment und der Länge des Stabes und S den Einfluß der äußeren Belastung des Stabes darstellt. Mit den Bezeichnungen in der Abb. 4 und wenn F den Inhalt der Momentenfläche des freiaufliegenden Trägers bedeutet, ist nämlich:

$$S_{rm} = 2 F \frac{2l - 3x}{l^2}$$

$$S_{mr} = 2 F \frac{3x - l}{l^2}$$

Im besonderen erhält man mit den Bezeichnungen in Abb. 5

a) für gleichmäßig verteilte Vollbelastung des Stabes

$$S_{rm} = S_{mr} = \frac{g l^2}{12}$$

b) für eine Einzellast an beliebiger Stelle

$$S_{rm} = \frac{P(1-a)^2 a}{l^2}; S_{mr} = \frac{P(1-a) a^2}{l^2};$$

c) für ein äußeres positiv drehendes, an beliebiger Stelle angreifendes Moment:

$$S_{rm} = -M \left(\frac{4a}{l} - 3 \frac{a^2}{l^2} - 1 \right);$$

$$S_{mr} = -M \left(\frac{2a}{l} - 3 \frac{a^2}{l^2} \right).$$

Für den unbelasteten Stab ist naturgemäß S gleich Null.

D) Statische Unbestimmtheit und notwendige Bestimmungsgleichungen.

Im allgemeinen ist der Grad der statischen Unbestimmtheit gegeben durch die Anzahl der Knoten bzw. der Knotendrehwinkel und durch die Anzahl der Stäbe bzw. Stabdrehwinkel. Mit ihrer Kenntnis ist ja durch die Formel I die Momentenverteilung im Rahmenwerk bestimmt. Die Querkräfte und Axialkräfte ergeben sich aus den Einspannmomenten der Stäbe in bekannter Weise. Bezüglich der Auflagerung des Rahmenwerkes ist aber zu sagen:

kannte oft um ein beträchtliches herunter. Der in Abb. 6 unter a) dargestellte Gelenkrahmen ist von Haus aus siebenfach statisch unbestimmt. Wir benötigen jedoch nur die Kenntnis der fünf Knotendrehwinkel φ_1 bis φ_5 und eines Stabdrehwinkels ψ , der für alle senkrechten Stiele gleich groß ist. Der Stabdrehwinkel der wagerechten Stäbe ist Null. Also im ganzen sechs Unbekannte.

Der unter b) dargestellte zweistöckige Stockwerksrahmen ist neunfach statisch unbestimmt. Erforderlich ist bei ganz allgemeiner Belastung die Kenntnis der sechs Knotendrehwinkel φ_1 bis φ_6 und der drei Stabdrehwinkel der drei Stockwerke, im ganzen also neun Unbekannte. Bei symmetrischer Belastung ist natürlich

$$\varphi_6 = -\varphi_1, \varphi_5 = -\varphi_2, \varphi_4 = -\varphi_3, \text{ alle } \psi = 0.$$

Es sind also nur drei Unbekannte, wir brauchen nur drei Gleichungen.

Im Beispiel c) der Abb. 6 haben wir einen achtzehnfach statisch unbestimmten mehrstöckigen Stockwerksrahmen. Nach unserem Ver-

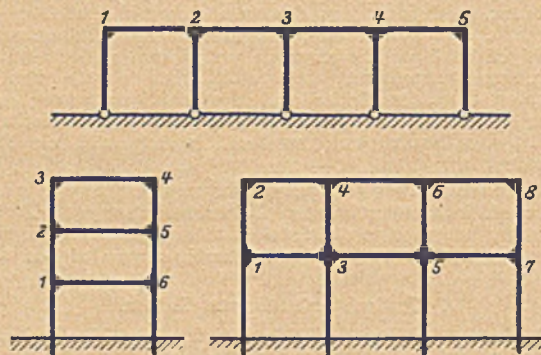


Abb. 6 a, b, c.

fahren brauchen wir die acht Knotendrehwinkel und die zwei Stabdrehwinkel der beiden Stockwerke, im ganzen also nur zehn Unbekannte. Bei symmetrischer Ausbildung und Belastung genügt es, φ_1 bis φ_3 zu kennen, alle ψ sind Null, wir haben nur vier Unbekannte, also nur vier Bestimmungsgleichungen erforderlich.

E) Die Bestimmungsgleichungen der statisch unbestimmten Größen.

Schneidet man aus dem Rahmenwerk einen Knoten heraus und bringt an den Schnittstellen die Einspannmomente der abgeschnittenen Stäbe als äußere Momente an, so müssen diese untereinander im Gleichgewicht sein. Daraus ergibt sich bereits die erste Gruppe

unserer Bestimmungsgleichungen, deren Anzahl ebenso groß ist, wie die Anzahl der Knoten oder der zu bestimmenden Knotendrehwinkel. Sie lautet also einfach:

$$II) \quad \sum M = 0.$$

Wir nennen sie Knotengleichung.

Führt man durch sämtliche Ständer eines Rahmens einen horizontalen Schnitt (Abb. 7), so hat man an den Schnittstellen der Ständer die Querkräfte H anzubringen, um das Gleichgewicht in wagerechtem Sinne wieder herzustellen. Es muß nun die Summe aller

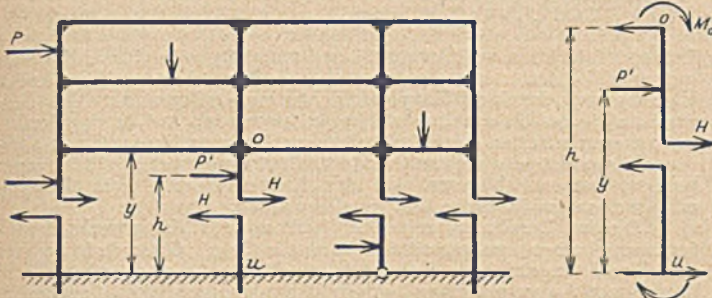


Abb. 7.

dieser Kräfte mit der allfälligen wagerechten äußeren Belastung im Gleichgewicht stehen. Da diese Querkräfte aber durch das Kopf- und Fußmoment des betreffenden Stieles ausdrückbar sind, so erhält man als die zweite Gruppe unserer Bestimmungsgleichungen

$$III) \quad \sum \frac{M_o + M_u}{h} + \sum P + \sum P' \frac{y}{h} = 0.$$

Wir nennen diese Gleichung „Schnittgleichung“. Sie läßt sich für jedes Stockwerk, also ebenso viel mal aufstellen, als wir Stabdrehwinkel zu bestimmen haben. Fällt die wagerechte Belastung weg, so lautet die Gleichung einfach

$$\sum \frac{M_o + M_u}{h} = 0.$$

In der Gleichung III sind die äußeren Kräfte P und P' positiv einzusetzen, wenn sie von links nach rechts wirken. Die Kräfte P' sind die im geschnittenen Stockwerk, die Kräfte P die in den darüber liegenden Stockwerken angreifenden wagerechten Kräfte.

Führt man nun in die Bestimmungsgleichungen II und III die Einspannmomente M als Funktion der Drehwinkel φ und ψ laut Formel I ein, so sind damit die für die Berechnung dieser Winkel erforderlichen Gleichungen in brauchbarer Form aufgestellt, nach deren Auflösung mittels der Formel I die Momentenverteilung des Rahmenwerkes festgelegt werden kann.

Die Formeln I sind so einfach und anschaulich gebaut, daß man sie leicht auswendig merken kann; die Gleichungen II und III sind unsere alten statischen Grundgesetze, so daß es bei kleiner

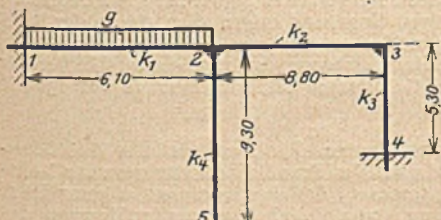


Abb. 8.

Übung gelingt, die Bestimmungsgleichungen in der notwendigen durch φ und ψ ausgedrückten Form sofort ohne besondere Zwischenrechnungen fertig zur Auflösung anzuschreiben. Wir versuchen dies an zwei Beispielen:

1. Beispiel.

Der in Abb. 8 dargestellte Rahmen

ist sechsfach statisch unbestimmt. Infolge der Lagerung ist eine Verschiebung der Knoten im wagerechten Sinne unmöglich, es sind also alle $\psi = 0$. Wegen vollkommener Einspannung in die

II.	1.	$\varphi_1 \cdot 2(k_1 + k_2 + k_4) + \varphi_2 k_2 +$	$\varphi_4 k_4$	$=$	$\psi_1 \cdot 3 k_1 + \psi_2 \cdot 3 k_2$
	2.	$\varphi_1 k_2 + \varphi_2 \cdot 2(k_2 + k_3) + \varphi_3 k_3$	$=$	$\psi_2 \cdot 3 k_2$	
	3.	$\varphi_2 \cdot 2 k_3 + \varphi_3 (2 k_3 + k_5) + \varphi_4 k_5$	$=$	$\psi_2 \cdot 3 k_3$	
	4.	$\varphi_1 \cdot 2 k_4 + \varphi_3 k_5 + \varphi_4 \cdot 2(2 k_4 + k_3 + k_6) =$	$\psi_1 \cdot 3 k_6 + \psi_2 \cdot 3 k_5$		
III.	5.	$\varphi_1 \cdot 6 k_1 + \varphi_2 \cdot 6 k_2 + \varphi_3 \cdot 3 k_3 + \varphi_4 \cdot 3 k_6 =$	$\psi_1 \cdot 6(2 k_1 + k_6) - H P$		
	6.	$\varphi_1 \cdot 6 k_2 + \varphi_2 \cdot 3 k_3 + \varphi_4 \cdot 3 k_5 =$	$\psi_2 (12 k_2 + 6 k_3) - H P$		

Aus Symmetriegründen ist $\varphi_5 = \varphi_2$; $\varphi_6 = \varphi_1$, was hier berücksichtigt wurde.

Fundamente bleiben als Unbekannte nur die Drehwinkel der Knoten 2 und 3. Die zwei Knotengleichungen lauten:

Für den Knoten 2

$$M_{21} + M_{25} + M_{23} = 0$$

oder mit Formel I

$$\varphi_2 (2 k_1 + 2 k_4 + 2 k_2) + \varphi_3 k_2 + S_{21} = 0.$$

Für den Knoten 3

$$M_{32} + M_{34} = 0$$

oder mit Formel I

$$\varphi_2 k_2 + \varphi_3 (2 k_2 + 2 k_3) = 0.$$

Da in den Stabkonstanten $k = \frac{2 E J}{l}$ der Wert $2 E$ für alle Stäbe konstant ist, kann er in der Rechnung weggelassen werden. Will man ein Vergleichträgheitsmoment J_0 einführen, so kann man statt der obigen die Werte $k = \frac{J}{J_0 l}$ einsetzen, ohne am Resultat etwas zu ändern.

In unserem Beispiel seien die so berechneten Stabkonstanten

- $k_1 = 0,120$
- $k_2 = 0,0835$
- $k_3 = 0,400$
- $k_4 = 0,066$

Die gleichmäßig verteilte Belastung des ersten Feldes sei $g = 1$ t/m, daher

$$S = \frac{1}{12} g l^2 = 3,10 \text{ tm.}$$

Die Bestimmungsgleichungen lauten daher:

$$\begin{aligned} \varphi_2 \cdot 0,539 + \varphi_3 \cdot 0,0835 &= -3,10 \\ \varphi_2 \cdot 0,0835 + \varphi_3 \cdot 0,967 &= 0. \end{aligned}$$

daraus folgt $\varphi_2 = -5,85$; $\varphi_3 = +0,505$, und laut Formel I berechnen sich die Momente mit:

- $M_{12} = -5,85 \cdot 0,12 = -3,10 = -3,80 \text{ tm,}$
- $M_{21} = -2 \cdot 5,85 \cdot 0,12 + 3,10 = +1,70 \text{ tm,}$
- $M_{23} = (-11,7 + 0,505) 0,0835 = -0,93 \text{ tm,}$
- $M_{35} = -11,70 \cdot 0,0662 = -0,77 \text{ tm,}$
- $M_{32} = -(1,01 - 5,85) 0,0835 = 0,40 \text{ tm,}$
- $M_{34} = 0,8 \cdot 0,505 = 0,40 \text{ tm,}$
- $M_{43} = 0,4 \cdot 0,505 = 0,20 \text{ tm,}$
- $M_{52} = -5,85 \cdot 0,0662 = -0,38 \text{ tm.}$

M_{33} und M_{34} sind entgegengesetzt gleich groß, das verlangt auch das Gleichgewicht am Knoten. Es ist ferner als Kontrolle

$$M_{21} + M_{23} + M_{25} = 0.$$

M_{21} ergibt sich positiv, d. h. am herausgeschnittenen Stab dreht dieses Einspannungsmoment im Rechtssinne. Nach der für Balken üblichen Vorzeichenregel ist dieses ein negatives Moment.

M_{12} ist negativ, es dreht also am Stab im entgegengesetzten Uhrzeigersinne. Hier stimmt also die Vorzeichenregel mit der beim Balken üblichen überein.

2. Beispiel.

Der Stockwerksrahmen laut Abb. 9 ist mit einer wagerechten Kraft P belastet. Die Stabkonstanten k sind in die Abb. eingetragen. Unbekannt sind die Knotendrehwinkel φ_1 bis φ_4 und die Stabdrehwinkel ψ_1 und ψ_2 der zwei Stockwerke. Der Leser versuche die nachstehend aufgestellten Bestimmungsgleichungen mit möglichst wenig Zwischenrechnung selbst zu entwickeln:

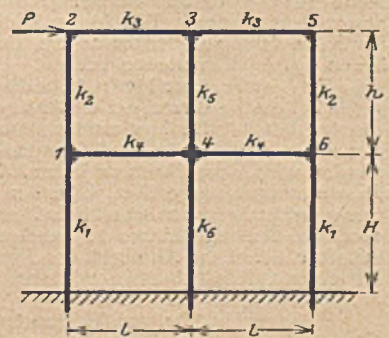


Abb. 9.

Für die Auflösung der Bestimmungsgleichungen ist es von großem Vorteil, wenn die Stabbeiwerte „ k “ möglichst abgerundet eingesetzt werden. Es ist doch im oben gebrachten Zahlenbeispiel ebenso genau, wenn statt mit $k_2 = 0,0835$ nur mit $k_2 = 0,08$ und ebenso statt mit $k_4 = 0,066$ nur mit $k_4 = 0,07$ gerechnet wird, wenn man bedenkt, daß die durch die Armierung bedingte Unveränderlichkeit des Querschnittes, dann der Einfluß der Knotenausbildung in der Rechnung gar nicht erfaßt werden kann. Aus Obigem geht hervor, daß man

auch ein beliebiges Vielfaches der Beiwerte k , ohne das Resultat zu ändern, zur Auflösung der Gleichungen verwenden kann. Im genannten Zahlenbeispiel könnte man also die Stabkonstanten auch so wählen: $k_1 = 12$, $k_2 = 8$, $k_3 = 40$, $k_4 = 7$. Es ist einleuchtend, daß durch Beseitigung der Dezimalen und durch Abrundung der Beiwerte die aufzulösenden Bestimmungsgleichungen bedeutend übersichtlicher werden und die dann zu leistende Rechenarbeit sich bedeutend angenehmer gestaltet.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Neue Polizeiverordnungen über die Einrichtung und den Betrieb von Aufzügen. Auf Grund eingehender Beratungen zwischen Vertretern des Reiches, der Länder, des Verbandes der Aufzugsfabrikanten, der Berufsgenossenschaften, der Dampfkessel-Überwachungsvereine usw. ist eine Musterpolizeiverordnung über die Einrichtung und den Betrieb von Aufzügen aufgestellt worden, die inzwischen von der Mehrzahl der Länder in unverändertem Wortlaut übernommen und den für den Erlaß von Polizeiverordnungen zuständigen Stellen bekannt gegeben worden ist.

Unter diese „Aufzugsverordnung“ fallen auch Schachtgerüstbauaufzüge und offene Bauaufzüge ohne Schachtgerüst, die maschinell angetrieben und bei Bauten oder Abbrucharbeiten zur Beförderung von Baustoffen benutzt werden und ihren Aufstellungs-ort dementsprechend wechseln (Bauaufzüge). Sie sind der Verordnung allerdings nur unterworfen, wenn ihre Hubhöhe mehr als 2 m beträgt und das Fördergerät fest zwischen Führungen bewegt wird. Bauaufzüge, die lediglich von Hand betrieben werden, werden von der Verordnung hingegen nicht erfaßt.

Während bei allen andern Arten von Aufzugsanlagen für Änderungen der baulichen Teile neben der Genehmigung — d. h. der nachträglichen Zustimmung — der zuständigen Baupolizeibehörde eine Anzeige über die beabsichtigte Änderung an die von dem zuständigen Ministerium bestellten Aufzugsfachverständigen erforderlich ist, wird für Bauaufzüge vorgeschrieben, daß eine Anzeige nur bei der erstmaligen Aufstellung und bei Änderungen des maschinellen Teiles erfolgen muß. Der Sachverständige hat alsdann zu entscheiden, ob die geplante Änderung auch bei der Baupolizeibehörde anzeigepflichtig ist.

In der Verordnung ist als allgemeine Norm vorgesehen, daß die Bauaufzüge in bezug auf Bauart, Ausführung und Ausrüstung den von den Baugewerks-Berufsgenossenschaften in den Unfallverhütungsvorschriften aufgestellten technischen Grundsätzen sowie den anerkannten Regeln der Wissenschaft und Technik entsprechen. Für Bauaufzüge wird im einzelnen weiterhin bestimmt, daß an jedem Aufzug an sichtbarer Stelle ein Schild anzubringen ist, das den Namen des Herstellers, das Jahr der Fertigung und die Fabriknummer trägt. Außerdem sollen die von den Berufsgenossenschaften erlassenen technischen Grundsätze in der Nähe der Aufzüge angebracht werden.

Hinsichtlich des Betriebes von Bauaufzügen ist im Gegensatz zu den weitergehenden Vorschriften für alle anderen Arten von Aufzügen lediglich angeordnet, daß die mit der Einrichtung und dem Betrieb der Aufzugsanlagen betrauten Personen mindestens 16 Jahre alt und mit den Betriebsvorschriften und der Bedienung vertraut sein müssen. Als Anlage sind dem Muster zu den Polizeiverordnungen Betriebsvorschriften angefügt, die grundsätzlich für alle Arten von Aufzügen gelten, von denen ein Teil aber auf die Verhältnisse im Baubetrieb nicht ganz zutreffen dürfte. Sie können hier im einzelnen nicht besprochen werden. Ein Abdruck dieser Betriebsvorschriften soll in der Nähe des Bauaufzuges an den dem allgemeinen Verkehr zugänglichen Ladestellen aushängen.

Bei der erstmaligen Aufstellung eines neu beschafften Bauaufzuges hat die Baufirma, der die Anlage gehört, eine Prüfung (Abnahme) durch einen hierfür bestimmten Aufzugsfachverständigen, der in der Regel von dem zuständigen Dampfkessel-Überwachungsverein gestellt werden wird, vornehmen zu lassen. Für die Abnahme sind besondere Bestimmungen vorgesehen. Über den Befund der Prüfung ist durch den Sachverständigen eine schriftliche Bescheinigung auszustellen, die einem von dem Aufzugsbesitzer zu beschaffenden Untersuchungsbuch vorzulegen ist. Eine Abschrift der Abnahmebescheinigung muß der zuständigen Polizeibehörde sowie dem zuständigen Gewerbeaufsichtsbeamten zugeleitet werden.

Eine regelmäßig vom Unternehmer zu veranlassende laufende Überwachung ist im Gegensatz zu allen anderen Arten von Aufzügen für Bauaufzüge nicht vorgesehen. Es ist nicht erforderlich, Bauaufzüge, die beim Inkrafttreten der Verordnung in Gebrauch waren, noch nachträglich dem Sachverständigen zur Prüfung anzumelden, sofern die Anlage auf Grund schon bestehender Polizeiverordnungen bereits einmal abgenommen wurde. Neue in Aufstellung begriffene Bauaufzüge müssen dem Sachverständigen hingegen zur Abnahmeprüfung binnen sechs Wochen angemeldet werden. Ausnahmen zu der Musterverordnung können von der Polizei nur im Benehmen mit der zuständigen Baugewerks-Berufsgenossenschaft angeordnet werden.

Nach einer der Verordnung angefügten Ausführungsanweisung gehören aufzugsähnliche Einrichtungen, die z. B. lediglich zur Beschickung von Maschinen, z. B. Betonmischmaschinen, dienen, ferner

Transportbänder usw., nicht zu den Bauaufzügen im Sinne der Verordnung. Weiterhin ist vorgesehen, daß die Bauaufzüge einer laufenden Überwachung durch die Baupolizeibehörde unterliegen, ohne daß hierfür Schritte des Unternehmers erforderlich wären. Auf Antrag der Berufsgenossenschaften oder der Aufzugsfachverständigen können allerdings Bauaufzüge einer außerordentlichen Untersuchung unterzogen werden, namentlich wenn von der Baupolizei erhebliche Unregelmäßigkeiten im Betriebe festgestellt wurden.

Die im Benehmen mit dem Verband der Baugewerks-Berufsgenossenschaften aufgestellten technischen Grundsätze für maschinell angetriebene Bauaufzüge gelten nur für Anlagen, die künftig von Aufzugsfabriken hergestellt werden, nicht aber für schon im Gebrauch befindliche Aufzüge. In diesen technischen Vorschriften sind einige Bestimmungen enthalten, die über die bisherigen Anforderungen hinausgehen. So darf z. B. die Betriebsgeschwindigkeit des Fahrkorbes bzw. des Fördergefäßes nicht mehr als 1,5 m/sek. betragen. Das Triebwerk muß so beschaffen sein, daß die für den Aufzug festgelegten Betriebsgeschwindigkeiten in beiden Bewegungsrichtungen, also auch bei der Abfahrt, nicht überschritten werden können. Bei Haltstellung der Steuerung muß jede Bewegung des Fahrkorbes sicher verhindert sein usw.

Weiterhin sollen die Fördertrommeln künftig mit schraubenförmigen Rillen zur Ausnahme des Seils versehen sein, eine Anforderung, der die bisher im Gebrauch befindlichen Aufzüge meist nicht entsprechen dürften. Die Drehrichtung für An- und Abfahrt muß an der Aufzugsmaschine kenntlich gemacht sein. Die Fahrkörbe, für die im allgemeinen einfache Tragmittel genügen, müssen so umwehrt sein, daß das Ladegut nicht abstürzen kann. Sofern Wagen auf die Plattform des Fahrkorbes gerollt werden sollen, muß für sie eine nicht wegnehmbare Feststellvorrichtung vorgesehen sein. Falls vom Standort des Bedienungspersonals aus die Lade- und Entladestellen nicht übersehen werden können, ist eine Anzeigevorrichtung vorzusehen, die den jeweiligen Stand des Fahrkorbes erkennen läßt. Weiterhin sehen die technischen Vorschriften noch besondere Bestimmungen für Schachtgerüstbauaufzüge vor, die hier nicht im einzelnen erörtert werden können. Hinsichtlich der offenen Bauaufzüge ist lediglich bestimmt, daß in jedem Stockwerk ein 1 m hohes Geländer zu schaffen ist, welches die Fahrbahn allseitig in solchen Abständen umgibt, daß Menschen an diese nicht herangelangen können. Hiervon kann nur abgesehen werden, wenn in anderer Weise für die Absperrung der Fahrbahn gesorgt ist.

Die vorstehenden Ausführungen enthalten keine erschöpfende Darstellung der zahlreichen detaillierten Bestimmungen, sie sollen lediglich einen allgemeinen Überblick über den Inhalt und die Bedeutung der neuen „Aufzugsverordnung“ verschaffen. Es wird sich daher empfehlen, daß alle Bauunternehmungen sich über den Inhalt der in ihrem Gebiet erlassenen Polizeiverordnung über die Einrichtung und den Betrieb von Aufzügen eingehend informieren, der in der Regel der vorstehend geschilderten Musterverordnung entsprechen wird. Es sei bemerkt, daß für die Nichtbefolgung der Betriebsvorschriften für Bauaufzüge von der Polizei Geldstrafen bis zum Betrage von 150 RM verhängt werden können.

Arbeiterkontrolleure auf Bauten. Ein Runderlaß des Wohlfahrtsministers. In einem Runderlaß des Preussischen Ministers für Volkswohlfaht wird darauf hingewiesen, daß der in einem früheren Erlaß angeordneten Einstellung von Arbeiterkontrolleuren auf Bauten noch nicht überall die ihr zukommende Bedeutung beigemessen wird und daß bei der Entscheidung über die Schaffung derartiger Stellen vielfach falsche Gesichtspunkte mitwirken.

Wie der Amtliche Preussische Pressedienst einem neuen Erlaß des Ministers entnimmt, sind die Arbeiterkontrolleure für die Aufgaben der Unfallverhütung, nicht für die Prüfung der standsicheren Ausführung der Bauwerke in baupolizeilicher Hinsicht, bestimmt. Für jene Zwecke seien sie besonders geeignet, weil sie die Arbeiten am Bau, die Gepflogenheiten von Unternehmern und Arbeitern und die praktisch bedeutsamsten Mängel des Bau- und Gerüstmaterials aus eigener Erfahrung kennen. Wo die Baupolizeibehörden die Arbeiterkontrolleure an Stellen in Tätigkeit treten ließen, in denen sie auf Grund ihrer Vorbildung wirken konnten, habe die Praxis günstige Ergebnisse gezeigt. Auch das Vertrauen der ehemaligen Arbeitskollegen zu den Kontrolleuren würde von günstiger Einwirkung auf das Zusammenarbeiten sein. Die Tätigkeit der Arbeiterkontrolleure hat sich auf eine allgemeine Aufklärung über die der Arbeiterschaft drohenden Berufsgefahren zu erstrecken und daneben die derartigen Gefahren gegen-

über oft bestehende Gleichgültigkeit zu bekämpfen. Da die Zahl der Baukontrollen noch verhältnismäßig gering ist, soll das Aufsichtspersonal entsprechend vermehrt werden; bei schwierigen Konstruktionen usw. ist neben den Arbeiterkontrolleuren eine Unfallkontrolle durch die Baupolizeibeamten selbstverständlich nicht entbehrlich.

Bei der Bestellung der Arbeiterkontrolleure ist eine richtige Auswahl der geeigneten Persönlichkeiten von ausschlaggebender Wichtigkeit. Es sind nur Männer geeignet, die sich den Arbeitgebern gegenüber wirksam durchsetzen können und über eine langjährige praktische Erfahrung verfügen. Der Minister ersucht die nachgeordneten Behörden zum Schluß seines Erlasses, auch weiterhin der Verbesserung des Bauarbeiterschutzes mit Hilfe der Einstellung von Arbeiterkontrolleuren durch die Gemeinden ihr besonderes Augenmerk zuzuwenden.

Die Bautätigkeit in den größeren Städten im Jahre 1926. (Nach „Wirtschaft und Statistik“. Vergl. auch „Bauingenieur“ 1926, Heft 49, S. 956.) Der Reinzugang an Gebäuden in 86 Groß- und Mittelstädten hielt sich 1926 mit 26 422 auf der gleichen Höhe wie im Vorjahre (1925 = 26 241). Wenn trotzdem die gesamte Bautätigkeit 1926 die des Vorjahres nicht erreichte (was aus der Statistik der Arbeitslosigkeit im Baugewerbe deutlich hervorgeht), so liegt das daran, daß im Jahre 1926 gegenüber 1925 einer erheblichen Zunahme der Wohnungsbautätigkeit (+ 30%) ein starker Rückgang der industriellen Bautätigkeit (- 47%) gegenübersteht. Der Reinzugang an Wohnungen ist im Jahre 1926 mit 74 258 um fast 50% größer als 1925 (50 504). Ein Vergleich der Bautätigkeit in den Großstädten mit der in den Mittelstädten zeigt, daß gegenüber 1925 der Reinzugang an gewerblichen und wirtschaftlichen Gebäuden in den Großstädten stärker gesunken ist als in den Mittelstädten, andererseits aber auch der Reinzugang an Wohngebäuden in jenen in erheblich größerem Maße zugenommen hat als in diesen. Die nachstehende Tabelle I bringt die entsprechenden Zahlen für Vierteljahrsabschnitte, und zwar getrennt für a = 45 Großstädte und b = 48 Mittelstädte.

Tabelle I.

	Reinzugang an					
	Gebäuden insgesamt		davon Wohngebäuden		Wohnungen	
	a	b	a	b	a	b
1. Vierteljahr	5 022	1 190	3 695	907	12 765	2 410
2. „	4 710	1 060	3 651	790	13 886	2 347
3. „	4 955	1 159	3 971	869	14 935	2 754
4. „	6 939	1 843	5 867	1 466	21 243	5 015
1926	21 626	5 252	17 184	4 032	62 829	12 526

Im Durchschnitt enthielten die neu hinzugekommenen Wohngebäude in den Großstädten 3,7 Wohnungen gegenüber 3,2 im Vorjahre, in den Mittelstädten 3,1 gegenüber 3,0 Wohnungen. Der Bau von Kleinhäusern hatte also — besonders in den Großstädten — eine Abnahme zu verzeichnen; außerdem ist auch die Durchschnittsgröße der Wohnungen zurückgegangen. In den kleineren Gemeinden war die Wohnungsbautätigkeit nur ganz wenig größer als 1925, und auch in den Mittelstädten war die Zunahme nicht bedeutend. Auf Grund der bisher vorliegenden Angaben kann man schätzungsweise annehmen, daß der Reinzugang an Wohnungen im Deutschen Reich sich 1926 auf etwa 220—230 000 Wohnungen belaufen hat.

Die Verteilung der Bautätigkeit auf die einzelnen Monate des zweiten Halbjahres 1926 zeigt die nachstehende Tabelle II, in der a = 43 Großstädte und b = 47 Mittelstädte berücksichtigt sind. (Die Monatszählungen vom Januar 1927 ab umfassen 45 Großstädte und 48 Mittelstädte, wie auch bereits die Vierteljahrsübersicht in Tabelle I.)

Tabelle II.

1926	Reinzugang an					
	Gebäuden insgesamt		davon Wohngebäuden		Wohnungen	
	a	b	a	b	a	b
Juli	1 688	276	1 387	190	4 995	647
August	1 286	427	1 022	324	3 921	1 039
September	1 546	399	1 229	300	4 894	979
Oktober	1 975	567	1 676	447	6 101	1 720
November	1 848	710	1 545	563	6 010	1 722
Dezember	2 514	525	2 242	425	7 900	1 420

Zur Arbeitsmarktlage. (Vergl. Heft 11, S. 192.) Die Besserung der allgemeinen Beschäftigungslage, die in der zweiten Hälfte Februar einsetzte, schreitet weiterhin fort. Der Hauptanteil an der Entlastung des Arbeitsmarktes entfällt auf die Außenberufe, vor allem die Landwirtschaft und das Baugewerbe, in denen die jahreszeitmäßig bedingte

Nachfrage große Zahlen Arbeitsuchender abrufft. Über die Saisonursachen hinaus hielt die Belegung in der Maschinen- und Metallindustrie sowie im Spinnstoff- und Bekleidungsgerber weiter an. Wie aus der nachfolgenden Tabelle hervorgeht, ist die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der Erwerbslosenfürsorge von Mitte Februar bis Mitte März sehr stark, nämlich um 323 000, zurückgegangen. Daß hiervon nur ein sehr geringer Anteil auf Ausgesteuerte zu rechnen ist, zeigen die Statistik der Krisenfürsorge, nach der sich die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der gleichen Zeit nur um 30 500 (von 192 800 auf 223 300) erhöht hat, und die Berichte der Arbeitsnachweise, die Mitte März einen Abgang von 255 000 Arbeitsuchenden gegenüber dem Vormonat melden. Die neuerliche Zunahme der bei Notstandsarbeiten Beschäftigten, auf die zuletzt besonders hingewiesen war, hielt in verstärktem Maße an. Rechnet man zu den Notstandsarbeitern der produktiven Erwerbslosenfürsorge die der Krisenfürsorge (Mitte März 27 900) hinzu, so ist mit einer Gesamtzahl von 176 800 die größte jemals gemeldete Zahl von Notstandsarbeitern (170 100 im Mai 1926) bereits überschritten.

Monatsmitte	Hauptunterstützungsempfänger		Arbeitsuchende bei den Arbeitsnachweisen	Notstandsarbeiter
	Anzahl	% der Krankenkassenmitglieder		
Januar 1927. . .	1 839 900	11,2	2 361 600	94 740
Februar 1927. . .	1 761 000	10,7	2 352 200	110 930
März 1927. . . .	1 438 300	9,0	2 097 600	148 900
(März 1926. . . .)	2 016 590	12,7	2 478 600	133 330

Wie bereits angedeutet, entwickelte sich seit Ende Februar die Belegung des Arbeitsmarktes im Baugewerbe besonders schnell und stark. Infolge der überall rege einsetzenden Bautätigkeit findet seit etwa einem Monat auf den Arbeitsnachweisen eine lebhaftere Vermittlung von Bauarbeitern statt, und zwar für die einzelnen Fachberufe ziemlich gleichmäßig. Die Zahl der arbeitsuchenden Facharbeiter ist von Mitte Februar bis Mitte März im Baugewerbe von 244 900 auf 183 900 (i. V. 209 000) und in der Industrie der Steine und Erden von 52 700 auf 43 700 (i. V. 56 000) zurückgegangen. Arbeitslose Fach- und Hilfsarbeiter sind fast überall noch in großer Zahl vorhanden; Fälle, in denen Facharbeiter örtlich nicht ausreichend beschafft werden konnten, blieben vereinzelt und haben bisher keine Bedeutung über den Landesamtsbezirk hinaus erlangt.

Über die Entwicklung der Arbeitslosigkeit im Baugewerbe innerhalb der einzelnen Bezirke geben am besten die Erhebungen des Deutschen Bauwerksbundes Aufschluß. Nach diesen Feststellungen ist in der Zeit vom 14. Februar bis zum 14. März die Zahl der arbeitsuchenden Mitglieder des Bauwerksbundes insgesamt um 14% gesunken (von 45,5 auf 31,5%). Erheblich höhere Senkungsziffern haben die Bezirke Thüringen, Pommern, Württemberg und Mecklenburg (26—31%), erheblich niedrigere Rheinland-Westfalen, Oberbayern, Hessen, Hessen-Nassau und Baden (2—8%). Im einzelnen betragen die Prozentsätze der arbeitslosen Bauarbeiter beim Deutschen Bauwerksbund:

in	am	
	14. 2.	14. 3.
Ostpreußen	89,1	79,5
Schlesien	64,4	46,9
Rheinland	48,1	42,1
Niederbayern	56,0	38,4
Baden	42,8	35,0
Thüringen	64,2	33,8
Freistaat Sachsen	44,3	31,8
Hessen, Hessen-Nassau	39,3	31,6
Pommern	61,2	31,5
Oberbayern	38,3	31,4
Württemberg	58,0	29,7
Berlin, Brandenburg	44,8	29,7
Mecklenburg	49,4	23,3
Provinz Sachsen	38,9	22,9
Westfalen	23,2	21,2
Hamburg, Schleswig-Holstein	28,7	17,0
Hannover	31,7	16,6 *
Bremen, Oldenburg usw.	32,2	14,6

Behörden und Inseratenwerbung. Den Vorstellungen des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. ist es gelungen, daß der Reichsverkehrsminister in einem im Reichsverkehrsblatt Nr. 1 veröffentlichten Erlaß vom 29. Dezember 1926 zur Frage der aufdringlich betriebenen Inseratenwerbung wie folgt Stellung genommen hat:

„Aus Kreisen der Bauindustrie ist über eine vielfach aufdringlich betriebene Werbung für baugewerbliche Fachzeitschriften, Adreßbücher und dergleichen Klage geführt worden. In manchen Fällen werde durch Druckschriften und durch mündliche Angaben der Ver-

lagsbeauftragten der Eindruck erweckt, als trage das vom Verlage herausgegebene Werk amtlichen oder halbamtlichen Charakter und werde von den Behörden besonderer Wert auf die Herausgabe gelegt. Einen besonderen Mißstand stellt es dar, wenn gutgläubig mitgeteilte Verzeichnisse von Unternehmungen, die im behördlichen Auftrage gearbeitet haben, dazu benutzt werden, um bei anderen Firmen die Inseratenwerbung mit dem Anschein zu betreiben, als ob die Beteiligung bei Ausschreibungen und die Erlangung von Aufträgen durch die Aufnahme in die Veröffentlichungen des Verlages bedingt sei. Zur Beseitigung dieser Übelstände ist es geboten, daß seitens der Behörden der Reichswasserstraßenverwaltung in bezug auf die Werbung für Fachzeitschriften, Adreßbücher und ähnliche Unternehmungen äußerste Zurückhaltung geübt wird."

	Januar	Februar	März
Reichslebenshaltungsindex	144,6	145,4	144,9
Großhandelsindex: insges.	135,9	135,6	135,0
Baustoffe	149,7	151,0	155,1
	2. 3.	9. 3.	16. 3.
	23. 3.	30. 3.	6. 4.
Großhandelsindex	135,6	135,5	135,0
Index für Baustoffe	154,1	155,1	155,2

Rechtsprechung.

Kein Nachprüfungsrecht der ordentlichen Gerichte gegenüber Beschlüssen des Betriebsrats. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 18. Januar 1927. III 37/26.) Dem Kläger war von der Gewerkschaft, bei der er als Steiger in Diensten stand, zu einem bestimmten Termin gekündigt worden. Der Angestellten- und Betriebsrat hatte der Kündigung zugestimmt.

Das Reichsgericht hält das Verlangen des Klägers auf Unwirksamkeitserklärung der Kündigung, Wiedereinstellung und Fortzahlung des Gehalts für unberechtigt. Wenn auch der Beschluß des Betriebsrats unter Nichtbeobachtung von Verfahrensvorschriften (unterlassen der rechtzeitigen Bekanntgabe und Fehlen der Mitteilung der Tagesordnung) zustande gekommen ist, so ist das ordentliche Gericht trotzdem nicht berechtigt, in dieser Richtung in eine Prüfung einzutreten. Es genügt, daß ein ordnungsmäßiger Beschluß des Betriebsrats vorliegt, daß nicht etwa Angestellte, die nicht Mitglieder des Betriebsrats waren, mitgewirkt haben. Hat der Betriebsrat ordnungsmäßig der Kündigung zugestimmt, so kann die Rechtmäßigkeit der Kündigung nicht hinterher im Verfahren vor den ordentlichen Gerichten in Frage gestellt werden.

Aufwertung von Bereicherungsansprüchen. (Entscheidung des Reichsgerichts, V. Zivilsenat, vom 13. Oktober 1926 — V. 61/26.) Wird ein Kaufvertrag, weil von der zuständigen Behörde nicht genehmigt, unwirksam, so muß der Verkäufer den vorausbezahlten Kaufpreis an den Käufer herausgeben, insoweit er bereichert ist. Ist seit der Zahlung Geldentwertung eingetreten, so besteht eine Verpflichtung des Empfängers zur Aufwertung des ihm grundlos zugegangenen Geldbetrages nur insoweit, als es ihm gelungen ist, den erhaltenen Betrag in eine wertbeständige Vermögensanlage umzuwandeln und als ständigen Zuwachs seines Vermögens zu erhalten. Einer wertbeständigen Anlage in Sachwerten steht es gleich, wenn der Empfänger das Geld vor seiner Entwertung zur Bestreitung notwendiger Bedürfnisse oder zur Bezahlung von Schulden verwendet hat. Fehlt es an einer Bereicherung in diesem Sinne, so kommt eine Aufwertung des fehlenden Bereicherungsanspruchs nicht in Frage.

Beschränkte Bedeutung kaufmännischer Bestätigungsschreiben. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenats, vom 14. Januar 1927 — II. 185/26.) Die Beklagte hatte der Klägerin auf Grund mündlicher und fernmündlicher Verhandlungen 1500 Feldstecher verkauft, und zwar nach Behauptung der Beklagten unter der Bedingung, daß die estländische Regierung oder eine dieser unterstellte Behörde die Abnehmerin sei. Diese Bedingung fehlte sowohl in dem Bestätigungsschreiben der Klägerin, das auf die fernmündliche Unterhaltung Bezug nimmt, wie auch in dem Bestätigungsschreiben der Beklagten. Die Klägerin verkaufte die Feldstecher an eine G. m. b. H., deren Abnehmerin eine Londoner Firma war. Die Beklagte verweigerte die Lieferung.

Das Reichsgericht hat die Klage der Käuferin auf Schadensersatz abgewiesen. Kaufmännische Bestätigungsschreiben nach einem vereinbarten Vertragsschluß müssen zwar alles Wesentliche enthalten. Enthält das Bestätigungsschreiben eine wichtige Vertragsbedingung gar nicht, oder verändert, so darf die Empfängerin nicht schweigen, andernfalls gilt der Vertrag entsprechend dem Bestätigungsschreiben als abgeschlossen. Jedoch steht der Empfängerin der Gegenbeweis offen, daß etwas anderes vereinbart ist. Im vorliegenden Fall war der Klägerin der Geschäftsgrundsatz der Beklagten, nur an die estländische oder eine andere Regierung zu verkaufen, auf Grund der Verhandlungen vor Vertragsschluß bekannt. Das Bestätigungsschreiben der Klägerin hatte auf diese Verhandlungen Bezug genommen. Es war daher der Gegenbeweis der Beklagten gegen das Bestätigungsschreiben zugelassen, daß die Bedingung der ausschließlichen Lieferung an ausländische Regierungen nur deshalb in das Bestätigungsschreiben nicht aufgenommen war, weil damals nicht feststand, ob etwa der Verkauf von Feldstechern an fremde Regierungen in größeren Mengen gegen die Bestimmungen des Versailler Vertrages verstoße.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Ortsgruppe Brandenburg.

Die D. G. f. B. ladet ihre Mitglieder zu den folgenden Veranstaltungen ein:

Dienstag, den 26. April d. Js., 7½ Uhr abends, pünktlich im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (großer Saal, I. Stock) Hauptversammlung der Ortsgruppe Brandenburg.

Tagesordnung: 1. Bericht über die Tätigkeit der Ortsgruppe und über sonstige geschäftliche Angelegenheiten. — 2. Zuwahl von Vorstandsmitgliedern.

Am gleichen Tage, abends 8 Uhr, im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (großer Saal, I. Stock).

Vortrag des Herrn Reichsbahnrat Backofen, Stettin, über „Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum rationalen Bauen“. Lichtbilder werden den Vortrag unterstützen. An den Vortrag wird sich voraussichtlich eine Aussprache anschließen. Eintritt frei. Gäste willkommen.

Am Donnerstag, den 28. April d. Js., findet eine Besichtigung der im Bau begriffenen neuen Straßen-Hängebrücke über den Humboldthafen statt. Treffpunkt pünktlich 3 Uhr am Eingang der Baustelle, nahe Lehrter Hauptbahnhof (Abfahrtseite) an der Ecke Wilhelm- und Friedrich-Karl-Ufer.

Verbindungen: Straßenbahn bis Lehrter Bahnhof, Straßenbahnlinien: 11, 12, 13, 14, 15, 21, 44, 56, Omnibuslinien: 11, 19.

Ratgeber für die Berufswahl.

Der Ostertermin gibt uns Veranlassung, erneut auf den Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ hinzuweisen. Das Heftchen ist zum Preise von 60 Pfg. durch die Geschäftsstelle der D. G. f. B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu beziehen.

Nachträge und Berichtigungen zum Mitgliederverzeichnis des Jahrbuches der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Meiners, Reinhard, Dipl.-Ing., Reg.-Bauf. b. Wasserbauamt Wesermünde, Blexen (i. Oldenbg.) b. Nordenhamm.

Neuhäus, Walter, cand. ing., Charlottenburg 2, Studentenheim.

Neumann, Fritz, Reg.-Bmstr., Essen, Virchowstr. 108.

Pistor, Lutz, Dr.-Ing., München, Pariser Str. 18.

Richardi, Günther, Dipl.-Ing., Nord-Südbahn, A.-G., Charlottenburg 4, Wielandstr. 10.

Schäffer, Emil, Dipl.-Ing., Prokurist u. Obering. d. Druckmüller G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg, Frankfurter Allee 249.

Schnitzer, Alfons J. M., Civil Engineer, Gulf Refining Co., Philadelphia, Pa., 1733 West Moyamensing Ave.

Schleidt, Jakob, Dipl.-Ing. Konstrukteur b. Babcock & Wilcox, Brooklyn-Ridgewood N. Y., 2015 Ralphstr. (U. S. A.)

Seeländer, Anton, Dipl.-Ing., Bitterfeld, Lindenstr. 12.

Sifuentes, David, cand. ing., Charlottenburg 2, Goethestr. 17, Portal II b. Bohne.

Spielhoff, Karl, Dipl.-Ing. (Heinrich Butzer, Dortmund), Niederraden Post Oberraden i. Westf.

Streit, Gerhard, Reg.-Bmstr. Nordd. Bauberatungsstelle des Deutschen Zementbundes, Hannover, Ägidienstr. 7.

Treiber, Fritz, Dipl.-Ing., Clouara Co., Clare Doonass - house (Irland).

von Vajda, Andreas, Dipl.-Ing., Baku, Werchn. Kladbischtschenskaja 23.

Vömel, Johannes, Dipl.-Ing., Hagen (Westf.), Emst, Am Wasserturm 6.

Wende, Wilhelm, Dipl.-Ing., Köln-Lindenthal, Immermannstraße 57 I.

Wurbs, Karl, Dipl.-Ing., Reg.-Bmstr. a. D., Statiker, Berlin Lichterfelde-W., Dürerstr. 24.

Ytshar, Aryeh, Dipl.-Ing., Alexandria (Ägypten) P. O. B. 611.