

des Trägers berücksichtigt. Es wird im allgemeinen etwas größer sein als das der Berechnung zugrunde gelegte $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$. Wir erhalten dann schließlich Gl. (4) in der Form:

$$(4a) \quad E' \delta_1 = E(P_1 \delta_{11} \dots + P_5 \delta_{15}) \text{ usw.}$$

Aus diesem Gleichungssystem erhalten wir dann die Unbekannten P_1 bis P_5 als Funktionen des dem Träger wirklich entsprechenden E' , also

$$P_1 = \psi_1 E' \dots P_5 = \psi_5 E'$$

In genau entsprechender Weise ermitteln wir nun die Ersatzlasten für die übrigen Hauptträger, nämlich P_6 bis P_{10} , P_{11} bis P_{15} und P_{16} bis P_{20} , indem wir wiederum die Enddrehwinkel und die Durchbiegungen der einzelnen Trägerpunkte messen. Wir erhalten dann schließlich alle Ersatzlasten für die einzelnen Hauptträger in der Form:

$$(5) \quad \begin{cases} P_1 = \psi_1 E' \dots P_5 = \psi_5 E' \\ P_6 = \psi_6 E' \dots P_{10} = \psi_{10} E' \\ P_{11} = \psi_{11} E' \dots P_{15} = \psi_{15} E' \\ P_{16} = \psi_{16} E' \dots P_{20} = \psi_{20} E' \end{cases}$$

Selbstverständlich muß aber nun die Summe der Ersatzlasten P_1 bis P_{20} gleich der aufgebrachten Versuchslast Q sein, nämlich beide gleich der Summe der lotrechten Auflagerdrücke, welche durch die zur Erzeugung der Enddrehwinkel α und β im ganzen angewendeten Momente keine Änderung erfährt. Wir erhalten also aus den Gl. (5)

$$\sum_{n=1}^{n=20} \psi_n E' = Q$$

oder

$$(6) \quad E' = \frac{Q}{\sum_{n=1}^{n=20} \psi_n}$$

Damit ergeben sich aus den Gl. (5) ohne weiteres die sämtlichen Ersatzlasten P_1 bis P_{20} , mittels derer die einzelnen Hauptträger als beiderseits eingespannte Träger zu berechnen sind, wobei natürlich die durch die gemessenen Enddrehwinkel α und β bedingten Beanspruchungen außerdem zu berücksichtigen sind.

Die Berechnung des hochgradig statisch unbestimmten Trägerrostes ist damit unter Benutzung der Meßergebnisse auf die Berechnung von vier einzelnen, beiderseits eingespannten, bei A fest und bei B beweglich gelagerten Balken zurückgeführt, die als einfachere Traggebilde aus dem verwickelten Gesamtsystem herausgeschält wurden.

Gl. (6) bedarf noch einer Erläuterung. Wäre das dem Tragwerk wirklich entsprechende E größer gewesen als das hier ermittelte E' , so wären sowohl die gemessenen Enddrehwinkel α und β als auch die gemessenen Werte δ_1 usw. und damit auch δ_1 usw. verhältnismäßig kleiner und damit auch die Werte ψ_1 bis ψ_{20} der Gl. (5), ermittelt aus Gleichungssystem (4a), verhältnismäßig kleiner geworden; an den Werten der Ersatzlasten P_1 bis P_{20} hätte sich also nichts geändert. Diese sind vielmehr, wie zu erwarten war, unabhängig von dem Elastizitätsmodul des Tragwerks. Diesen erhalten wir nur als Zwischenergebnis, für das Endergebnis, nämlich die durch die Enddrehwinkel und die Ersatzlasten verursachten Beanspruchungen, ist er ohne Belang.

Die Ermittlungen sind natürlich für verschiedene Belastungsfälle durchzuführen, wobei sich in den Gl. (2) nur die unabhängigen Glieder δ_1 bis δ_5 ändern. Zu bemerken ist noch, daß in Gl. (6) die Lastanteile von Q , welche unmittelbar auf die Auflager übertragen werden, ohne die Hauptträger zu beanspruchen, nicht mitgerechnet werden dürfen.

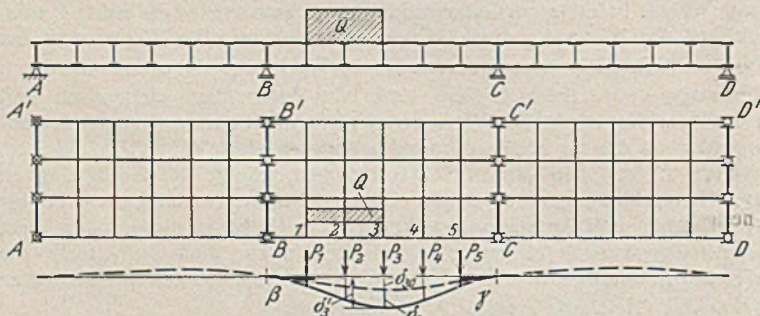


Bild 2. Durchlaufender Trägerrost.

Wir hätten in diesem Falle des einfachen Trägerrostes vermutlich ohne einen erheblichen Fehler zu machen, den Verdrehungswiderstand der Endquerträger vernachlässigen und dann als Hauptsystem die einzelnen Träger als Träger auf zwei Stützen auffassen können. Die Messung der Enddrehwinkel wäre dann nicht erforderlich gewesen. Aber der hier gewählte Weg führt ohne weiteres zu einer wesentlichen Erweiterung. Handelt es sich um einen durchlaufenden Trägerrost (Bild 2), so kann natürlich die Untersuchung einer beliebigen Öffnung, etwa BC , genau in der beschriebenen Weise unter Benutzung der bei B und C gemessenen Trägerdrehwinkel β und γ durchgeführt werden, solange es sich nur um Lasten handelt, die in der Öffnung selbst stehen. Sollen Laststellungen in den übrigen Öffnungen berücksichtigt werden, so werden wiederum

die bei B und C entstehenden Drehwinkel α und β gemessen und außerdem wieder die Durchbiegungen in den einzelnen Punkten. Auch hier kommen wir wieder zu den Gl. (5) entsprechenden Gleichungen, nur mit dem Unterschied, daß in diesem Falle, da sich ja zwischen B und C keine Lasten befinden, die Summe der ψ -Werte $= 0$ sein muß, ebenso der Wert Q , was zur Probe dienen kann. Der Wert E' würde sich dann nach Gl. (6) als unbestimmt ergeben, er ist indessen aus der Untersuchung der Laststellungen in der Öffnung selbst bekannt. Im allgemeinen wird man in diesen Fällen überhaupt auf die Ermittlung der Durchbiegungen und die darauf begründete Berechnung der Ersatzlasten verzichten können und sich mit der Messung der Enddrehwinkel und der Ermittlung der sich hieraus ergebenden Beanspruchungen begnügen können; d. h., man verzichtet dann auf die Berücksichtigung der Rostwirkung der unbelasteten Öffnung, was ich an anderer Stelle bei der rechnerischen Behandlung derartiger Trägerroste auch empfohlen habe²⁾.

Gerade derartig verwickelte Trägerrostkonstruktionen sind in früheren Jahren mehrfach gebaut, aber natürlich ohne Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querverbindungen berechnet worden, was in manchen Fällen gar nicht möglich sein dürfte. Vielfach handelt es sich um durchlaufende Fachwerkträger mit oberliegender Fahrbahn, welche, zu mehreren nebeneinanderliegend, untereinander durch kräftige Querkreuze verbunden sind. Die Lastverteilung dieser Querverbindungen zusammenwirkend mit den Querträgern rechnerisch zu erfassen, wird in den meisten Fällen kaum möglich sein, und es kann zur genaueren Untersuchung ihrer Standsicherheit das hier beschriebene Verfahren gute Dienste leisten.

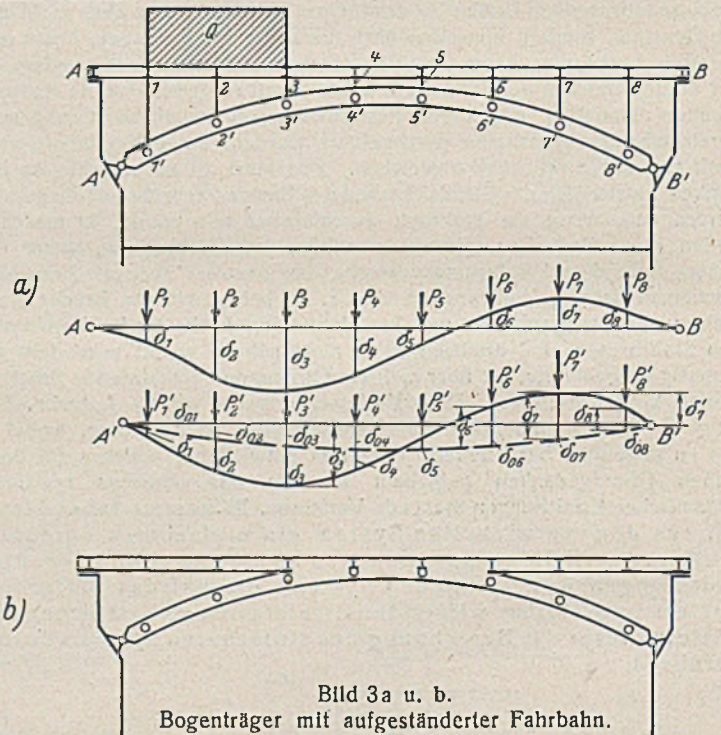


Bild 3a u. b.
Bogenträger mit aufgeständerter Fahrbahn.

Einer besonderen Erwähnung bedürfen in diesem Zusammenhange die Bogenbrücken nach Bild 3a. Hier ist oft der einen Teil der Fahrbahn bildende durchlaufende Streckgurt, welcher auch seinerseits besonders aufgelagert ist, so steif, daß er als elastischen Zwischenstützen gelagerter Balken einen Teil der Verkehrslasten unmittelbar aufnimmt, jedenfalls aber eine nennenswerte lastverteilende Wirkung auf den Bogen ausübt. Besonders wird das der Fall sein, wenn, wie es meistens aus Gründen mangelnder Bauhöhe der Fall ist, in den Mittelfeldern Bogen- und Balkenquerschnitt ineinander übergehen, die mittleren Felder also vollwandig sind (Bild 3b). Natürlich war diese Mitwirkung des Streckbalkens bei der Konstruktion der Brücke nicht beabsichtigt. Sie wurde als Sicherheit zugegeben. Dagegen ist nichts einzuwenden. Ihre Ermittlung ist aber von Wert, wenn es sich darum handelt, festzustellen, ob der Bogen noch standsicher ist oder nicht.

Bei der Untersuchung durch Biegemessungen am bestehenden Bauwerk behandeln wir, ebenso wie beim ebenen Trägerrost, die einzelnen Hauptträger, Bogen und Streckbalken für sich. Wir messen unter bestimmten Laststellungen genau die Senkungen der einzelnen Punkte 1 bis 8 des Streckbalkens und ebenso die Senkungen der Punkte 1' bis 8' der Bogenachse, die sich um die geringfügige Verkürzung der Ständer voneinander unterscheiden werden. Außerdem aber ist es erforderlich, etwaige Verschiebungen der Auflagerpunkte A' und B' gegeneinander genau festzustellen. Die gemessenen Senkungen der Punkte des Streckbalkens seien δ_1 bis δ_8 , die der Punkte der Bogenachse δ_1' bis δ_8' und die Vergrößerung der waagrecht gemessenen Entfernung der Auflagerpunkte gegeneinander Δ . Dann bestimmen wir durch Rechnung die Werte δ_{ik}

²⁾ Beitrag zur Behandlung von Trägerrosten. Bauing. 1934, Heft 3/4.

für den Zweigelenbogen und für den Streckbalken. Bei der Ausbildung nach Bild 3b wird man dabei das dem Streckbalken eigene Trägheitsmoment auch für den mittleren Teil annehmen und den Rest des Trägheitsmomentes dieses mittleren Teils dem Bogen beimessen. Sind nun P_1 bis P_8 die auf den Balken entfallenden Ersatzlasten, so erhalten wir für diese ein Gleichungssystem der Form (2). Bei dem Bogen stellen wir durch Rechnung zunächst die Senkungen δ_{10} bis δ_{80} fest, welche durch

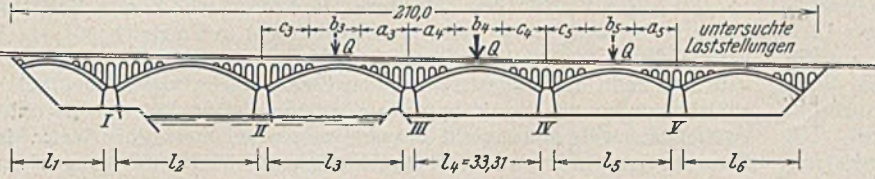


Bild 4. Bogenreihe über 6 Öffnungen mit Querkapellen.

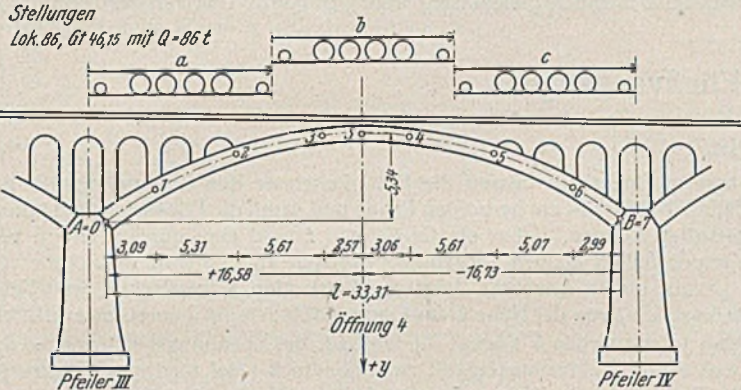


Bild 5. Belastungsschema.

Verschiebung der Auflagerpunkte gegeneinander um Δ bedingt sind. Mit den Differenzen $\delta_{10} - \delta_1'$ bis $\delta_{80} - \delta_8'$ erhalten wir die Werte δ_1 bis δ_8 für den Bogen, aus denen in Verbindung mit den Werten $\delta_{i,k}$ des Bogens wiederum ein Gleichungssystem der Form (2) für die Ersatzlasten des Bogens P_1' bis P_8' gebildet wird. Bei der weiteren Rechnung erhalten wir dann alle Ersatzlasten für Balken und Bogen wieder in der Form (5)

$$P_n = \psi_n E'$$

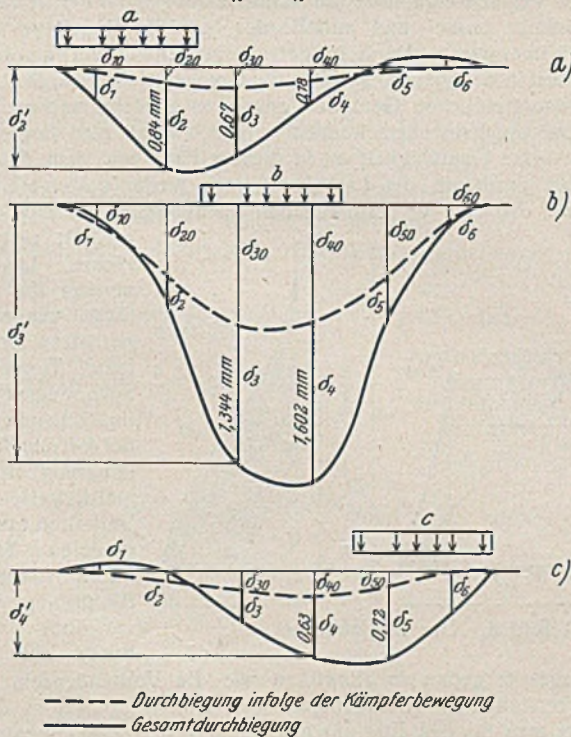


Bild 6a bis c. Ergebnisse der Biegemessungen.

Zur Bestimmung von E' dient wiederum die Bedingung (6), denn die Summe aller Ersatzlasten P_1 bis P_8 und P_1' bis P_8' muß gleich der auf das Tragwerk aufgetragenen Versuchslast Q sein, nämlich gleich der Summe aller senkrechten Auflagerdrücke $ABA'B'$, deren Summe durch die zur Spreizung des Bogens um Δ aufgewendete waagerechte Kraft keine Änderung erfahren hat.

Handelt es sich um einen Überbau mit zwei Hauptträgern, welcher genau mittig durch die Lasten eines Gleises belastet ist, so kann man sich wohl mit der Untersuchung eines Hauptträgers begnügen. Handelt es sich aber um außermittige Belastung oder hängen mehrere Hauptträger rostartig zusammen, was häufig der Fall ist, so muß die Untersuchung für jeden Hauptträger eines zusammenhängenden Überbaues

getrennt durchgeführt werden, und E' kann erst aus der Summe aller Ersatzlasten des zusammenhängenden Überbaues ermittelt werden, welche der aufgetragenen Last Q gleichzusetzen ist. Da meist alle Bogen eines Überbaues gleich ausgebildet sein werden, können für jeden Bogen und jeden Balken stets die gleichen Gleichungssysteme (4a) benutzt werden, in denen sich jeweils nur die unabhängigen Glieder ändern. Auf diese Weise kann selbst ein recht verwickeltes Tragwerk der Form 3a oder 3b,

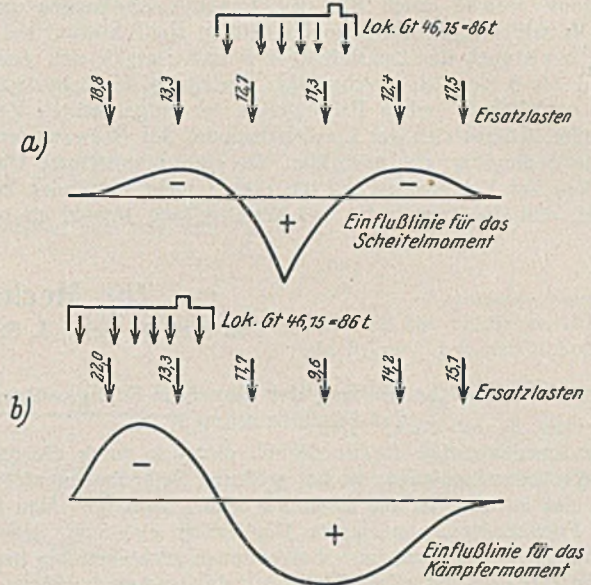


Bild 7a u. b. Vergleich der Versuchs- und Ersatzlasten.

wenn mehrere Träger noch rostartig verbunden sind, mit verhältnismäßig einfachen Mitteln genau hinsichtlich seiner Lastverteilung untersucht werden.

Hinsichtlich der Untersuchung des Tragwerkes der Form 3a könnte man einwenden, daß es einfacher sei, unter verschiedenen Laststellungen die Spannungen in den Ständern V_1 bis V_8 zu messen. Man hätte dann unter Berücksichtigung der Ständerquerschnitte ohne weiteres die Ersatzlasten P_1 bis P_8 , welche auf den Bogen wirken, während auf den Balken die umgekehrt gerichteten Kräfte und außerdem die aufgetragene Versuchslast wirken. Die Auflösung der Gl. (2) wäre dann unnötig. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß dann an jedem Ständer Messungen an vier Randpunkten erforderlich sind, deren Ergebnis unsicher ist, wenn es sich um zusammengesetzte Querschnitte handelt, wegen des unregelmäßigen Verlaufs der Spannungen im Nietbereich (Spannungsspitzen). Bei der wohl meistens vorliegenden Form 3b würde dieses Verfahren überhaupt wohl kaum anwendbar sein.

Diese Beispiele mögen zur Erläuterung der Anwendung des Verfahrens auf verschiedene Stahltragwerke genügen. Das Verfahren ist natürlich sowohl auf Stahltragwerke als auch auf Massivbauten ohne wesentlichen Unterschied anwendbar. In größerem Umfang praktisch durchgeführt wurde es vom Verfasser im Jahre 1936 an einer kontinuierlichen Bogenbrücke (Bild 4), also einem recht verwickelten System. Da es sich hier um ein Massivbauwerk aus Bruchsteinmauerwerk handelt, soll an dieser Stelle auf Einzelheiten der Messungen nicht eingegangen werden, sondern nur kurz der Gang des Verfahrens sowie die grundsätzlichen Ergebnisse mitgeteilt werden. Die vorliegenden Berechnungen, durchgeführt unter den üblichen vereinfachenden Annahmen, ohne Berücksichtigung der lastverteilenden, aussteifenden Wirkung der Querkapellenaufbauten, der Pfeilerverschiebungen usw., gaben zu berechtigten Bedenken hinsichtlich der Standsicherheit des Bauwerks unter den Betriebslasten Veranlassung, während der Befund des Bauwerks und gelegentliche Spannungsmessungen beruhigend wirkten. Eine genaue rein rechnerische Untersuchung des Bauwerks ist wohl auch mit allen neuzeitlichen Mitteln der Statik kaum durchführbar. Gemessen wurden in dem zu untersuchenden Bogen III—IV (Bild 5) die lotrechten Verschiebungen δ_1' bis δ_6' der Punkte 1 bis 6 bei verschiedenen Laststellungen a, b, c , sowie bei weiteren Laststellungen in den angrenzenden Öffnungen; ferner die waagerechten Verschiebungen und Verdrehungen der Kämpfer bei A und B , letzteres, um damit auch den Einfluß der angrenzenden Bogen zu erfassen. Meßbare senkrechte Verschiebungen der Kämpfer traten nicht ein. Nach besonders hierzu ausgearbeitetem Verfahren wurden dann rechnerisch bestimmt die Werte $\delta_{i,k}$ für die Punkte 1 bis 6 des beiderseits unverdrehbar und unverschieblich eingespannten Bogens, also die senkrechten Verschiebungen dieser Punkte. Die durch die gemessenen Kämpferverschiebungen und Verdrehungen bedingten senkrechten Verschiebungen wurden ebenfalls rechnerisch ermittelt und die daraus sich ergebenden Beanspruchungen des Bogens. Die Differenz der gemessenen senkrechten Verschiebungen δ_1' bis δ_6' und der durch Kämpferbewegung bedingten Verschiebungen δ_{10} bis δ_{60} ergab die der Ersatzlastenberechnung zugrunde zu legenden Verschiebungen δ_1 bis δ_6 (Bild 6a, b, c), mit welchen in Verbindung mit den errechneten $\delta_{i,k}$ -Werten die unmittelbar auf den

beiderseits fest eingespannten Bogen wirkenden Ersatzlasten P_1 bis P_6 nach einem Gleichungssystem der Form (2) bzw. (4a) ermittelt wurden. Unter Zugrundelegung dieser Ersatzlasten wurde der an beiden Kämpfern fest eingespannte Bogen in üblicher Weise berechnet; die Berechnung des ganzen Bauwerks war damit auf die Berechnung des eingespannten Bogens, also eines verhältnismäßig einfachen Tragwerks zurückgeführt. Besonders wurden natürlich berechnet die Beanspruchungen des Bogens, welche durch die gemessenen Verdrehungen und waagerechten Verschiebungen der Kämpfer bedingt sind. Sowohl bei der Laststellung a als auch den Laststellungen b und c ergab sich eine auf die Punkte 1 bis 6 ziemlich gleichmäßige Verteilung der Ersatzlasten, deren Summe natürlich in jedem Falle gleich der aufgetragenen Versuchslast sein mußte, woraus sich der Elastizitätsmodul des Bauwerks ergab. Die genannte Bedingung gilt auch hier, da eine unmittelbare Übertragung von Teilen der Versuchslast auf die Pfeiler nicht stattfinden kann. Das bedeutet, daß die Ersatzlasten bei Mittelstellung sowohl als bei Seiten-

stellung der Versuchslast sich wesentlich günstiger auf die positiven und negativen Beitragsstrecken der Einflußlinien des als Hauptsystem zugrunde gelegten eingespannten Bogens verteilen als die Versuchslast in den verschiedenen Stellungen (Bild 7a, b). Im Gegensatz zu den unter sehr vereinfachenden Annahmen früher aufgestellten Festigkeitsberechnungen erwies sich auf Grund dieser Untersuchungen die Brücke als für die darauf verkehrenden Lasten durchaus standsicher.

Auch der Einfluß des Eigengewichts kann nach diesem Verfahren bestimmt werden, indem man das Eigengewicht in Vergleich mit den in verschiedenen Stellungen aufgetragenen Versuchslasten setzt. Daraus erhält man dann die Ersatzlasten für das Eigengewicht, welche unmittelbar auf das angenommene Hauptsystem wirken. Das Ergebnis ist aber zweifelhaft, weil meist nicht bekannt sein wird, in welcher Weise das Bauwerk montiert wurde und inwieweit dabei Verbundwirkungen ausgeschaltet wurden. Das ist jedoch ohne Belang, da ja das Eigengewicht sich meist ziemlich gleichmäßig über das ganze Tragwerk verteilt.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Mechanik des Fließvorganges.

Von Prof. Dr. techn. J. Fritsche, Prag, Deutsche Technische Hochschule.

(Schluß aus Heft 16.)

3. Veränderlicher Beitrag der einzelnen Festigkeitsreste zur Fließhemmung H .

Die Annahme, daß die Fließlinien plötzlich durch die ganze Höhe des Balkens durchschießen, ist bei größeren Balkenhöhen nicht gut vertretbar und auch durch die Erfahrung nicht bestätigt. Man muß wohl in die Fließbedingung noch die Möglichkeit einbauen, daß die Fließhemmung H durch wachsende Balkenhöhen nicht beliebig hoch hinaufgetrieben werden kann. Der Kohäsionswiderstand an der Spannungsspitze wird eine obere Grenze dafür bilden, und es ist ganz gut denkbar, daß diese Grenze erreicht wird, bevor S so hoch gesteigert wurde, daß es die ganze Balkenhöhe durchstoßen kann. Die Folge davon wird sein, daß örtliche Gefügeveränderungen und Fließlinien begrenzter Tiefe auftreten. Dazu kommt noch, daß es nicht ganz verständlich erscheint, daß alle Festigkeitsreste $\sigma_F'(1 - \nu_y) - (\Delta\sigma_F - \Delta\sigma_{Fy})$ den gleichen Einfluß auf das Aufhalten des Fließbruchs haben können, da aus dieser Annahme folgt, daß der der Einbruchstelle gegenüberliegende Rand den größten Beitrag zu H liefert. Man würde eher vermuten, daß die unmittelbare Umgebung der Einbruchstelle die maßgebendste Stützung ausüben muß und daß diese Stützung dann nach irgendeinem Gesetz abklingt. Um dieser Überlegung Rechnung zu tragen, wird man noch eine Funktion einzuführen haben, die bewirkt, daß der unterstützende Einfluß einer Faser auf die Festigkeit des Werkstoffes an der Spannungsspitze um so wirksamer wird, je näher diese Faser an der Einbruchstelle liegt. Man hat demnach über der Querschnittfläche einen Einflußkörper aufzubauen, dessen Höhe überall dieser Wirkung verhältnismäßig ist. Man bekommt daraus die gesamte Fließhemmung H , wenn man ihn mit den Festigkeitsresten auswertet.

Die Einführung eines Einflußkörpers $K(y)$ steht in gewissem Gegensatz zu dem früher beschriebenen Fließmechanismus; er hat damit auch nichts unmittelbar zu tun und stellt einen weiteren Versuch vor, sich dem wirklichen Verhalten des Werkstoffes anzupassen. Er soll zusätzliche Erscheinungen erfassen, wie Gefügefehler aller Art, verfrühte innere Brüche, Oberflächenverletzungen beim Fließen usw., die sich mit wachsender Größe des Körpers immer stärker auswirken müssen; er soll daher die Möglichkeit geben, die Abweichungen des wirklichen Baustahlgefüges von der unter 1. angegebenen Idealisierung wiederzugeben und eine stetige Verbindung zur 2. Gefügeform zu schaffen. $K(y) \equiv 1$ entspricht daher der einen und $K(y) \equiv 0$ der anderen Grenzform.

Über die Form dieses Einflußkörpers ist nichts bekannt; er ist elastizitätstheoretisch nicht faßbar, denn die innere Ursache, die für seine Form verantwortlich ist, liegt im Gefügebau begründet. Irgendwelche Vorstellungen aus einem Spannungsfeld infolge örtlichen Kraft- oder Verschiebungsangriffs an der Stelle des Fließbruchs können zu keinen brauchbaren Ergebnissen führen. Das einzige, was man über ihn aussagen kann, ist, daß er an der Stelle des Fließbruchs ein Maximum haben muß, weil das Abklingen zunächst nur ganz allmählich erfolgen kann. Vergleichsrechnungen mit verschiedenen Funktionen $K(y)$ haben den geringen Einfluß seiner Form auf das Ergebnis gezeigt; in Bild 7 ist gestrichelt die Linie $\frac{\Delta\sigma_F}{\sigma_F}(\epsilon)$ eingetragen, die zu einem parabolisch ab-

klingenden Einflußkörper $\bar{K}(y) = \frac{(t-y)^2}{t^2}$ gehört. Es muß vorläufig von den Ansätzen ja nur gefordert werden, daß ihre Richtigkeit innerhalb des Streubereiches von σ_F liegt. Es wird daher kein grundsätzlicher Einspruch dagegen erhoben werden können, zunächst einmal eine mehr oder weniger willkürliche Wahl in bezug auf die Form des Einflußkörpers zu treffen.

Von größerer Wichtigkeit ist jedoch, daß er sich nicht beliebig tief in den Querschnitt hinein erstrecken kann, sondern immer nur auf eine von der Querschnittshöhe h nicht abhängige Tiefe t , die daher den Bereich

abgrenzt, innerhalb dessen die Festigkeitsreste den Zusammenbruch der Zementitplättchen am bedrohten Rande und damit die Fließschichtenbildung aufhalten können. Über die Größe von t wird man nur auf Grund von Versuchsreihen einigen Aufschluß gewinnen können (Bild 6).

Aus dieser Annahme folgt zunächst eine Abhängigkeit der Feldwirkung $\Delta\sigma_F$ von der Höhe h des Querschnitts; sie ist theoretisch erklärlich, denn in der Größe h kommt die Steilheit des Spannungsfalles bzw. der Grad seiner Ungleichmäßigkeit zum Ausdruck. Bei niedrigen Trägern ist die Steilheit groß, daher wahrscheinlich die Spitzenüberhöhung deutlicher, bei hohen Trägern gering, und es wird daher die Spitzenüberhöhung weniger ausgeprägt in Erscheinung treten. Die Abhängigkeit der Biegefließgrenze von der Höhe der Probekörper ist schon oft vermutet worden; daß sie durch Versuche von Thum⁷⁾ bisher nicht bestätigt wurde, ist noch kein ausreichender Grund, eine solche Möglichkeit völlig auszuschließen, dazu ist der Spielraum von 0 bis 4 cm, in dem sich diese Versuche bewegen, zu gering. Diese theoretisch begründete Forderung erklärt zunächst zumindest die Beobachtung, daß man bei Durchsicht der einschlägigen Versuchsergebnisse die Voraussetzungen der neueren Plastizitätstheorie immer besser und auffallender bestätigt findet, je kleiner die Versuchskörper waren. Der hohe Versuchskörper wird bei einer bestimmten äußeren Last in der Spannungsspitze die Grenze seiner Festigkeit erreichen; da die unvermeidlichen Gefügestörungen es unnötig machen, die ganze Balkenhöhe durchzustößen, können nur noch Fließlinien begrenzter Tiefe auftreten. Die Tragfähigkeit ist in diesem Falle mit dem Fließbruch noch nicht erschöpft, die Last kann noch weiter gesteigert werden in dem Sinne, daß eine Verfestigung den Fließvorgang zunächst kurze Zeit

aufhält; erst die neue kleine Laststeigerung vermag ihn an anderer Stelle wieder in Gang zu setzen, so daß eine feine Treppe in der Spannungsverformungslinie entstehen kann, die bei fortschreitender Verfeinerung in ein vergleichsweise stetiges Verhalten übergeht. Bei größeren Trägerhöhen muß sich daher der durch Einführung von $K(y)$ verfrühte Kohäsionsbruch auf das Ver-

formungsgesetz genau so auswirken wie das Vorhandensein von Poren und Lockerstellen im Kleingefüge.

Setzt man für den Einflußkörper (Bild 6) den Zusammenhang

$$(20) \quad K(y) = \frac{1}{2} \left(1 + \cos \frac{\pi y}{t} \right)$$

fest, so erhält man die Fließhemmung H nun mit

$$(21) \quad H = c \sigma_F' \int_0^h K(y) [(1 - \nu_y) - (\Delta\sigma_F - \Delta\sigma_{Fy})] b(y) dy.$$

Was die Angriffskraft S in der Fließschicht anbetrifft, so wird es sich erübrigen, dort die Einflußfunktion $K(y)$ einzuführen. Das ist einmal in dem strukturellen Mechanismus begründet, durch den S entsteht und der bewirkt, daß alle überlasteten Querschnittsteile dazu in ihrem vollen Maße

⁷⁾ A. Thum u. F. Wunderlich, Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung. Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1932.

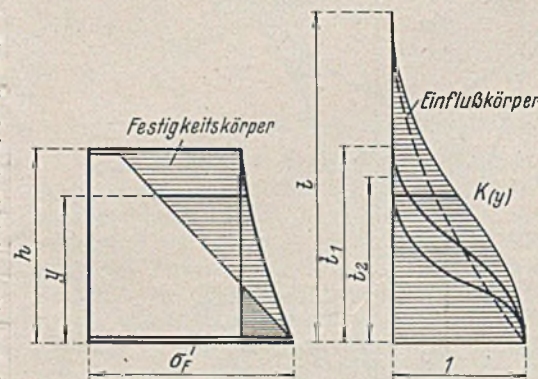


Bild 6. Der Einflußkörper.

beitragen, da S weniger an die Schicht und stärker an die Masse (Raum) gebunden ist; andererseits könnte aber auch die Einführung von $K(y)$ an dem Ergebnis nichts Wesentliches ändern, da die überlasteten Querschnittsteile nur einen Bruchteil des ganzen Querschnitts bilden und in diesem Bereich die Veränderlichkeit des Einflußkörpers bei der angenommenen Form von geringem Einfluß sein muß.

Der Übergang zu Gl. (14) ergibt sich unmittelbar, wenn man $K(y) \equiv 1$ bzw. $t = \infty$ setzt. Was die Größe c anbelangt, so ist diese mit dem früher bereits aus Versuchen gewonnenen Werte einzuführen, denn $\Delta \sigma_F = \frac{1}{2} \cdot \sigma_F$ für den Rechteckquerschnitt ist sicher ein Höchstwert, dem man nur bei niedrigen Balkenhöhen versuchsmäßig nahe kommt. Er entspricht der Tragfähigkeit bei elastisch-idealplastischem Verhalten unter Voraussetzung der älteren Plastizitätsbedingung, und die neuere wird im allgemeinen das erste Fließen früher ergeben als bei erreichter völliger Plastizierung des Querschnitts. Das Versuchsergebnis ist daher mit großer Wahrscheinlichkeit dem Werte $h \rightarrow 0$ zuzuordnen.

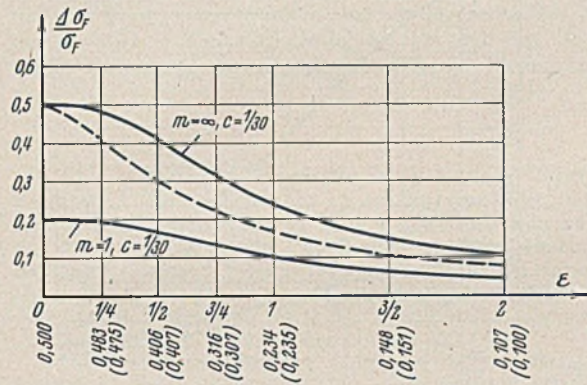


Bild 7. $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(\epsilon)$ für einen elastisch-idealplastischen Werkstoff (Rechteckquerschnitt).

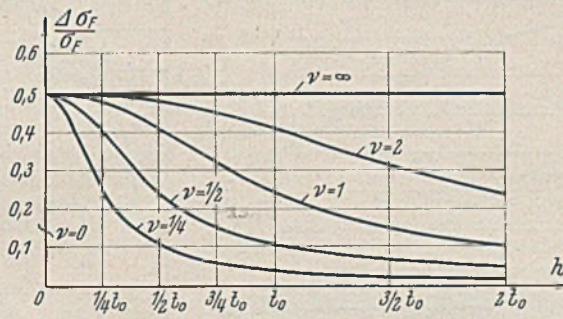


Bild 8. $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(h)$ für den Rechteckquerschnitt für $m = \infty$ und bei Veränderlichkeit von c allein.

Aus der Gleichsetzung von H und S erhält man nun

$$(22) \quad \Delta \sigma_F = \frac{\frac{2c}{h} \cdot \frac{m}{1+m} \cdot \bar{\gamma}_A}{\left(F_F - \frac{\gamma_{AF}}{y_F}\right) + c \bar{A} - \frac{2c}{h} \cdot \frac{m}{1+m} \cdot \bar{\gamma}_A} \cdot \sigma_F,$$

worin $\bar{\gamma}_A = \int_0^t y K(y) b(y) dy$ und $\bar{A} = \int_0^t K(y) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_{Fy}}{\Delta \sigma_F}\right) b(y) dy$

bedeutet. Diese Gleichung kann mit den ermittelten Werten für c auf verschiedene Querschnittformen angewendet werden.

a) Der Rechteckquerschnitt bei geradlinig veränderlichem Spannungskörper.

Für $t > h$ und mit der Bezeichnung $\epsilon = \frac{h}{t}$ erhält man

$$\bar{\gamma}_A = \frac{b}{2} \int_0^h y \left(1 + \cos \frac{\pi y}{t}\right) dy = \frac{b h^2}{2} \left[\frac{1}{2} + \frac{\sin \pi \epsilon}{\pi \epsilon} - \frac{1 - \cos \pi \epsilon}{\pi^2 \epsilon^2} \right] = \frac{b h^2}{2} \cdot \lambda.$$

Da $1 - \frac{\Delta \sigma_{Fy}}{\Delta \sigma_F} = \frac{y}{h}$, ergibt sich mit Hilfe von Gl. (22) und $F_F = b y_F$,

$$\gamma_{AF} = \frac{b y_F^2}{2} \cdot \frac{2c \cdot \frac{m}{1+m} \cdot \lambda}{\mu_F + c \lambda - 2c \cdot \frac{m}{1+m} \cdot \lambda} = \frac{2 \mu_F}{\frac{1+m}{m} - 2 \mu_F};$$

daraus bekommt man die Beziehung

$$(23) \quad \mu_F^2 + c \lambda \mu_F - c \lambda = 0,$$

gültig für $0 < \epsilon < 1$; für $\epsilon = 0$ ist $\lambda = 1$, und Gl. (23) geht in die in Abschnitt 2 ermittelte Beziehung über. Für $1 < \epsilon < \infty$ ergibt sich

$$\int_0^t y K(y) b(y) dy = \frac{b t^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{2}{\pi^2} \right) = x \cdot \frac{b t^2}{2},$$

und die Gleichung zur Berechnung von μ_F lautet nun

$$(24) \quad \mu_F^2 + \frac{c x}{\epsilon^2} \cdot \mu_F - \frac{c x}{\epsilon^2} = 0.$$

Mit $c = \frac{1}{30}$ läßt sich nun mit Hilfe von Gl. (23) u. (24) zu jedem ϵ ein μ_F bzw. $\Delta \sigma_F$ zuordnen. Die Rechenergebnisse sind in Bild 7 für $m = \infty$ und $m = 1$ dargestellt.

b) Der Rechteckquerschnitt mit quadratisch veränderlichem Festigkeitskörper.

Für den quadratisch veränderlichen Festigkeitskörper erhält man für $0 < \epsilon < 1$

$$\bar{A} = \frac{b h}{2} \left[\frac{2}{3} + \frac{\sin \pi \epsilon}{\pi \epsilon} - \frac{2}{\pi^2 \epsilon^2} \left(1 - \frac{\sin \pi \epsilon}{\pi \epsilon}\right) \right] = \lambda_1 \cdot \frac{b h}{2}.$$

Damit ist μ_F aus der Gleichung

$$(25) \quad \mu_F^2 + c \lambda_1 \mu_F - c \lambda = 0$$

zu berechnen. Für $1 < \beta < \infty$ bekommt man

$$\int_0^t K(y) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_{Fy}}{\Delta \sigma_F}\right) b(y) dy = \frac{b h}{2} \cdot \frac{1}{\epsilon^2} \left[\frac{2}{3} - \frac{2}{\pi^2} \left(2 - \frac{1}{\epsilon}\right) \right] = K_1 \cdot \frac{b h}{2 \epsilon^2}$$

und μ_F berechnet sich nun aus

$$(26) \quad \mu_F^2 + \frac{c x_1}{\epsilon^2} \cdot \mu_F - \frac{c x}{\epsilon^2} = 0.$$

Für c ist aus ähnlichen Gründen wie früher für Baustahl St 37 der

Wert $c = \frac{1}{28}$ einzuführen. Man erhält damit die in Bild 7 in Klammern eingeschriebenen Werte. Die Abweichungen sind so geringfügig, daß es sich in der Folge erübrigt, den quadratisch veränderlichen Spannungskörper in der Rechnung weiter zu verfolgen.

c) Der Zusammenhang zwischen c und t .

Die entwickelten Gesetzmäßigkeiten $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(\epsilon)$ ermög-

lichen natürlich erst dann eine

Bezugnahme und Überprüfung durch Versuche, wenn die Wirkungstiefe t des Einflußkörpers gegeben ist. t ist eine zweite, das plastische Verhalten kennzeichnende Werkstoffziffer, und es ist anzunehmen, daß jeder Gefügeart und jedem Werkstoff ein anderes t entspricht; allerdings bezieht es sich immer auf eine bestimmte Gefügeart und setzt demnach unveränderliches Gefüge voraus. Wenn ein Werkstoff aus Schichten verschiedener Porosität besteht, muß natürlich mit einem veränderlichen t gerechnet werden. Der Einfluß von t allein drückt sich in einem raschen Abklingen der Feldwirkung $\Delta \sigma_F$ mit wachsender Balkenhöhe aus. In Bild 8 ist die $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(h)$ -Linie

für Werkstoffe gezeichnet, die sich durch ein verschiedenes $t = \nu t_0$ unter-

scheiden. Es ist aber strukturell begründet, die Veränderlichkeit von c und t

miteinander in Beziehung zu setzen; einem großen t wird sicher auch ein großer Wert c entsprechen und umgekehrt. Der zahlenmäßige Zusammenhang wird allerdings nur aus umfangreichen Versuchsreihen mit verschiedenen Werk-

stoffen zu entnehmen sein; vorläufig wird es jedoch genügen, dafür eine einfache Verhältniss-

gleichheit anzusetzen, die später

unter Umständen auch auf einen allgemeinen, linearen Ansatz erweitert werden kann. Bezeichnet man die beiden Werkstoffziffern für den einen

Werkstoff mit c_0 und t_0 , dann ist $c : t = c_0 : t_0$ oder

(27) $c = c_0 \cdot \frac{t}{t_0} = \nu c_0.$

Damit erhält man für einen geradlinig veränderlichen Festigkeitskörper im Bereich $0 < \epsilon < 1$ nach Gl. (23)

(28) $\mu_F^2 + \nu c_0 \lambda \mu_F - \nu c_0 \lambda = 0,$

und daraus berechnet sich

(28a) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

und daraus berechnet sich

(28b) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

und daraus berechnet sich

(28c) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

und daraus berechnet sich

(28d) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

und daraus berechnet sich

(28e) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

und daraus berechnet sich

(28f) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

und daraus berechnet sich

(28g) $\mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 \lambda}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{\nu c_0 \lambda}} \right];$

im Bereich $1 < \epsilon < \infty$ bekommt man ebenso

$$(29) \quad \mu_F = \nu \cdot \frac{c_0 K}{2 \epsilon^2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4 \beta^2}{\nu c_0 \epsilon}} \right]$$

In Bild 9 sind die Linien $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(\epsilon)$ für $\nu = \frac{1}{8}, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, 1, 2$ dargestellt

und zur deutlichen Übersicht in Bild 10 in die Form $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(h)$ überzeichnet.

Alle diese Linien beziehen sich auf $m = \infty$; sie sind aber in einfachster Weise für jeden beliebigen Wert m zu entwickeln.

Was nun die Größe von t anbelangt, so können darüber auf Grund der bisherigen Versuche mit einachsigen, linear veränderlichen Spannungsfeldern noch keine sicheren Angaben gemacht werden, da keine Versuchsreihen über größere Bereiche von ϵ vorliegen. Vielleicht ist es möglich, bei der Durchrechnung anderer Spannungsfelder, z. B. derjenigen gelochter und gekerbter Zugstäbe, für t einen verlässlichen Wert zu gewinnen. Man wird aber annehmen dürfen, daß die obere Grenze für t für weichen Baustahl etwa 10 cm betragen wird.

Zur Beschreibung des ersten Fließens sind damit in die theoretische Untersuchung die beiden den Werkstoff kennzeichnenden Größen c und t eingeführt worden; c kann als eine Art „innere Reibung“ in der Fließschicht gedeutet werden, t ist die Wirkungstiefe der Fließhemmung. Sie ist nicht zu verwechseln mit der Tiefe des Fließeinbruchs bzw. mit der Länge der ersten Fließlinien. Darüber kann mit Hilfe der bisherigen Betrachtungen noch nichts ausgesagt werden; die Länge der ersten Fließlinien bestimmt den weiteren Verlauf der

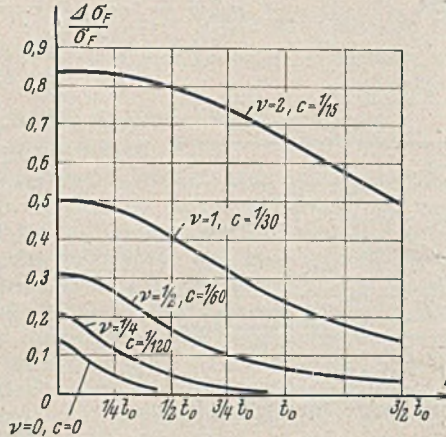


Bild 10. $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(h)$ für den Rechteckquerschnitt bei gleichzeitiger Veränderlichkeit von c und t nach Gl. (27).

Spannungsverformungslinie und man wird lediglich auf Grund der Erfahrung und allgemeiner Überlegungen vermuten dürfen, daß diese Linien nur bei $c = 0$ und $t = 0$ tangential an die Hookesche Gerade anschließen werden, und daß der plötzliche Richtungsunterschied im Augenblick des Fließeinbruchs um so größer wird, je größer c und t sind (Bild 11). In Übereinstimmung mit den Biegekennlinien von Rinagl⁸⁾ ist anzunehmen, daß alle diese Linien einem Werte zustreben, der annähernd der Tragfähigkeit bei völliger Plastizierung des Querschnitts im Sinne der älteren Theorie oder der Hebung der Fließgrenze bei Körpern geringerer Höhe im Sinne der neueren Theorie entspricht.

Von welchen strukturellen, stofflichen Größen c und t abhängen, darüber kann noch kein abschließendes Urteil gefällt werden. Sicher ist aber, daß die die wirkliche Gefügekohäsion kennzeichnende Kuntzesche Trennfestigkeit des Stoffes von Einfluß ist, in der nicht nur das unmittelbare Haften der einzelnen Kristalle aneinander, sondern auch ihr mehr oder weniger dichtes Gefüge zum Ausdruck kommt. Da die Trennfestigkeit in Beziehung zur Poissonschen Querszahl μ zu stehen scheint, dürfte auch μ auf c und t nicht ohne Einfluß sein, indem beide um so kleiner werden, je mehr sich μ dem Grenzwert 0,20 nähert. Wie Kuntze⁹⁾ bereits ausgeführt hat, läßt μ zweifellos auch Schlüsse zu auf die Art des Feingefüges, auf die Festigkeit an den Korngrenzen und auf das Vorhandensein von Lockerstellen, nur besteht über die gesetzmäßigen Zusammenhänge noch keine Klarheit. Der Werkstoffprüfer findet hier noch ein weites und wichtiges Betätigungsfeld.

Die Abhängigkeit der Fließgrenze σ_F von der Balkenhöhe erscheint hier zunächst als theoretische Forderung ohne ausreichende versuchsmäßige Begründung, was zumindest die hier betrachteten, linear veränderlichen Spannungsfelder anbelangt. Bei gekerbten und gelochten Zugstäben treten schärfere Spannungsspitzen auf, und in diesen Fällen ist sowohl bei statischer als auch bei schwingender Beanspruchung der Einfluß der Größe des Versuchskörpers auf den Fließvorgang auch versuchsmäßig gut bekannt. Nach Kuntze⁹⁾ tritt ein solcher Einfluß immer dann auf, wenn eine innere Kohäsionsüberwindung in Wirksamkeit tritt, was bei Spannungsspitzen immer zustande kommt, da nur dadurch Fließschichtenbildung ausgelöst werden kann. Nur bei gleichmäßiger Spannungsverteilung ist die Fließgrenze von der Größe der Probekörper unabhängig. Kuntze ermittelt aus seinen Versuchsergebnissen einen Idealwert, welcher

⁸⁾ F. Rinagl, Über die Fließgrenzen bei Zug- und Biegebeanspruchung. Bauing. 1936, Heft 41/42.

⁹⁾ W. Kuntze, Zur Frage der Festigkeit bei räumlichen Spannungszuständen. Stahlbau 1937, Heft 23.

einem unendlich kleinen Durchmesser des Probekörpers entspricht; dieser Grenzwert hat die Bedeutung einer von der Größe t befreiten Festigkeit und ist sinngemäß gleichbedeutend mit dem Wert $\Delta \sigma_F$ an der Stelle $h = 0$ in Bild 9 bzw. 10.

Eine weitere Klärung und Verdeutlichung der hier vorgetragenen Anschauungen über den Fließvorgang wird sich ergeben, wenn es möglich sein wird, sie auf Felder mit ausgesprochener, steilerer Spannungsspitze zu übertragen. Außer der Krümmung der Hauptschubspannungslinie tritt da aber durch die „Räumlichkeit“ der Spannungszustände ein weiterer Umstand hinzu, der sorgfältiger Prüfung bedarf. Für sich allein ist dieser Einfluß recht genau bekannt; in Verbindung mit Spannungsfeldern bleibt jedoch noch so ziemlich alles der weiteren Forschung überlassen.

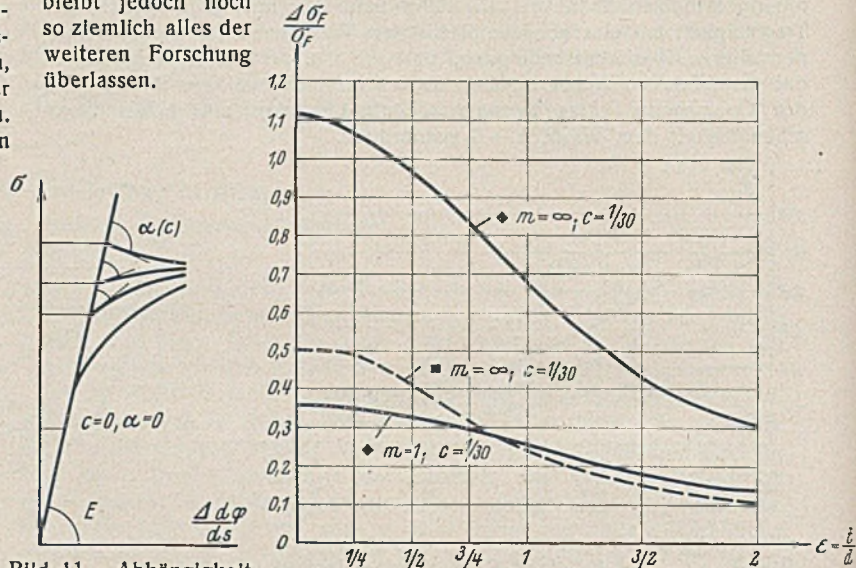


Bild 11. Abhängigkeit des Verformungssprunges beim Fließeinbruch von c bzw. t .

Bild 12. $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}(\epsilon)$ für das auf die Spitze gestellte Quadrat für einen elastisch-idealplastischen Werkstoff.

d) Das auf die Spitze gestellte Quadrat.

Mit der allgemeinen Gleichung (22) ist es nun möglich, beliebige Querschnittformen in Hinsicht auf den Einfluß der Größe der Versuchskörper auf den Fließeinbruch zu untersuchen. Für das auf die Spitze gestellte Quadrat ergibt sich mit $\epsilon = \frac{d}{t}$ im Bereich $0 < \epsilon < 1$

$$\bar{\gamma}_A = \left[\frac{1}{8} + \frac{1}{\pi^2 \epsilon^2} \left(\cos \frac{\pi \epsilon}{2} - \cos \pi \epsilon \right) + \frac{2}{\pi^3 \epsilon^3} \left(\sin \pi \epsilon - 2 \cdot \sin \frac{\pi \epsilon}{2} \right) \right] d^3 = \bar{\lambda}_2 d^3.$$

Mit $1 - \frac{\Delta \sigma_{Fy}}{\Delta \sigma}$ nach Gl. (12b) erhält man

$$\int_0^d K(y) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_{Fy}}{\Delta \sigma} \right) b(y) dy = \bar{A} = d^2 \left[\frac{1}{8} + \frac{1}{\pi^2 \epsilon^2} \left(\cos \frac{\pi \epsilon}{2} - \cos \pi \epsilon \right) - 12 \cdot \frac{\sin \frac{\pi \epsilon}{2}}{\pi^3 \epsilon^3} + 12 \cdot \frac{1 - \cos \pi \epsilon}{\pi^4 \epsilon^4} \right] = \bar{\lambda}_2 d^2.$$

Mit $F_F = \frac{\gamma_A F}{y_F} = \frac{1}{3} \cdot y_F^2$ ergibt sich zur Berechnung von $\mu_F = \frac{y_F}{d}$ die kubische Gleichung

$$(30) \quad \mu_F^3 + 3c \bar{\lambda}_2 \mu_F - 3c \bar{\lambda}_2 = 0,$$

aus der man μ_F am besten durch Probieren bestimmt; durch Gl. (8a) ist dann wieder jedem Wert β ein Wert $\frac{\Delta \sigma_F}{\sigma_F}$ zugeordnet. Der zu $\epsilon = 0$

gehörige Wert muß dem im Abschnitt 2 berechneten gleich sein, da $t = \infty$ auf $K(y) \equiv 1$ herauskommt. Wertet man die entstehenden unbestimmten Formen aus, so erhält man $\bar{\lambda}_2 = \bar{\lambda}_2 = \frac{1}{4}$ und damit $\mu_F^3 + \frac{3}{4} \cdot c \mu_F - \frac{3}{4} \cdot c = 0$, woraus man mit $c = \frac{1}{30}$ den früheren Wert $\Delta \sigma_F = 1,12 \sigma_F$ bekommt.

Für $1 < \epsilon < 2$ berechnet sich

$$\bar{\gamma}_A = \left[-\frac{1}{24} + \frac{1}{\epsilon^2} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\pi^2} \right) - \frac{1}{\epsilon^3} \left(\frac{1}{3} - \frac{2}{\pi^2} \right) + \frac{\cos \frac{\pi \epsilon}{2}}{\pi^2 \epsilon^2} - 4 \cdot \frac{\sin \frac{\pi \epsilon}{2}}{\pi^3 \epsilon^3} \right] d^3 = \bar{\lambda}_2 d^3.$$

Weiter ist

$$\bar{A} = \left[\frac{1}{8} - \frac{1}{\varepsilon} + \frac{5}{\varepsilon^2} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\pi^2} \right) - \frac{2}{\varepsilon^3} \left(1 - \frac{6}{\pi^2} \right) + \frac{2}{\varepsilon^4} \left(\frac{3}{4} - \frac{3}{\pi^2} + \frac{12}{\pi^4} \right) + \frac{\cos \frac{\pi \varepsilon}{2}}{\pi^2 \varepsilon^2} - 12 \cdot \frac{\sin \frac{\pi \varepsilon}{2}}{\pi^3 \varepsilon^3} \right] d^2 = \bar{\kappa}_2 d^2.$$

Damit erhält man aus Gl. (22) wieder eine kubische Gleichung

$$(30b) \quad \mu_F^3 + 3c \bar{K}_2 \mu_F - 3c K_2 = 0,$$

deren positive Wurzeln μ_F mit Gl. (8a) die Feldwirkung $\Delta \sigma_F$ unmittelbar zu berechnen gestatten. Für $\varepsilon = 1$ müssen natürlich die beiden Lösungen Gl. (30a) u. (30b) ineinander übergehen. In Bild 12 ist die Abhängigkeit für das auf die Spitze gestellte Quadrat mit dem für weichen Baustahl gültigen Wert $c = \frac{1}{30}$ dargestellt. Bei der Beurteilung dieser Linie darf nicht vergessen werden, daß sie eigentlich nur für einen elastisch-idealplastischen Werkstoff Gültigkeit hat und daß Versuchswerte um so stärker unter diesen theoretischen Werten bleiben müssen, je stärker

die Spannungs-Dehnungs-Linie des Zugversuches zwischen σ_D und σ_F von der Geraden abweicht. Außerdem kann die Berechnung natürlich nicht im physikalischen Sinne streng sein; eine Verschärfung wäre zunächst möglich durch richtigeren Aufbau des Einflußkörpers, sowohl seinem Verlaufe nach als auch in der Richtung, daß man ihn nicht auf parallel zur Nulllinie liegende Schichten, sondern auf konzentrisch zur Fließ-einbruchstelle liegende Ringe aufbaut.

Zusammenfassend soll noch einmal gesagt werden, daß durch die vorstehenden Untersuchungen unter weitestgehender Anpassung an die wirklichen Festigkeitseigenschaften des Baustahles die überhöhte Fließgrenze σ_F' bei linear veränderlichen Spannungsfeldern berechnet werden kann; allerdings beziehen sie sich zunächst noch auf einen elastisch-idealplastischen Stoff. Während bei gleichmäßigen Spannungszuständen die Fließgrenze σ_F schlechthin die Festigkeit gegen innere Gefügeveränderungen bedeutet und Fließen und Kohäsionsüberwindung gleichbedeutend sind, wird hier der Sinn von σ_F auf Fließbereitschaft (Kohäsionsüberwindung) beschränkt, die wie ein Spannungszustand rein örtlich bestimmt ist. Wirkliches Fließen als Folge der Kohäsionsüberwindung wird nicht mehr durch die örtlichen Verhältnisse allein, sondern durch die Wirkung des Spannungsfeldes in der ganzen Fließschicht beherrscht.

Verschiedenes.

Die große Flugzeughalle des neuen Verkehrsflughafens in Budapest. Die Halle wurde im Auftrage des Kgl. Ungarischen Verkehrsministeriums erbaut (Bild 1). Die Stahlkonstruktion wurde mit Ausnahme des von den Kgl. Ungar. Staatl. Eisen- u. Stahlwerken und Maschinenfabriken gelieferten Frontträgers von der Firma Ganz, Budapest, erstellt. Diese Firma lieferte auch die elektrisch betriebenen Hallentore und die maschinelle Einrichtung sowie die Glaswände im Umfange von rd. 1600 m². Das gesamte Stahlgewicht beträgt 389 t.

Die Halle ist 140,88 m lang und 41,3 m breit; ihre Grundfläche beträgt rd. 5800 m² (Bild 2). Die lichte Höhe beträgt 8 m, größte Höhe am First des schwach geneigten Pultdaches 13,3 m. Dieser Raum wird an beiden Giebelseiten und an der hinteren Längsseite durch 28 cm dicke Stahlfachwerkswände mit oberen Lichtbändern abgeschlossen. An die rückwärtige Längsseite schließt sich in deren ganzen Länge das Werkstattgebäude der Halle an.

in 3,6 m Abstand auf dem Binderobergurt und tragen die Dachhaut aus Steinschwammziegeln.

Die Windkräfte auf die Stirnseite der Halle werden durch drei, nächst den Abschlußwänden und in der Mitte angeordnete Windträger aufgenommen, der Winddruck auf die Längswand durch einen in der Ebene des Frontträgeruntergurtes angeordneten längs durchlaufenden Windverband von 140 m Länge. Seine Stützweite beträgt nur 70,44 m, da

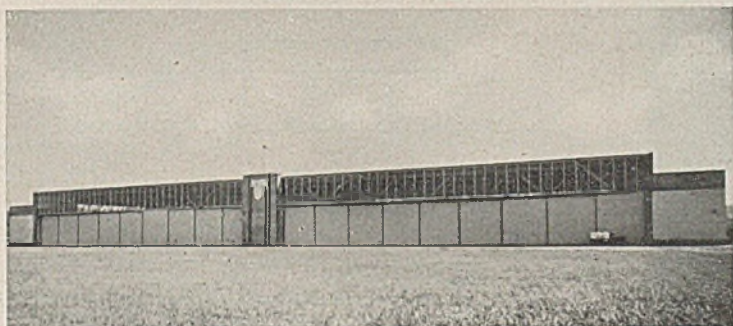


Bild 1. Toransicht.

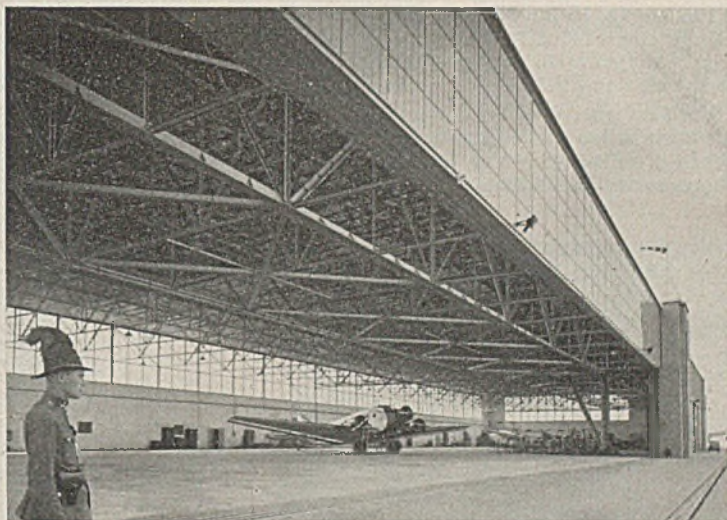


Bild 3. Blick in die Halle.

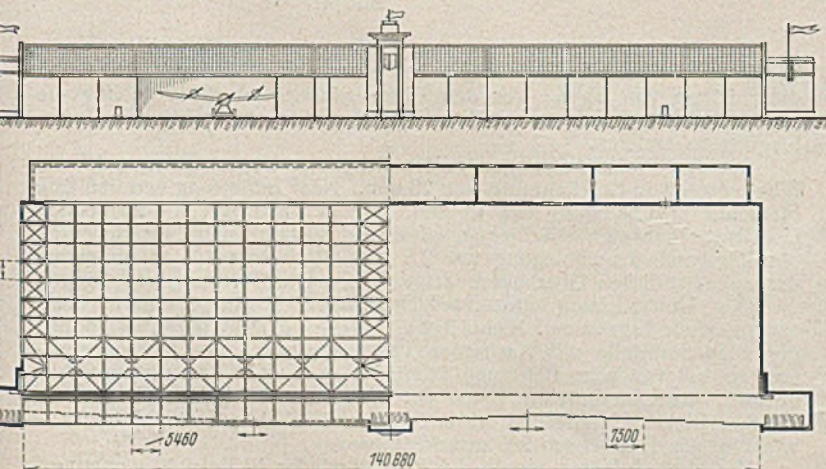


Bild 2. Ansicht, Grundriß und Querschnitt.

Die vordere Längsseite der Halle ist bis auf eine in der Mitte stehende Stütze vollkommen frei. Zur Freihaltung dieser nur durch Tore verschließbaren Längsseite wurden die quer zur Längsachse angeordneten Binder auf einem auf drei Stützen gelagerten 5 m hohen Fachwerkträger abgefangen, der zwecks bequemer Anordnung der Tore in 5,3 m Abstand von der Vorderkante angeordnet ist.

Die andererseits sich auf die rückwärtige Stahlfachwerkwand abstützenden Binder kragen mithin 5,3 m über den Frontträger nach außen vor. Die Stützweite der 41,3 m langen Binder beträgt 36 m, ihr gegen-seitiger Abstand 5,46 m. Die als Gelenkträger ausgebildeten Pfetten liegen

er in der Mitte der Halle auf einen Halbrahmen abgestützt ist, welcher sich an die dort befindliche Stütze anschließt.

Die offene Längsseite der Halle (Bild 3) ist durch 18 Tore verschlossen, die mit 1 mm dickem, verzinktem Wellblech verkleidet sind. Die Tore sind 7,5 m breit und 8 m hoch; sie laufen auf Rädern mit Kugellagern; die waagerechten Windkräfte werden oben und unten durch je drei gleichfalls mit Kugellagern versehene Rollen aufgenommen. Die aus C-Profilen gebildeten Torführungen liegen unten auf einer Betonsohle, oben sind sie an die Binderkragenden angeschraubt. Die je sechs äußersten Tore werden an den Enden der Giebelmauer in die hierzu bestimmten Nischen eingeschoben, während die je drei mittleren Tore in der Mitte hinter dem 8 m breiten, gemauerten Deckpfeiler Platz haben (Bild 2). Es wurde gewünscht, daß jedes Tor vollkommen unabhängig von den anderen bewegt werden könne. Infolgedessen ist jedes Tor mit einem besonderen Elektromotor von 1 PS versehen, welcher es mit Hilfe von Reibungsseilscheiben und Drahtseilen in Bewegung setzt. Die Steuerung erfolgt mittels Druckknopfes, die Endausschaltung ist selbsttätig.

Die Einzelpläne der Halle wurden auf Grund der mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwürfe der Ingenieure Méhes und Czako unter Leitung und Kontrolle des Kgl. Ungarischen Ministeriums für Handel und Verkehr angefertigt.

Als Baustoff fand Qualitätsflußstahl A 36/24 x 12 Verwendung. Als Hauptbeanspruchung wurde 1400 kg/cm² zugelassen, während die Beanspruchung unter gleichzeitiger Beachtung aller eventuell auftretenden Kräfte und Nebenwirkungen 1600 kg/cm² erreichen durfte.

Die großen Abmessungen der Halle ergaben große Kräfte, so z. B. beträgt die Belastung des Frontträgers 4 t/m; die größte Gurtstabkraft beträgt 519 t, die größte Druckkraft in einer Strebe 264 t. Die Belastung

der mittleren großen Stütze beträgt 590 t. Bei 120 kg/m² Winddruck beträgt die Windlast auf die Längsmauer 220 t. Demzufolge tritt eine Windträgerstarkkraft von etwa 80 t auf. Für die Trägergurte wurden überall einfache T-Profile gewählt; diese wurden bei geringeren Kräften aus gespaltenen I-Trägern, bei größeren Kräften aus geschweißten Blechen hergestellt. Knotenbleche wurden nirgends benötigt. Die Füllstäbe wurden überall in der sehr günstigen Kreuzform hergestellt, und zwar die kleineren aus Winkelpaaren, die größeren aus geschweißten Blechen.

Die gesamte Stahlkonstruktion, sowie die Tore, Führungen, Fenster usw. wurden elektrisch geschweißt.

Die gesamten Arbeiten, die Ausführung der Einzelpläne, die Prüfung der Pläne durch das Ministerium, ferner die gesamte Herstellung und Montage wurden von Anfang November 1936 bis Ende April 1937, also in etwas weniger als sechs Monaten vollendet, wovon vier Monate auf die außergewöhnlich regnerische Winterzeit entfallen. Mérei, Budapest.

Die Wiederinstandsetzung der Inchcape-Brücke der Bengal and North Western Railway in Britisch-Indien. Der Gogra, einer der wichtigsten Nebenflüsse des Ganges, wird ungefähr 32 km oberhalb der Mündung bei Inchcape überbrückt. Die 1909/10 erbaute eingleisige Brücke besteht aus 18 Fachwerk-Überbauten mit einer Spannweite von je 60,80 m. Jeder Überbau hat etwa 440 t Eigengewicht und ist an einem Ende fest und am anderen beweglich gelagert. Die Lagerrollen besitzen an ihren beiden Enden je einen Bund, um seitliche Verschiebungen zu verhindern.

Bei dem schweren Erdbeben, das im Jahre 1934 Bihar heimsuchte, stürzten zwei Brückenträger ab. Offenbar gerieten die Pfeiler infolge des Erdbebenstoßes senkrecht zur Brückenachse in Schwingungen. Die Hauptträger setzten infolge ihrer großen Masse diesen Schwingungen einen entsprechend großen Widerstand entgegen. Da die Bünde der Auflagerrollen diesen Widerstand aber nur zum Teil übertragen konnten, wurden einige dieser Bünde beschädigt, während bei zwei weiteren Pfeilern, auf denen auch die übrigen Lagerkörper den Schwingungskräften widerstanden, die gesamten Lager aus dem Mauerwerk herausgerissen wurden (Bild 1).

Die beiden abgestürzten Überbauten zwischen den Pfeilern 14, 15 und 16 blieben an ihren Enden an den Pfeilern 14 und 16 hängen, so daß nur die Enden am Pfeiler 15 unten aufschlugen und beschädigt wurden (Bild 2).

Von der verhältnismäßig starken Beanspruchung, namentlich an den Knotenpunkten, gibt Bild 3 einen nachhaltigen Eindruck. Von Interesse ist das Bild auch wegen der Regelmäßigkeit der Beanspruchungs-

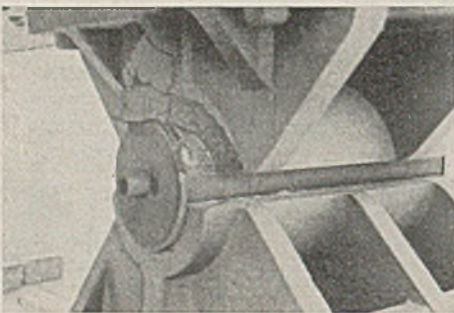


Bild 1.

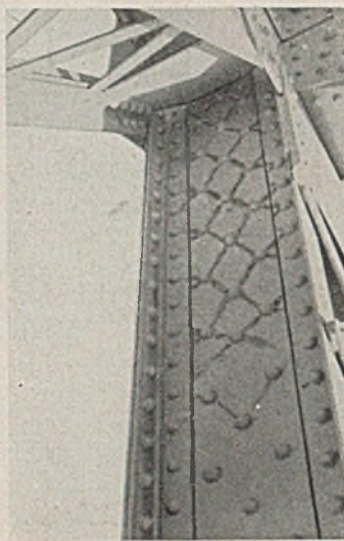


Bild 3.

Ende Mai war der Überbau 15 bis auf die Fahrbahntafel und den oberen Windverband eingebaut. Auch die Nietarbeiten waren bis auf die Obergurte fertiggestellt. Der Bau des Montagegerüsts für Überbau 16 war in vollem Gange. Der Wasserspiegel lag zu jener Zeit noch etwa 3 m unter Baustellengelände. Erfahrungsgemäß setzt das Hochwasser zwischen dem 20. und 25. Juni ein.

Am 10. Juni wurden die Arbeiten für die Fahrbahn und die Hauptträger von Überbau 16 beendet. Eine geringe Anzahl von Nietlöchern in den Gurten der abgestürzten Überbauten hatten infolge des heftigen Aufschlages ovale Form erhalten. Sie wurden autogen zugeschweißt und nach neuem Maß wieder ausgebohrt. Am 23. Juni war der Überbau 15 vollkommen fertiggestellt. Mit den Nietarbeiten auf Überbau 16 konnte begonnen werden. Inzwischen war das Wasser auf 1,80 m unter Gelände gestiegen. Schließlich waren am 8. Juli beide Überbauten so weit fertig,

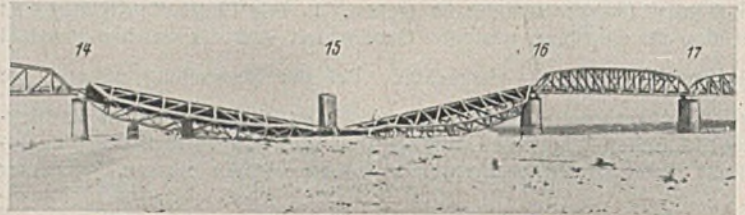


Bild 2.

daß die Brücke Probelastungen unterworfen werden konnte. Der Wasserstand erreichte Baustellenhöhe. Sämtliche Werkzeuge, Gerüste, Material usw. mußten schleunigst fortgeschafft werden, denn eine Woche später stand das Wasser bereits 2 m über Baustellengelände.

Neben den Untersuchungen an den beiden neuen Überbauten wurden außerdem zum Vergleich Versuche an einem unversehrt gebliebenen Überbau vorgenommen. Die Ergebnisse waren bei allen Versuchen etwa gleich.

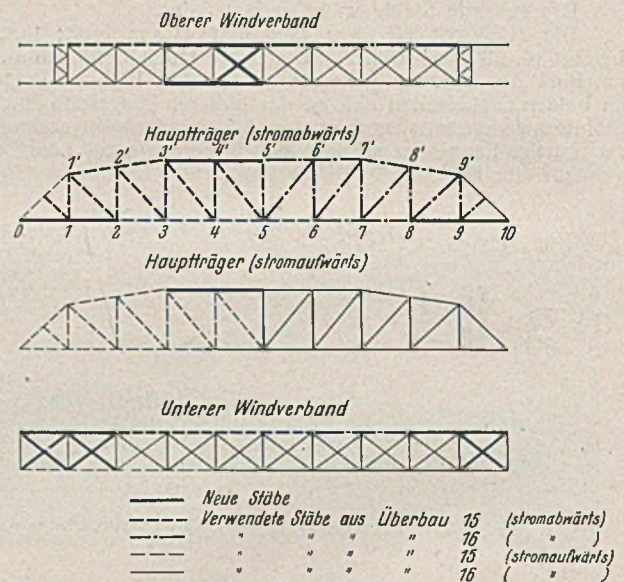


Bild 4.

wise, die durch die gesprungene Farbe gekennzeichnet ist. Die Risse im Anstrich verlaufen in diagonaler Richtung und gehen von Nietloch zu Nietloch.

Die Wiederinstandsetzung der Inchcape-Brücke mußte umgehend erfolgen, da sie auf der viel befahrenen Strecke Chupra—Benares liegt.

Die Zeit war zu kurz, um bis zum Beginn der Regenperiode neue Hauptträger herstellen und heranschaffen zu lassen. Zum Glück verfügte die Eisenbahngesellschaft über einen Überbau, der denen der beschädigten Brücke vollkommen gleich und hier eingesetzt werden konnte. Das zweite Glied sollte aus den unbeschädigten Teilen der beiden abgestürzten Überbauten zu einem neuen Brückenträger zusammengesetzt werden.

Ein Vorteil war, daß die beschädigten Überbauten außerhalb des Niedrigwasserbettes lagen. Infolgedessen konnten die Arbeiten im Trockenen durchgeführt werden.

Für den Abbau der alten und den Aufbau der neuen Überbauten wurden Gerüste verwendet. Zwei Derricks, die auf Schienen parallel zur Brücke an Ober- und Unterstrom verfahren werden konnten, dienten zur Heranschaffung des Materials.

Die Stahlteile der beiden abgestürzten Brückenträger wurden genauestens auf ihre Wiederverwendungsmöglichkeit untersucht. Nur etwa 15 t neue Stahlteile waren beim Zusammenbau des neuen Überbaues erforderlich. Ersetzt werden mußten insbesondere im Untergurt die Stäbe 0—2 und 8—10 auf der Oberstromseite, im Obergurt die Stäbe 3—5 auf der Ober- und Unterstromseite und bei den Füllstäben die Stäbe in drei Feldern des unteren und in einem Feld des oberen Windverbandes (Bild 4). Sämtliches Material stand schließlich Mitte April einsatzbereit. Zunächst wurde der Überbau 17 abgestützt und die Pfeiler 16 und 15 teilweise abgebrochen und neu aufgemauert. Mitte Mai waren die beiden abgestürzten Überbauten beseitigt und der neu einzusetzende Überbau aus Bagaha eingetroffen. Ebenso stand das Gerüst für die Montage des Überbaues 15 bereit.

Der Probezug bestand aus zwei Lokomotiven — Typ „YB“ — mit Tender und vier 12 t-Güterwagen bei einer Gesamtlast von 240 t und einer Länge von 63 m. Vor den Untersuchungen durfte kein Zug die Brücke befahren, um einwandfreie Ergebnisse über die bleibende Durchbiegung zu erzielen.

Bei den Probelastungen zeigte sich beim neuen Überbau 16 ein Biegunspfeil in Brückenmitte von 28 mm. Nach Entlastung verblieb eine bleibende Durchbiegung von 1,5 mm. Für den aus Bagaha stammenden Überbau ergab sich ein Biegunspfeil von 30 mm unter Belastung und eine bleibende Durchbiegung von 2,5 mm. Probelastungen an einem der unbeschädigten Überbauten zeigten eine Durchbiegung von 26 mm.

Die Untersuchung einzelner Hauptstäbe zeigte ebenfalls übereinstimmende Ergebnisse. Nichts ließ erkennen, daß die Wiederverwendung der alten Stahlteile mit Nachteilen verbunden war. Die Obergurtspannungen bei ruhender Belastung stimmten genau mit den rechnerischen überein. Im Untergurt erreichten sie dagegen nur 56% der rechnerischen Werte. Dieser Unterschied ist bei diesen Brücken auf die mittragende Wirkung des Fahrbahnrostes zurückzuführen.

Vor etwa 3 Jahren wurde die Brücke wieder in Betrieb genommen. Bis jetzt konnten keinerlei Mängel festgestellt werden. Dieser Versuch hat bewiesen, daß Bauwerke aus Stahl sich verhältnismäßig schnell wiederherstellen lassen, gezeigt hat er aber auch, daß man durch teilweise Wiederverwendung beschädigter Stahlteile Kosten ersparen und Zeit gewinnen kann. (Nach L'Ossature Métallique 2. 2. 1938.) Er.

INHALT: Zurückführung hochgradig unbestimmter Systeme auf einfachere Systeme durch Biegunsmessungen am bestehenden Bauwerk. — Zur Mechanik des Fließvorganges. — Verschiedenes: Die große Flugzeughalle des neuen Verkehrsflughafens in Budapest. — Die Wiederinstandsetzung der Inchcape-Brücke der Bengal and North Western Railway in Britisch-Indien.

Verantwortlich für den Inhalt: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.