

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DÜSSELDORF
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

24. JAHRGANG

1949

HEFT 10

INHALT:

Dreigelenkbogen für verschiebliche Widerlager. Moselbrücke Trittenheim. Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart.....	289
Beiträge zur Berechnung der versteiften Hängebrücke mit Hilfe unmittelbarer Integration. Von Dr.-Ing. K. Hoening, Düsseldorf	292
Einfluß des Kriechens auf Verbundträger. Von Dr.-Ing. Herbert Fröhlich, Offenbach a. Main	300
Weitgespannte Tragwerke (Fortsetzung und Schluß). Von Dr.-Ing. e. h., Dr.-Ing. e. h., Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin	308

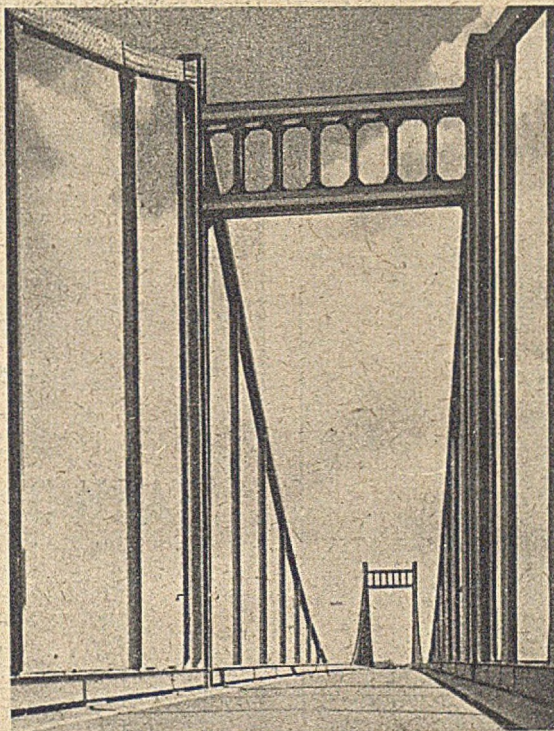
Kurze Technische Berichte:

Probebelastungen an einigen Mustern des englischen Nachkriegshausbau	314
Girotte-Staumauer (Bau einer Gewölbereihen-Staumauer in Frankreich in 1700 m Höhe).....	316
Bericht über die II. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen 1948 in Rotterdam (Schluß)	317
Stahlbau-Tagung Braunschweig 1949 (15. bis 17. September 1949).....	319
Buchbesprechungen	320

RHEINBRÜCKE
KREFELD-ÜRDINGEN

Ausführung
in Arbeitsgemeinschaft

Entwurf
Herstellung
Montage



STAHL-

BRÜCKEN ·
HOCHBAUTEN ·
WEHRANLAGEN
UND SCHLEUSEN ·
WEICHEN UND
KREUZUNGEN ·
IBAG-BETONMISCHER
STAHL-FENSTER
UND -ZARGEN ·
TRANSPORT-, VERLADE-
UND KRANANLAGEN
TANKS · BEHÄLTER ·
APPARATE ·
SPEZIAL-GROSS-
ROHRLEITUNGEN ·
KONSTRUKTIONEN
FÜR BERGBAU, VER-
KEHR UND INDUSTRIE

DORTMUNDER **UNION** BRÜCKENBAU-
AKTIENGESELLSCHAFT

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(22 a) Düsseldorf,
Grunerstraße 32.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Britischer Sektor, Fernsprecher 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

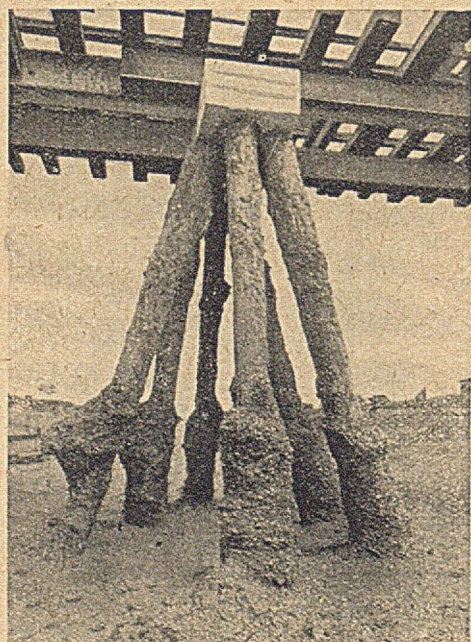
Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
Telefon Nr. 2828/29 · Teleg.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweibüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
Telefon Nr. 33 252

BAUSTAHLGEWEBE

BETONARMIERUNG

in Rollen oder einbaufertigen Matten in allen Drahtstärken und Maschenweiten wieder kurzfristig lieferbar

Stahleinsparung bis zu 45%

durch zulässige Spannung von 2400 kg/cm²

Zeit- und Lohneinsparung

da keine Haken — kein Schneiden
kein Knüpfen — kein Aufbiegen

STAHLBOHLEN-SCHALUNG

handlich, stabil, ohne Schrauben, für Decken, Dächer, Wände

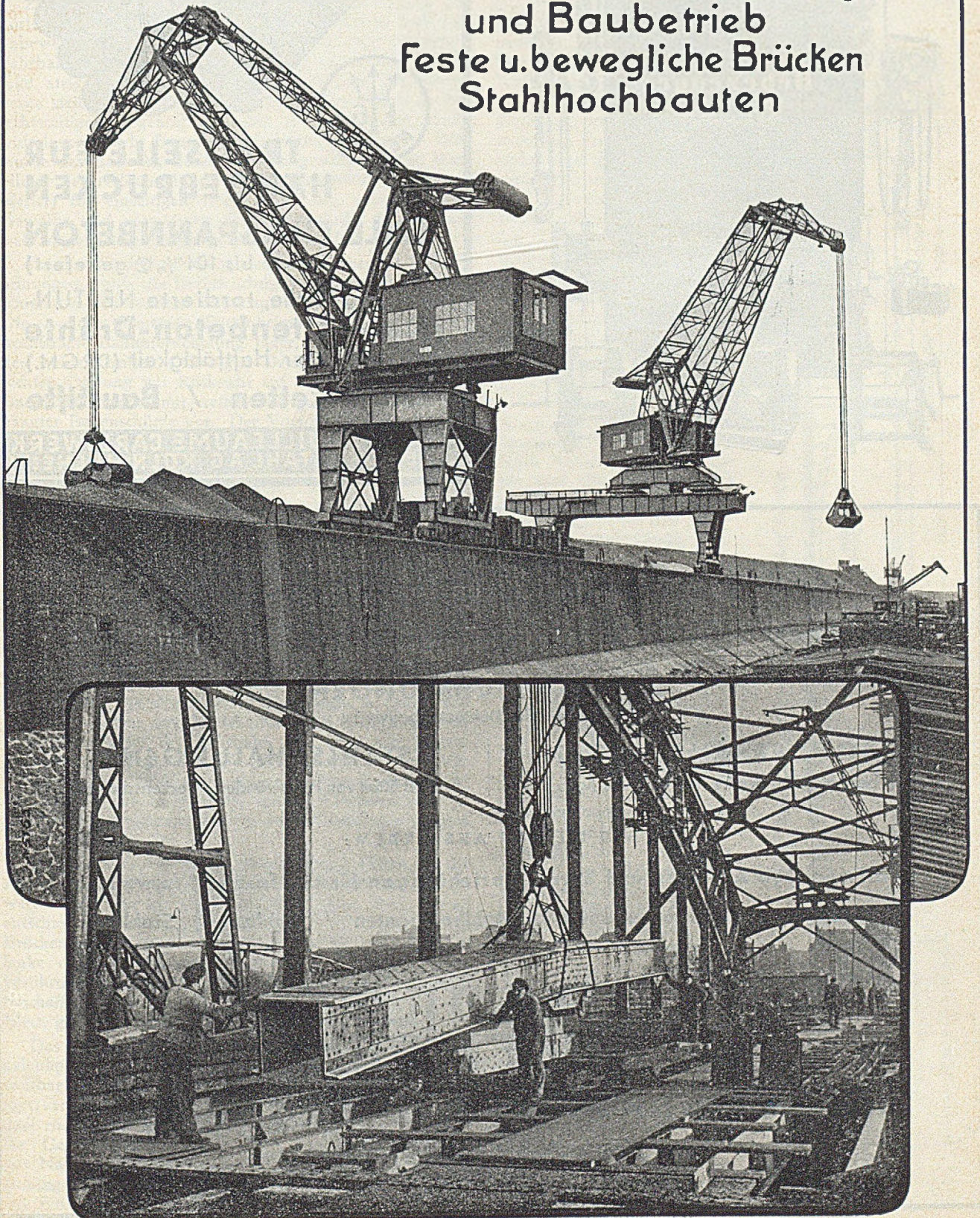
Druckschriften, Angebot auch über unsere Baustahl-RABITZMATTEN unverbindlich

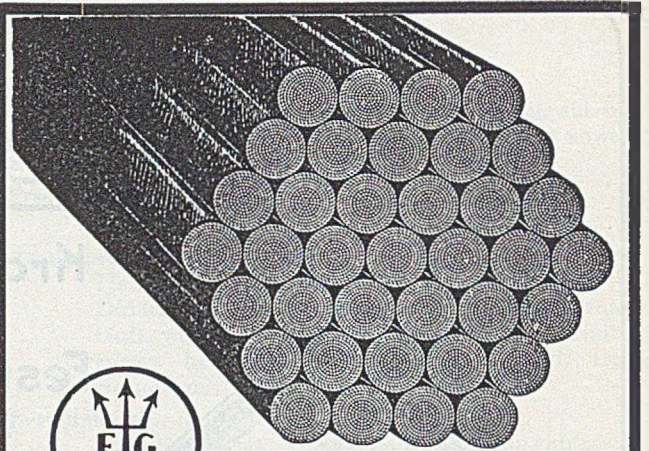
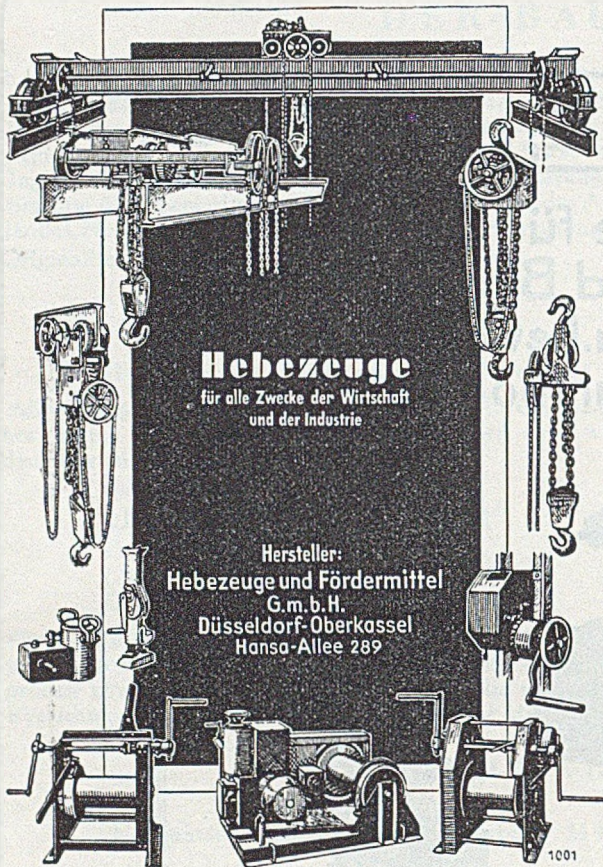


BAU-STAHLGEWEBE G.M.B.H.
DÜSSELDORF · Sammelruf 53 3 56

DEMAG

Krane für Güterumschlag
und Baubetrieb
Feste u. bewegliche Brücken
Stahlhochbauten





**TRAGSEILE FÜR
HÄNGEBRÜCKEN**

SEILE FÜR SPANNBETON
(bisher bis 104^m/m Ø geliefert)

flache, tordierte NEPTUN-
Stahlsaitenbeton-Drähte
mit höchster Haftfähigkeit (DRGM.)

Gerüstketten / Baustifte

**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN UND STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM**

GHH-STAHLSCHALUNGEN

helfen schnell und wirtschaftlich bauen und steigern die Leistung der Baustelle

STANDARDSCHALUNGEN

für Beton- und Stahlbetonbauwerke

SONDERSCHALUNGEN

für bestimmte Bauwerke, wie Brückenbögen usw.

STAHLSCHALUNGEN

zum Schütten von Hauswänden / Deckenschalung

WIR LIEFERN AUSSERDEM:

Vollständige Anlagen und Einzeleinrichtungen für die Trümmer-Verwertung
Stahlbrücken / Stahlwasserbauten / Stahlhochbauten / Stahltores / Stahltüren

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE · WERK STERKRADE
OBERHAUSEN (RHEINLAND)

Dreigelenkbogen für verschiebliche Widerlager.

Moselbrücke Trittenheim.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart.

Zu den am Kriegsende zerstörten Moselbrücken gehörte auch die Moselbrücke Trittenheim, welche 1909 aus unbewehrten gelenklosen Betonbögen mit aufgeständerter Fahrbahn hergestellt worden war. Auf der rechten Moselseite steigen unmittelbar hinter der Brücke die Weinberge steil an. Es zeigte sich damals durch Risse in der rechtsseitigen Bogenöffnung, daß sich das rechte Landwiderlager durch Bergschub flußwärts bewegte. 1924 mußte das Bauwerk deshalb instandgesetzt werden. Man bildete den rechten Flußpfeiler als Standpfeiler (Glockenpfeiler) für einseitigen Bogenschub aus, verstärkte das Gewölbe und entwürfelte die Rutschschicht durch einen weit in den Berg hinein getriebenen Stollen [1].

Bei der Wiederherstellung der Brücke über die 3 Flußöffnungen wurde die Berücksichtigung einer weiteren Verschiebung des rechten Widerlagers um 20 cm verlangt. Die von der Gemeinde Trittenheim mit der Ausführung beauftragte Bauunternehmung Jäger, Merzig/Trier, sah in den beiden linken Öffnungen Dreigelenkbogen, in der rechten Öffnung mit Rücksicht auf diese Verschiebungen eine Balkenbrücke mit weiter Bewegungsfuge und angehängter Bogenschürze vor. Der Vorschlag des Verfassers, auch in der rechten Öffnung einen Dreigelenkbogen unter Berücksichtigung der Verschiebungen auszuführen, wurde Anfang 1947 wegen der damit verbundenen Ersparnisse gewählt (Abb. 1).

Im Zeichen der Stahlknappheit wurden die Dreigelenkbogen der beiden linken Öffnungen aus unbewehrten Stampfbetongewölben mit Bleigelenken entworfen. Die Fahrbahn wurde über unbewehrte Querwände mit Spannweiten von rund 3,6 m längs gespannt und als unmittelbar befahrene Stahlbetonplatte ausgeführt. Die große Dicke der Fahrbahnplatte von 29 bis 35 cm führte zu einer sparsamen Bewehrung und wirkt sich zudem auf die Schwankungen der Bogenstützlinie infolge Verkehr günstig aus. Die drei kurzen Querwände je neben den Scheiteln wurden zur Ausschaltung von Biegemomenten unmittelbar unter der Fahrbahn und über der Bogenplatte durch Einlegen von Weichfaserplatten mit Gelenken versehen. An den Pfeilern sind die Querwände mit nur 3,30 m Abstand angeordnet, um die Fahrbahnplatte jeweils bis zur Bewegungsfuge in der Pfeilerachse vorkragen zu können (Abb. 2).

Bei der Widerlagerverschiebung war zu klären, ob die Richtung etwa in Brückenachse oder schräg dazu zu erwarten sei. Der als Gutachter zugezogene Prof. Looß entschied, daß es genüge, mit einer Verschiebung in Brückenrichtung zu rechnen. Demnach konnten die Gelenke des Dreigelenkbogens mit der üblichen Linienberührung ausgeführt werden. Da die Bleigelenke nicht beschafft werden konnten, wurden an den Kämpfern mit Blech gepanzerte Betongelenke ausgeführt.

Das Scheitलगelenk hingegen wurde mit Stahlgußgelenkplatten und auswechselbaren Unterlagsplatten stellbar ausgeführt, so daß die beim Eintreten der Widerlagerverschiebung entstehende Scheitelhebung nach Bedarf rückgängig gemacht werden kann (Abb. 3). Sowohl die Gelenkplatten wie auch die Unterlagsplatten sind mit Nasen auf einbetonierten kräftigen Flachstählen eingehängt. Zwischen den sechs Gelenkplatten ist Raum, um fünf hydraulische Pressen von je 200 t einzubauen,

die genügen, um die Scheitelfuge aus ständiger Last von rund $H_g = 1000$ t aufzunehmen und die Gelenke zu entlasten. Die oberen Kanten der Unterlagsplatten sind abgeschrägt, so daß sie sich nach dem Entlasten der Gelenkplatten durch Keile voneinander loslösen lassen und an angeschweißten Handgriffen herausgezogen werden können. An den Gewölben sind unten an der Scheitelfuge Vorsprünge betoniert, auf die zum Einbau der Pressen Bohlen gelegt werden können.

Die breite Scheitelfuge ist mit Betonplatten in Winkelrahmen abgedeckt, unter denen eine Gummientwässerungsrinne angeordnet ist. Nach Abheben dieser Platten und des Gummibandes kann das Nachstellen der Scheitelfuge von der Fahrbahn aus ohne Gerüst vorgenommen werden.

Beim Eintreten der Verschiebung tritt auch eine erhebliche Bewegung der Fahrbahnfuge über den Kämpfern auf, so daß die in Abb. 4 gezeigte Ausbildung dieser Fuge notwendig wurde.

Einer Widerlagerverschiebung von 20 cm entspricht eine Scheitelhebung von 38,8 cm. Die Ermittlung der Kernpunktmomente durch Verkehrslast und ständige Last für das verschobene System ergab, daß nur positive Momente auftreten. Es genügte demnach, die Gewölbe dieser Öffnung mit einer unteren Bewehrung von $4 \phi 20$ pro m zu versehen, die gemäß Abb. 5 jeweils mit dreieckförmigen Bügeln bis zur Mitte der Gewölbeplatte verankert wurde. Zwischen den räumlich stabilen Bewehrungsdreiecken bleiben Gänge vollständig frei, wodurch das Betonieren erleichtert wird. Durchgehende Querbewehrung wurde nur hinter den Gelenken für nötig erachtet.

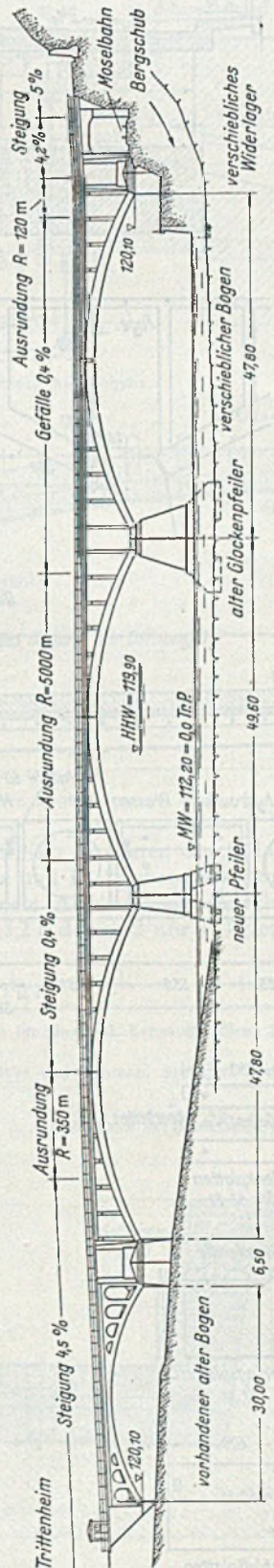


Abb. 1. Gesamtansicht der neuen Moselbrücke Trittenheim.

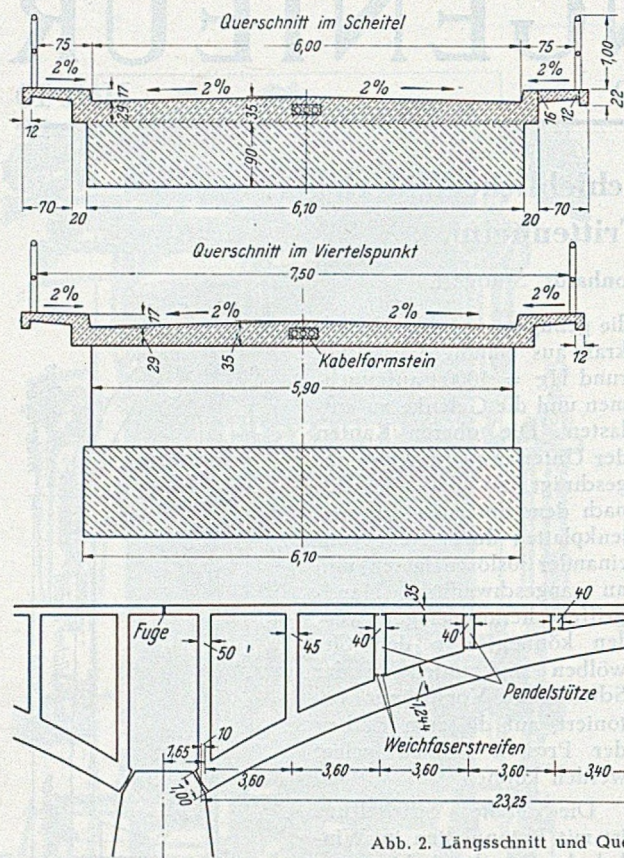


Abb. 2. Längsschnitt und Querschnitte.

Ohne Verkehrslast besteht für die Seitenöffnung bei der eingelegten Bewehrung auch bei einer Widerlager-verschiebung bis zu rund 1,0m keine Rißgefahr.

Es dürfte interessieren, daß zunächst auch eine Lösung für Verschiebung schräg zur Brückenachse untersucht wurde. Dabei wurden die Kämpfergelenke als Kugelkappengelenke in Stahlguß und das Scheitelpunktgelenk wie zuvor beschrieben ausgebildet. Man hat dann sowohl an den Pfeilern wie in den Gewölbeplatten eine kräftige Bewehrung zur Verteilung der konzentrierten Kämpferkraft einzulegen und das ganze Tragwerk durch Sporne gegen Kippen zu sichern, die im Endwiderlager bzw. in der ersten Querwand der zweiten Öffnung gegen Seitenverschiebungen gelagert werden. Die Durcharbeitung hat gezeigt, daß es keine Schwierigkeiten bereiten würde, einen Dreigelenkbogen auf diese Weise gegen eine beliebig gerichtete mäßige Widerlagerverschiebung unempfindlich zu machen.

Die zusätzlichen Momente der Fahrbahnplatte infolge der Verformung der Gewölbe wurden nach Mörsch [2] ermittelt. Trotz der steifen, dicken Gewölbe betrug der Zuwachs beim positiven Feldmoment etwa im Viertelpunkt der Öffnung 13,5%.

Die Fahrbahn- und Gehwegfugen über den Pfeilern und in den Scheiteln der normalen Brückenöffnungen wurden wie folgt ausgebildet (Abb. 6): In der Fahrbahn-

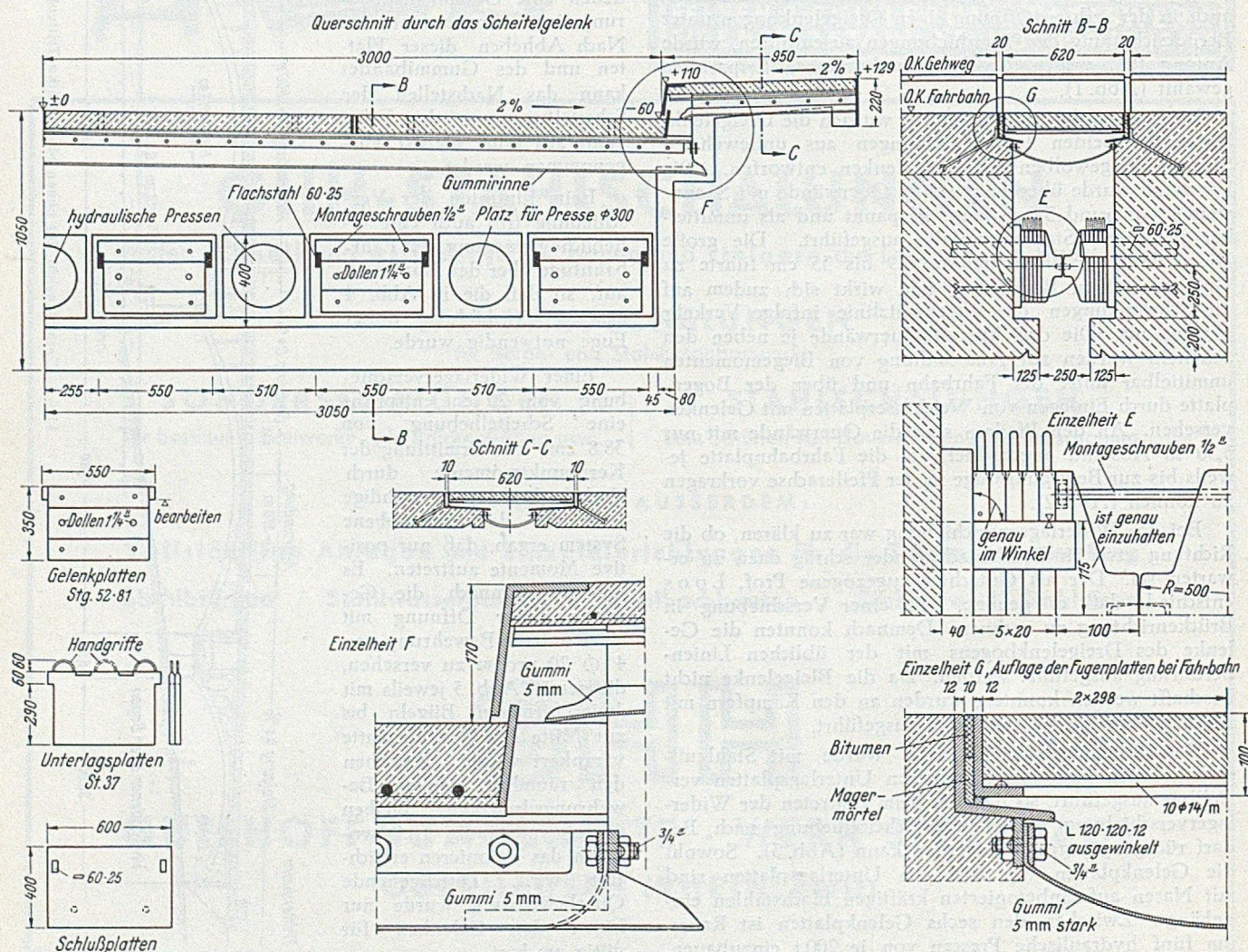


Abb. 3. Das verstellbare Scheitelpunktgelenk.

platte sind an den beiden Fugenrändern 30 mm dicke Stahlblechstreifen kräftig verankert. Der Fugenspalt wird mit einer 10 mm dicken Gummiplatte überdeckt, welche mit zwei weiteren in der Fahrbahn 26 mm, in den Gehwegen 14 mm dicken Stahlblechen durch Schrauben in engem Abstand eingepreßt wird. Um eine sichere Dichtung zu erzielen, sind an den Unterflächen der oberen Stahlplatten 2 mm Drähte angeheftet, so daß der Gummi dort örtlich besonders kräftig eingepreßt wird. Die Fuge zwischen den oberen Stahlplatten bleibt offen, gegen den Betonbelag ist ein Bitumenverguß angeordnet. Das Gummiband wird am Schrammbord hochgezogen und geht ohne Stoß von Geländer zu Geländer durch. Die Stahlplatten können in der Brückenachse und am Schrammbord jeweils gestoßen werden. Da der Gummi bei der üblichen Verschmutzung der Fuge vollständig gegen Licht- einwirkung geschützt ist, ist mit sehr langer Lebensdauer zu rechnen. Nach Lösen der Schrauben kann das Gummiband ausgewechselt und erneuert werden. Diese Fugenausbildung, die inzwischen auch bei den Moselbrücken Schweich und Zeltingen eingebaut wurde, hat sich bisher als vollständig dicht erwiesen. Sie ist den Fugen mit Fugenblechen und Bitumenverguß vorzuziehen.

Die neue Moselbrücke Trittenheim wurde von der Bauunternehmung Jager, Merzig/Trier, zunächst im Auftrag der Gemeinde Trittenheim, später unter Beteiligung

der Landesregierung Rheinland-Pfalz, vertreten durch das Landesbauamt Trier, ausgeführt und im Herbst 1948 dem Verkehr übergeben. Der gesamte Aufwand für Bewehrungsstahl der Brücke betrug 45,2 t, das sind nur 42 kg/m² Brückenfläche.

Literatur:

1. J. Arstad: Einige Brückenbauten im Moseltal, Beton und Eisen 25 (1926).
2. E. Moersch: Statik der Gewölbe und Rahmen, Stuttgart 1947, S. 681.

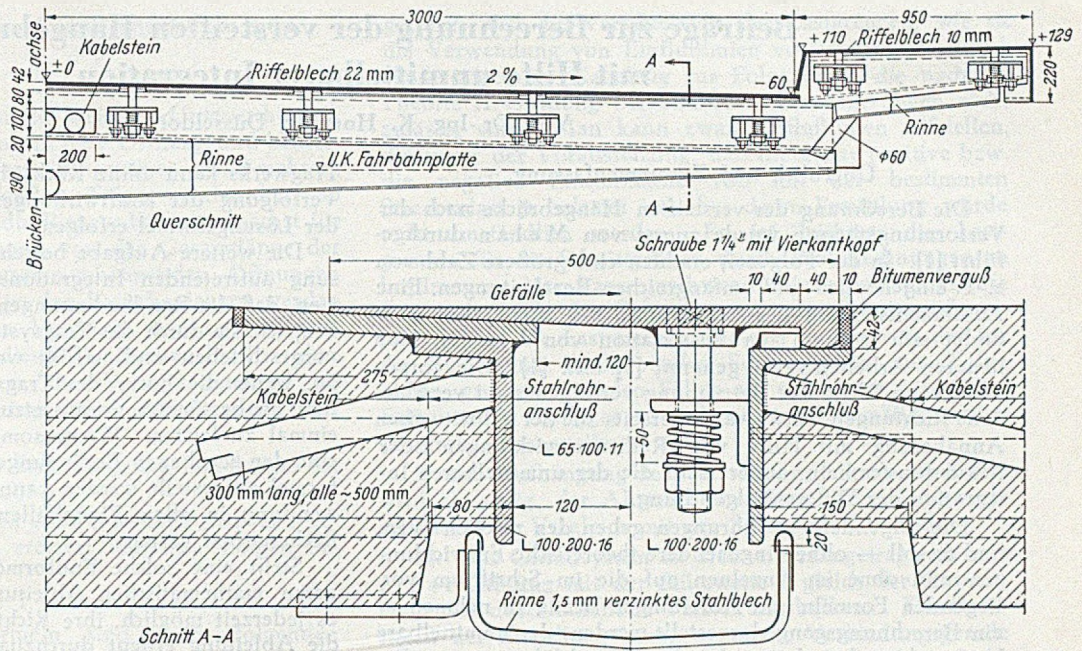


Abb. 4. Fugenabdeckung über den Kämpfern des verschieblichen Bogens.

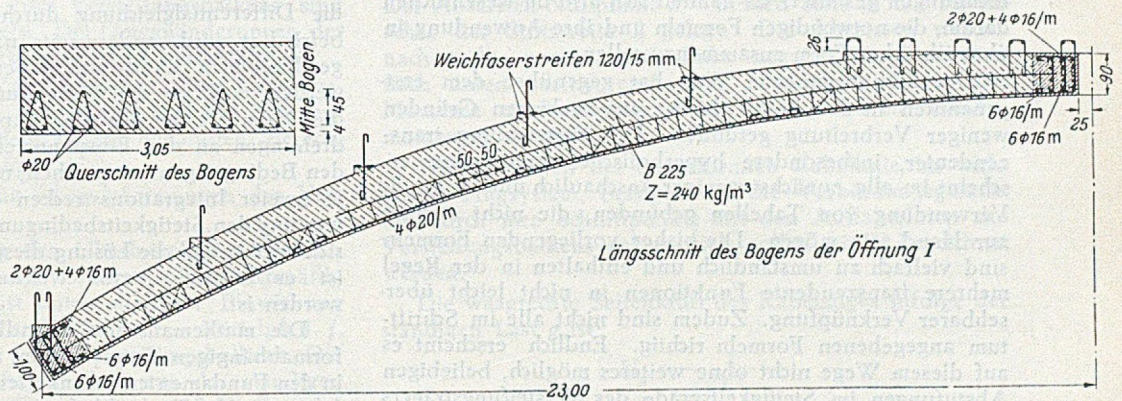


Abb. 5. Bewehrung der Gewölbe des verschieblichen Bogens.

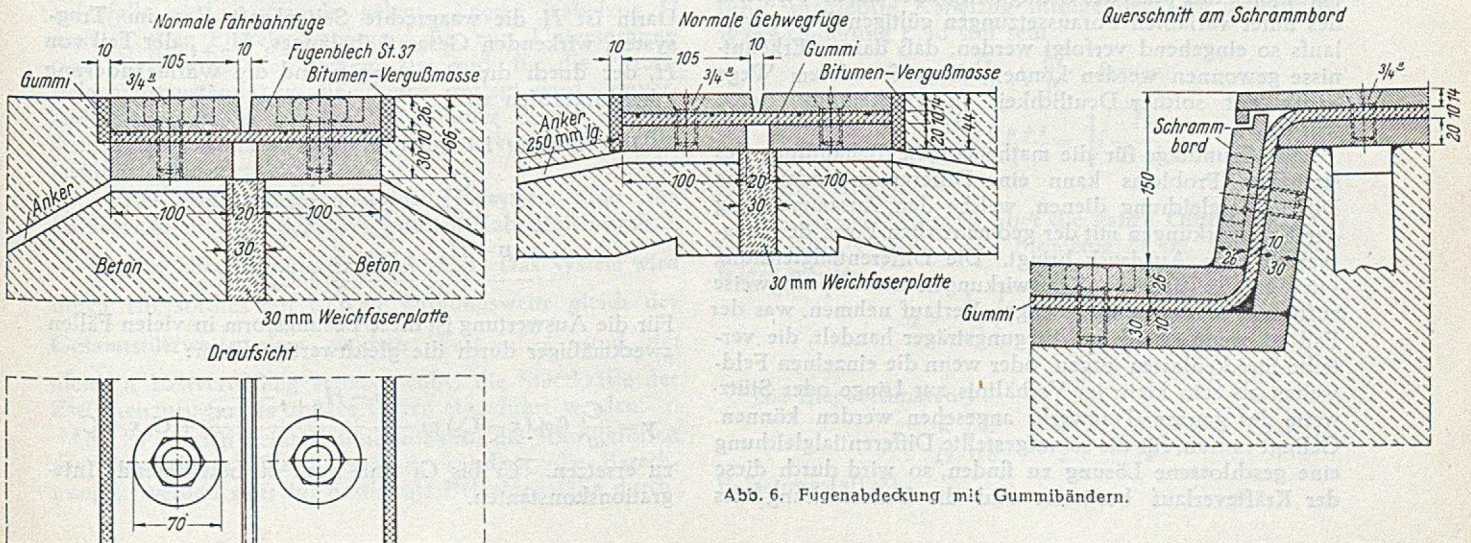


Abb. 6. Fugenabdeckung mit Gummibändern.

Beiträge zur Berechnung der versteiften Hängebrücke mit Hilfe unmittelbarer Integration.

Von Dr.-Ing. K. Hoening, Düsseldorf.

Überblick und Zusammenfassung.

Die Berechnung der versteiften Hängebrücke nach der Verformungstheorie wurde zuerst von Melan durchgeführt [1]. In der Folgezeit erschien eine größere Zahl von z. T. eingehenden und umfangreichen Bearbeitungen. Eine Zusammenstellung des Schrifttums bis zum Jahre 1939 findet sich u. a. in der Dissertation von Lie [2]. Von neueren Arbeiten seien genannt [3] und [4]. Die vorgeschlagenen Wege der Berechnung verfolgen zwei verschiedene Richtungen, und zwar einerseits die der schrittweisen Annäherung mit Hilfe von Reihenentwicklungen oder Rekursionsformeln, andererseits die der unmittelbaren Integration der Differentialgleichung.

Die folgenden Ausführungen gehen den zweiten Weg, und es soll — ohne eingehendere theoretische Entwicklungen und ohne im einzelnen auf die im Schrifttum vorliegenden Formeln und Ableitungen Bezug zu nehmen — ein Berechnungsgang dargestellt werden, der unmittelbare Verwendung bei der praktischen Durchführung von Berechnungen gestattet. Es handelt sich also im wesentlichen darum, die notwendigen Formeln und ihre Anwendung in übersichtlicher Form zusammenzustellen.

Der hier begangene Weg hat gegenüber dem erstgenannten in der Praxis bisher aus mehreren Gründen weniger Verbreitung gefunden. Die Verwendung transzendenter, insbesondere hyperbolischer Funktionen erscheint im allg. zunächst weniger anschaulich und ist an die Verwendung von Tabellen gebunden, die nicht ständig zur Hand sein mögen. Die bisher vorliegenden Formeln sind vielfach zu umständlich und enthalten in der Regel mehrere transzendente Funktionen in nicht leicht überschaubarer Verknüpfung. Zudem sind nicht alle im Schrifttum angegebenen Formeln richtig. Endlich erscheint es auf diesem Wege nicht ohne weiteres möglich, beliebigen Abstufungen im Steifigkeitsgrade des Versteifungsträgers Rechnung zu tragen. Diesen Nachteilen steht die mathematische Exaktheit und Zuverlässigkeit der geschlossenen Formeln gegenüber. Wenn es gelingt, diese in solche Form zu bringen, daß der Verlauf der zu bestimmenden Kurven jeweils nur von einer variablen Funktion abhängt, oder wenn ihre Ordinaten in übersichtlicher Weise in Anteile zerlegt werden können, die dieser Bedingung entsprechen, so ist die Übersichtlichkeit der Ergebnisse gewahrt. An Hand der Formel kann jeder Punkt der gesuchten Kurve bestimmt werden, ohne daß in jedem Falle die Ableitung wiederholt werden müßte. Endlich kann der Einfluß von Änderungen und Abstufungen des Trägheitsmomentes oder des Steifigkeitsgrades durch Vergleich des unter variablen Voraussetzungen gültigen Kurvenverlaufs so eingehend verfolgt werden, daß daraus Erkenntnisse gewonnen werden können, die auf anderem Wege kaum mit solcher Deutlichkeit in Erscheinung treten würden.

Als Grundlage für die mathematische Behandlung des statischen Problems kann eine Differenzen- oder eine Differentialgleichung dienen, welche den Zusammenhang der Kraftwirkungen mit der geometrischen Form des Tragsystems zum Ausdruck bringt. Die Differentialgleichung setzt voraus, daß die Kraftwirkungen nicht sprungweise auftreten, sondern einen stetigen Verlauf nehmen, was der Fall ist, wenn es sich um Biegungsträger handelt, die verteilte Streckenlasten tragen, oder wenn die einzelnen Feldweiten als sehr klein im Verhältnis zur Länge oder Stützweite des ganzen Tragwerks angesehen werden können. Gelingt es nun, für die so aufgestellte Differentialgleichung eine geschlossene Lösung zu finden, so wird durch diese der Kräfteverlauf bestimmt und die Untersuchung des

Tragwerks kann ohne Rücksicht auf anschauungsmäßige Verfolgung der Kraftwirkungen ausschließlich an Hand der Lösungsformel erfolgen.

Die weitere Aufgabe besteht nun darin, die in der Lösung auftretenden Integrationskonstanten so zu bestimmen, daß die Randbedingungen und Übergangsbedingungen, wie sie durch das Tragsystem und die Lastanordnung vorgeschrieben sind, erfüllt werden. Auch diese Arbeit ist, wenn die Form des Tragwerks und die Lastverteilung an bestimmte Voraussetzungen gebunden bleibt, nur einmal zu leisten. Wenn somit für die Kräfteverteilung eine den gegebenen Bedingungen Rechnung tragende Endformel aufgestellt werden kann, so wird durch deren Anwendung in allen Einzelfällen ein erhebliches Maß an Rechenarbeit gespart.

Steht eine solche Endformel als Ergebnis einer längeren mathematischen Ableitung zur Verfügung, so ist es jederzeit möglich, ihre Richtigkeit nachzuprüfen, ohne die Ableitung erneut durchzuführen, denn zum Beweis der Richtigkeit ist es nur erforderlich, festzustellen, ob die Differentialgleichung durch die Endformel identisch befriedigt wird, andererseits nachzuprüfen, ob die vorgeschriebenen Rand- und Übergangsbedingungen erfüllt werden, d. h. ob die Einsenkungen der Auflagerpunkte, die Momente in den Gelenkpunkten und die Winkeldrehungen an den Einspannstellen zu Null werden bzw. den Bedingungen entsprechen, und ob in den Endpunkten je zweier Integrationsstrecken die Lösung bei der Auswertung den Stetigkeitsbedingungen Rechnung trägt. Wenn sich ergibt, daß die Lösung diesen Bedingungen entspricht, ist es belanglos, auf welchem Wege sie gefunden worden ist.

Die mathematische Behandlung ist insbesondere bei formabhängigen Tragsystemen, also beispielsweise bei der in den Fundamenten verankerten Hängebrücke und bei auf feste, von der Tragwerksform unabhängige Widerlager gestützten Bogentragwerken von Vorteil, bei denen die normalen statischen Untersuchungsmethoden versagen. Sie soll im folgenden zunächst auf die Hängebrücke angewendet werden. Ihre Anwendung auf die Bogenbrücke bleibt einem späteren Aufsatz vorbehalten.

Für die Hängebrücke von der Stützweite l mit in unverformtem Zustande parabelförmiger Kabellinie, deren Pfeilhöhe, auf die Stützweite l bezogen, mit f bezeichnet werden soll, und mit dem Trägheitsmoment J des Versteifungsbalkens, lautet die Differentialgleichung:

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} - H \frac{d^2 y}{dx^2} - \left(p - H_{p+t} \frac{8f}{l^2} \right) = 0.$$

Darin ist H die waagrechte Seitenkraft des im Tragsystem wirkenden Gesamtkabelzuges, H_{p+t} der Teil von H , der durch die Belastung p und die Wärmeänderung t hervorgerufen wird.

Ihre Lösung ist mit dem Hilfwert $\omega = \sqrt{\frac{H}{E \cdot J}}$:

$$y = \frac{C_1}{\omega^4} \mathcal{C} \circ f x \omega + \frac{C_2}{\omega^4} \mathcal{S} \circ i n x \omega - \frac{p - H_{p+t} \frac{8f}{l^2}}{H} \frac{x^2}{2} + C_3 x + C_4.$$

Für die Auswertung ist diese Lösungsform in vielen Fällen zweckmäßiger durch die gleichwertige Form:

$$y = \frac{C_1}{\omega^4} \mathcal{C} \circ f (x - C_2) \omega - \frac{p - H_{p+t} \frac{8f}{l^2}}{H} \frac{x^2}{2} + C_3 x + C_4$$

zu ersetzen. C_1 bis C_4 sind noch zu bestimmende Integrationskonstanten.

Die Biegemomente im Versteifungsbalken sind:

$$M = -EJ \frac{d^2 y}{dx^2}$$

Als Ausgangssystem für die weiteren Untersuchungen dient das Hängetragwerk mit einer Öffnung und beiderseits gelenkig gestützt Versteifungsträger. Sind mehrere Öffnungen mit durchlaufendem Träger vorhanden, so werden die Momente und die Biegeordinaten zunächst für das System mit einer Öffnung von der Gesamtlänge der Einzelstützweiten aller zusammenhängenden Öffnungen ermittelt. Die Stützkkräfte in den Zwischenlagern werden als zusätzliche Einzellasten betrachtet und so bestimmt, daß die Biegeordinaten in diesen Punkten zu Null werden.

In Abschnitt I werden die Voraussetzungen, die Durchführung und Ergebnisse dieser Berechnungen dargestellt.

Abschnitt II enthält die Ermittlung des Kabelzuges für den einzelnen Belastungsfall.

Im Abschnitt III werden Abweichungen von den gemachten Voraussetzungen erörtert und ihre Folgen besprochen.

I.

Die nachfolgenden Formeln sind unter folgenden Voraussetzungen ermittelt:

1. Die Biegeordinaten des Versteifungsbalkens sind gleich denjenigen des Kabels. Die Längenänderungen der Hängestäbe werden also zunächst nicht berücksichtigt.

2. Die waagrechten Verschiebungen der Aufhängepunkte der Hängestäbe an den Kabeln und der Pylonenköpfe bleiben, wie bei den andern bekannten Berechnungsweisen, unberücksichtigt.

3. Dasselbe gilt für die Scherverformungen des Versteifungsbalkens.

4. Die ständige Last g des Überbaues einschließlich der Kabel ist über die ganze Brückenlänge gleichmäßig verteilt. Die Kabellinie ist unter alleiniger Einwirkung der ständigen Last eine Parabel mit dem Mittelpfeil f , bezogen auf die Stützweite l des Versteifungsbalkens. Die Biegemomente im Versteifungsbalken aus der ständigen Last g sind gleich Null. Wird nach dem Schließen des Trägers noch ständige Last aufgebracht, muß diese als Verkehrslast betrachtet oder durch Nachspannen des Kabels oder der Hängestäbe so ausgeglichen werden, daß die Höhenlinie, wie sie beim Schließen des Trägers bestand, wiederhergestellt wird.

5. Der Versteifungsbalken ist beiderseits gelenkig gestützt und hat gleichbleibendes Trägheitsmoment J . Die Abweichungen von dieser Voraussetzung werden besonders untersucht.

6. Dem Rechnungsgang zur Bestimmung der Schnittgrößen und Biegeordinaten wird jeweils ein bestimmter waagrechter Kabelzug $H = H_{g+p+t}$, der als äußere Kraft aufgefaßt wird, zugrunde gelegt. Dieser Kabelzug H muß in allen Einzelrechnungen, die zur Untersuchung eines Belastungsfalles dienen, also auch für die Einzelbelastungszustände, in die dieser zerlegt wird, unverändert beibehalten werden. Nur unter dieser Voraussetzung ist additive Überlagerung verschiedener Belastungszustände zulässig.

7. Bei einem durchlaufenden Tragsystem sind die zweiten Ableitungen der unverformten Kabellinien nach x , $-\frac{8f}{l^2}$, in allen Öffnungen gleich groß. Das System wird durch ein solches mit einer Öffnungsweite gleich der Gesamtstützweite, dem gleichen Wert $-\frac{8f}{l^2}$ und der gleichen Lastverteilung ersetzt, wobei die Stützkkräfte der Zwischenauflager als äußere Lasten eingeführt werden.

8. Es werden keine Einflußlinien für die Schnittgrößen des Versteifungsbalkens ermittelt, sondern die Berechnungen werden stets für bestimmte Belastungsfälle durch-

geführt, weil die Verschiebung der Lastgrenzen, wie sie die Verwendung von Einflußlinien voraussetzt, stets auch Änderungen im Kabelzug zur Folge hätte, die nach der Theorie II. Ordnung bei additiven Überlagerungen nicht zulässig sind. Man kann zwar Einflußlinien aufstellen, die unter der Voraussetzung, daß die ganze positive bzw. die negative Einflußfläche voll mit der bestimmten Streckenlast p belastet ist, aber deren Ermittlung würde recht umständlich werden. Es ist leichter, die Lastgrenzen für die Schnittgrößen durch Proberechnungen zu bestimmen. Man kann unschwer für jede Belastungsstufe Ort und Größe des Extremwertes jeder Schnittgröße ermitteln und die Laststrecken, die den Extremwert der für die Bemessung maßgebenden Schnittgrößen zur Folge haben, grenzen in vielen Fällen auf einer oder auf beiden Seiten an ein Auflager, so daß nur verhältnismäßig wenige Lastgrenzen zu variieren sind.

9. Die Aufhängung des Versteifungsbalkens am Kabel wird als stetig, der Abstand der Hängestäbe, λ , also als sehr klein im Vergleich mit der Stützweite l betrachtet.

10. Das Grundsystem ist stets ein Hängetragwerk mit einer Öffnung mit der Stützweite L gleich der Gesamtlänge des durchlaufenden Versteifungsbalkens. Die Ordinaten der Biegelinie, bezogen auf die Verbindungsgerade der Stützpunkte des Trägers werden mit y bezeichnet. Der Abszissen-Nullpunkt $x = 0$ wird stets in die Mittelachse der Stützweite L gelegt. Die Abszissen werden nach rechts positiv, nach links negativ, die Ordinaten nach unten positiv, nach oben negativ gerechnet. Die Momente sind positiv, wenn sie positiven Balkenmomenten entsprechen.

Die Ordinaten der unverformten Kabellinie im wirklichen Tragsystem, bezogen auf die Verbindungsgerade, die durch ihre Schnittpunkte mit den Auflagerloten des Versteifungsbalkens gelegt wird, sollen mit Y bezeichnet werden.

Die waagrechte Seitenkraft des Kabelzuges infolge der ständigen Last g ist:

$$H_g = -\frac{g}{Y''}$$

Da bei der Parabel mit dem Mittelpfeil f :

$$Y'' = -\frac{8f}{l^2} \text{ ist, wird}$$

$$H_g = g \frac{l^2}{8f}$$

Diese Beziehung gilt sowohl für jede Einzelöffnung des wirklichen Tragwerks als auch für das Grundsystem mit der Öffnungsweite $L = l_1 + l_2 + l_3 \dots$, wenn der Wert Y'' überall dieselbe konstante Größe hat. Der Wert ist nur von der Krümmung, nicht von der Stützweite des Kabels abhängig.

Ist p eine zusätzliche Streckenlast, H_{p+t} der zusätzliche waagrechte Kabelzug infolge der Last p und der Wärmeänderung t , so soll sein

$$k = p - H_{p+t} \frac{8f}{l^2} \text{ ferner}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{H_{g+p+t}}{E \cdot J}} = \sqrt{\frac{H}{E \cdot J}}$$

Belastungsfall 1).

Die Streckenlast p ist über die ganze Öffnungsweite L gleichmäßig verteilt. Die Momente M im Versteifungsträger werden

$$M = \frac{k}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cos x \omega}{\cos \frac{L}{2} \omega} \right) \quad (1a)$$

Die Biegeordinaten y :

$$y = \frac{k}{H} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) - \frac{M}{H} \quad (1b)$$

Belastungsfall 2).

Die Öffnung von der Stützweite L hat eine Belastungsscheide im Punkte ξ . Links von ξ wirkt die Verkehrslast 0 , rechts von ξ die Verkehrslast p .

Zunächst ist der Hilfswert p_0 :

$$p_0 = \frac{p}{2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{in}} \xi \omega}{\mathfrak{C}_{\text{in}} \frac{L}{2} \omega} \right) \quad \text{zu berechnen.} \quad (2a)$$

Damit ergibt sich links von ξ :

$$M_l = \frac{p_0 - H_{p+t}}{\omega^2} \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} x \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \frac{L}{2} \omega} \right) - \frac{p_0}{\omega^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} \left(x + \frac{L}{4} - \frac{\xi}{2} \right) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \left(\frac{L}{4} + \frac{\xi}{2} \right) \omega} \right) \quad (2b)$$

rechts von ξ :

$$M_r = \frac{p_0 - H_{p+t}}{\omega^2} \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} x \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \frac{L}{2} \omega} \right) + \frac{p - p_0}{\omega^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} \left(x - \frac{L}{2} - \frac{\xi}{2} \right) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \left(\frac{L}{4} - \frac{\xi}{2} \right) \omega} \right) \quad (2c)$$

Die Biegeordinaten werden:

$$y_l = \frac{-H_{p+t}}{H} \frac{8f}{l^2} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) + \frac{p}{H} \frac{(L-2\xi)^2}{8} \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} \right) - \frac{M_l}{H} \quad (2d)$$

$$y_r = \frac{p - H_{p+t}}{H} \frac{8f}{l^2} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) + \frac{p}{H} \frac{(L+2\xi)^2}{8} \left(\frac{x}{L} - \frac{1}{2} \right) - \frac{M_r}{H} \quad (2e)$$

Belastungsfall 3).

Einzellast P im Punkte ξ .

Die Änderung des Kabelzuges durch P bleibt hier unberücksichtigt; sie ist in die Hauptbelastung einzurechnen.

$$M_l = \frac{P}{\omega} \frac{\mathfrak{C}_{\text{in}} \left(\frac{L}{2} - \xi \right) \omega \mathfrak{C}_{\text{in}} \left(\frac{L}{2} + x \right) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{in}} L \omega} \quad (3a)$$

$$M_r = \frac{P}{\omega} \frac{\mathfrak{C}_{\text{in}} \left(\frac{L}{2} - \xi \right) \omega \mathfrak{C}_{\text{in}} \left(\frac{L}{2} - x \right) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{in}} L \omega} \quad (3b)$$

$$y_l = \frac{P}{H} \frac{\left(\frac{L}{2} - \xi \right) \left(\frac{L}{2} + x \right)}{L} - \frac{M_l}{H} \quad (3c)$$

$$y_r = \frac{P}{H} \frac{\left(\frac{L}{2} + \xi \right) \left(\frac{L}{2} - x \right)}{L} - \frac{M_r}{H} \quad (3d)$$

Belastungsfall 4).

Symmetrische Streckenlast p im Mittelteil der Öffnung zwischen den Belastungsscheiden $+\xi$ und $-\xi$.
Hilfswerte:

$$p_0 = \frac{p}{2} \left(1 + \frac{\mathfrak{C}_{\text{in}} \left(\frac{3}{2} \xi - \frac{L}{4} \right) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{in}} \left(\frac{L}{4} + \frac{\xi}{2} \right) \omega} \right) \quad (4a)$$

$$c = \frac{L}{4} + \frac{\xi}{2} \quad (4b)$$

$$M_a = \frac{p_0 - H_{p+t}}{\omega^2} \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} x \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \frac{L}{2} \omega} \right) - \frac{p_0}{\omega^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} (c-x) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \left(\frac{L}{2} - c \right) \omega} \right) \quad (4c)$$

$$M_i = \frac{p_0 - H_{p+t}}{\omega^2} \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} x \omega}{\mathfrak{C}_{\text{of}} \frac{L}{2} \omega} \right) - \frac{p_0}{\omega^2} \left(1 + \frac{\mathfrak{C}_{\text{of}} x \omega \mathfrak{C}_{\text{in}} (c-\xi) \omega}{\mathfrak{C}_{\text{in}} \xi \omega \mathfrak{C}_{\text{of}} \left(\frac{L}{2} - c \right) \omega} \right) + \frac{p}{\omega^2} \quad (4d)$$

$$y_a = -\frac{H_{p+t}}{H} \frac{8f}{l^2} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) + \frac{p\xi}{H} \left(\frac{L}{2} - x \right) - \frac{M_a}{H} \quad (4e)$$

$$y_i = -\frac{H_{p+t}}{H} \frac{8f}{l^2} \left(\frac{L^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right) + \frac{p\xi}{2H} (L - \xi) - \frac{p}{H} \frac{x^2}{2} - \frac{M_i}{H} \quad (4f)$$

M_a und y_a gelten für die unbelasteten Außenteile, M_i und y_i für den belasteten Innenteil der Öffnung.

Die Formeln sind für die rechte Seite aufgestellt, die linke Seite ist das Spiegelbild der rechten.

Ist im Belastungsfall 2) die linke Seite belastet, die rechte unbelastet, so sind die Formeln für M_l und M_r sowie für y_l und y_r zu vertauschen und alle Vorzeichen von x und ξ umzukehren.

Sind umgekehrt wie im Belastungsfall 4) die Außenteile der Öffnung mit p belastet, während der Mittelteil unbelastet ist, so ist p negativ einzusetzen und die über die ganze Öffnung gleichmäßig verteilte Last p zu überlagern, was leicht durch Hinzufügen des Wertes $+p$ zu den Belastungsbeiträgen der ersten Formelglieder geschehen kann.

Sind mehrere Lastscheiden in unsymmetrischer Verteilung vorhanden, so wird dieser Belastungsfall in mehrere Einzel-Belastungszustände mit je einer Belastungsscheide oder mit zwei solchen in symmetrischer Anordnung zerlegt, worauf die Gl. (2) oder (4) angewendet werden können. Die Streckenlasten p können dabei positiv oder negativ sein.

Einzel-Belastungszustände können additiv überlagert werden, wenn $H = H_{p+p+t}$ stets entsprechend dem Endzustand eingesetzt wird. Der zusätzliche Kabelzug H_{p+t} ist nur einmal zu berücksichtigen, während für alle weiteren Einzel-Belastungszustände $H_{p+t} = 0$ einzusetzen ist.

Zur Bestimmung der Stützkräfte in den Zwischenauflagern eines durchlaufenden Versteifungsbalkens wird in die Gl. (3) zunächst $P = 1$ eingesetzt. H_{p+t} ist dabei gleich Null anzunehmen, weil der Endwert von H_{p+t} schon der Berechnung des Grundsystems zugrunde gelegt ist. Die Stützkräfte ergeben sich dann aus den Biegeordinaten des Grundtragwerks mit Hilfe eines einfachen linearen Gleichungssystems.

Die angegebenen Formeln reichen zur Berechnung aller Momente und Biegeordinaten im Versteifungsbalken aus, wenn das Trägheitsmoment über die ganze Länge gleichbleibt. Die Querkräfte sind ohne Verwendung weiterer Formeln leicht aus den Differenzen zweier benachbarter Biegemomente abzuleiten. Die Werte der hyperbolischen Funktionen können aus kleinen Tafeln (z. B.

Hütte) interpoliert werden. Da diese nur Grundwerte $\leq 5,1$ umfassen, sind für größere Grundwerte die Beziehungen:

$$\cos x = \frac{e^x + e^{-x}}{2} \text{ und } \sin x = \frac{e^x - e^{-x}}{2} \text{ zu verwenden.}$$

Da $\ln e^x = x$ und $\ln e^{-x} = 1/x$ ist, können die erforderlichen Funktionswerte aus einer Tafel der natürlichen Logarithmen durch Rückwärtsablesen bestimmt werden. Die Beiträge e^{-x} werden für größere Werte von x so klein, daß sie bald vernachlässigt werden können und daß die \cos -Werte nahezu gleich den \sin -Werten werden. Es ist zu beachten, daß die Werte der hyperbolischen Funktionen bei größeren Grundwerten, hier also insbesondere bei größeren Werten ω , in sehr weiten Grenzen schwanken, entsprechend dem sehr unterschiedlichen Einfluß einer Last auf die Momente in näheren oder entfernteren Trägerteilen.

Verstärkungen über den Zwischenpfeilern eines durchlaufenden Versteifungsträgers ist in der Weise Rechnung zu tragen, daß man sie durch elastische Unterzüge ersetzt denkt, die sich waagebalkenartig auf die Pfeiler stützen und deren Biegelinie sich sowohl über der Pfeilermitte als auch an ihren Endpunkten mit der des Versteifungsbalkens deckt. Damit kann auch im übrigen Verlauf der Linien ausreichende Übereinstimmung angenommen werden. Die Trägheitsmomente der Unterzüge sind gleich den zusätzlichen Trägheitsmomenten der Verstärkungen anzunehmen. Da die Momentenspitzen stets recht steil und nahezu symmetrisch zur Pfeilerachse verlaufen, werden die Ersatzunterzüge verhältnismäßig kurz und sie können stets gleicharmig angenommen werden. Es sind also an jedem Pfeiler nur zwei statisch unbestimmte Stützkräfte X_1 und X_2 bzw. Y_1 und Y_2 zu bestimmen.

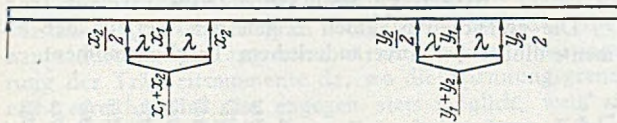


Abb. 1.

Bezeichnet man im Tragwerk mit zwei Zwischenstützen die in Betracht kommenden Zwischenstützpunkte mit a...f, so sind im Grundsystem ohne Zwischenstützung folgende Formänderungsgrößen zu bestimmen:

1. $\delta_{a_0} \dots \delta_{f_0}$

2. Für die Angriffskräfte 1 in den Punkten a bzw. b bzw. c:

$$\begin{aligned} \delta_{aa}, \delta_{ab} &= \delta_{ba}, \delta_{af}, \delta_{ae} = \delta_{bf} \\ \delta_{bb}, \delta_{ac} &= \delta_{ca}, \delta_{bc}, \delta_{ad} = \delta_{cf} \\ \delta_{cc}, \delta_{bc} &= \delta_{cb}, \delta_{cd}, \delta_{bd} = \delta_{ce} \end{aligned}$$

Für den Teil e-f ist spiegelbildliche Anordnung und Bemessung angenommen.

5. Für den in a und c gestützten, in b mit $P = 1$ belasteten Waagebalken: δ_{b1} . (Bei symmetrischer Anordnung: $\delta_{e1} = \delta_{b1}$).

Die Krümmungsmaße Δ_b^a bzw. Δ_e^c ergeben sich aus der Gleichung:

$$\Delta_b^a = -\delta_a + 2\delta_b - \delta_c.$$

Für den Waagebalken allein wird:

$$\Delta_{b1}^a = 0 + 2\delta_{b1} + 0 = 2\delta_{b1}.$$

In der Regel, bei nicht sehr steifem Versteifungsbalken, zeigt sich, daß das Krümmungsmaß Δ_e^c bei Belastung der Punkte a, b und c $\cong 0$ wird, daß also Einzellasten am Auflager b des Versteifungsbalkens in der Umgebung des Auflagers e keinen nennenswerten Einfluß auf die Momente und Krümmungsmaße mehr haben, sondern nur auf die Biegelinien. Dadurch wird die Auflösung der Elastizitätsgleichungen wesentlich erleichtert.

Die Gleichungen lauten wie folgt:

$$\delta_{b_0} + X_1 \delta_{bb} + X_2 \frac{\delta_{ab} + \delta_{cb}}{2} + Y_1 \delta_{be} + Y_2 \frac{\delta_{db} + \delta_{fb}}{2} = 0 \quad (I)$$

$$\delta_{c_0} + X_1 \delta_{bc} + X_2 \frac{\delta_{ac} + \delta_{ce}}{2} + Y_1 \delta_{ce} + Y_2 \frac{\delta_{de} + \delta_{fe}}{2} = 0 \quad (II)$$

$$\Delta_{b_0}^a + X_1 \Delta_{bb}^a + X_2 \frac{\Delta_{ab}^a + \Delta_{cb}^a}{2} + \sim 0 = X_2 \Delta_{b1}^a \quad (III)$$

$$\Delta_{c_0}^e + Y_1 \Delta_{ce}^e + Y_2 \frac{\Delta_{de}^e + \Delta_{fe}^e}{2} + \sim 0 = Y_2 \Delta_{c1}^e \quad (IV)$$

(wenn $\Delta_{bd}^a, \Delta_{be}^a, \Delta_{bf}^a$ usw. $\cong 0$)

Nach Einsetzen der Gl. (III) und (IV) in Gl. (I) und (II) sind nur zwei lineare Gleichungen mit zwei Unbekannten aufzulösen. Wenn die Stützkräfte X_1, X_2, Y_1, Y_2 gefunden sind, können die endgültigen Momente und Biegelinien berechnet werden. Die für den Versteifungsträger ermittelten Stützenmomente sind um die Momentenanteile der Waagebalken:

$M_{b1} = \frac{X_2 \cdot \lambda}{2}$ und $M_{c1} = \frac{Y_2 \cdot \lambda}{2}$ zu vermehren, die als zusätzliche Spitzenmomente auftreten.

Die Durchführung solcher Berechnungen zeigt, daß die Spitzenmomente infolge der Trägerverstärkung zwar zunehmen, daß die Zunahme aber geringer ist als die Zunahme an Tragfähigkeit des Querschnitts.

Der gleiche Weg könnte auch dann eingeschlagen werden, wenn weitere Verstärkungen innerhalb der Öffnungen vorhanden sind, doch würde durch Vermehrung der Zahl der statisch unbestimmten Größen der Rechenaufwand bei der Aufstellung und Auflösung der Elastizitätsgleichungen, die für jede Belastungsstufe vorzunehmen sind, wesentlich zunehmen. Um den Einfluß solcher Verstärkungen klarzustellen, wurde deshalb der Weg beschrieben, bereits bei Aufstellung der Gleichungen für die Momente und Biegelinien, d.h. bei Einführung der Randwerte in die Integralformeln der grundlegenden Differentialgleichung, Abstufungen des Trägheitsmoments

J bzw. der Größe $\omega = \sqrt{\frac{H}{E \cdot J}}$ zu berücksichtigen. Auch

hierbei zeigte sich, daß bei mehrfachem Wechsel von J und bei gleichzeitig vorhandenen Belastungsscheiden für p , also beim Aneinanderfügen einer größeren Zahl von Kurvenastern die Zahl der Unbekannten so groß wird, daß der Rechenaufwand nicht mehr zu bewältigen ist. Durch-

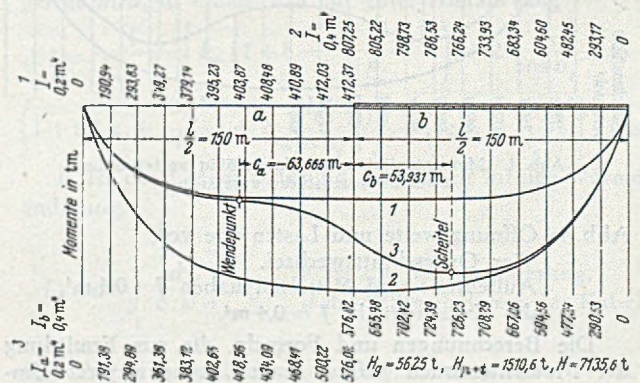


Abb. 2. Momentenlinien 1, 2, 3 für gleichmäßig verteilte Last.

gerechnet wurden einige Fälle, die sich auf eine Einzelöffnung ohne Zwischenstützen beziehen und bei denen entweder die Belastung p über die ganze Trägerlänge gleich bleibt oder bei denen die Belastungsscheide mit dem Wechsel des Trägheitsmoments zusammenfällt. Da die Ergebnisse dieser Berechnungen ein kennzeichnendes Bild von dem Momentenverlauf geben, werden sie in einigen Kurven dargestellt.

Abb. 2: Eine Öffnung mit $l = 300$ m
 $g = 16$ t/m, $p = 5$ t/m gleichmäßig über die ganze Öffnung
 $H_g = 5625$ t, $H_{p+t} = 1510,6$ t
 Linie 1 zeigt den Momentenverlauf bei durchlaufendem Trägheitsmoment $J = 0,2$ m⁴.
 Linie 2 den Verlauf bei durchlaufendem Trägheitsmoment $J = 0,4$ m⁴.
 Linie 3 gilt für $J_a = 0,2$ m⁴ in der linken Trägerhälfte, $J_b = 0,4$ m⁴ in der rechten Trägerhälfte.

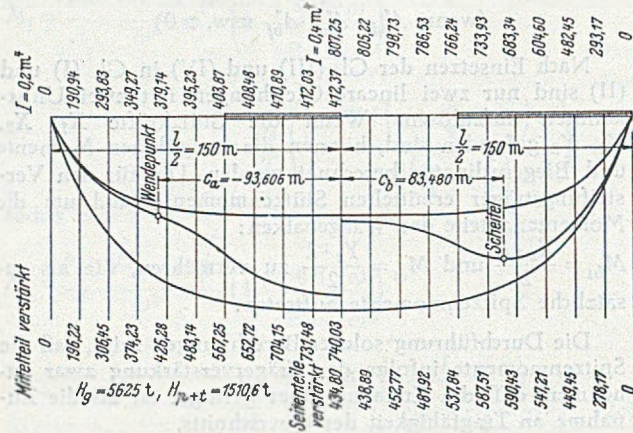


Abb. 3. Momentenlinien für gleichmäßig verteilte Last. Links: Mittelteil verstärkt, rechts: Seitenteile verstärkt.

Abb. 3: Öffnungsweite und Lasten wie vor, Zwei Querschnittswchsel.
 Links dargestellt:
 $J = 0,2$ m⁴ in den Außenteilen
 $J = 0,4$ m⁴ im Mittelteil
 Rechts dargestellt:
 $J = 0,4$ m⁴ in den Außenteilen
 $J = 0,2$ m⁴ im Mittelteil
 Trennpunkt der Trägheitsmomente bei $s_{cc} = \pm 60$ m.

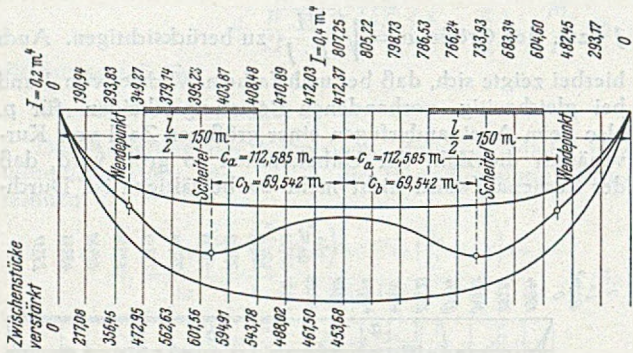


Abb. 4. Momentenlinien für gleichmäßig verteilte Last. Zwei Zwischenstücke verstärkt.

Abb. 4: Öffnungsweite und Lasten wie vor, Vier Querschnittswchsel.
 Außenteile und Mittelteil haben $J = 0,4$ m⁴, die Zwischenstücke $J = 0,4$ m⁴.

Die Berechnungen und Formeln, die zur Ermittlung der Momentenlinien geführt haben, können ihres Umfanges wegen hier nicht wiedergegeben werden. Die Linien setzen sich aus Ästen zusammen, deren Verlauf dem einer Cos- bzw. einer Sin-Funktion entspricht und die sich in den Trennpunkten der Trägheitsmomente berühren. Die Lage der Scheitelpunkte der Cos-Linien und der Wendepunkte der Sin-Linien sind in den Darstellungen angegeben. Die Linien zeigen, daß sich die Momentenlinien in gewissem Abstand vom Trennpunkt an die entsprechenden, für unveränderliches Trägheitsmoment geltenden Linien anschmiegen. Die Länge der Übergangskurven ist um so kleiner, je kleiner die zugehörigen Träg-

heitsmomente sind, je weicher also der Versteifungsbalken ist.

Die weiteren Momentenlinien gelten für den Fall, daß die Belastungsscheiden mit den Trennpunkten der Trägheitsmomente zusammenfallen.

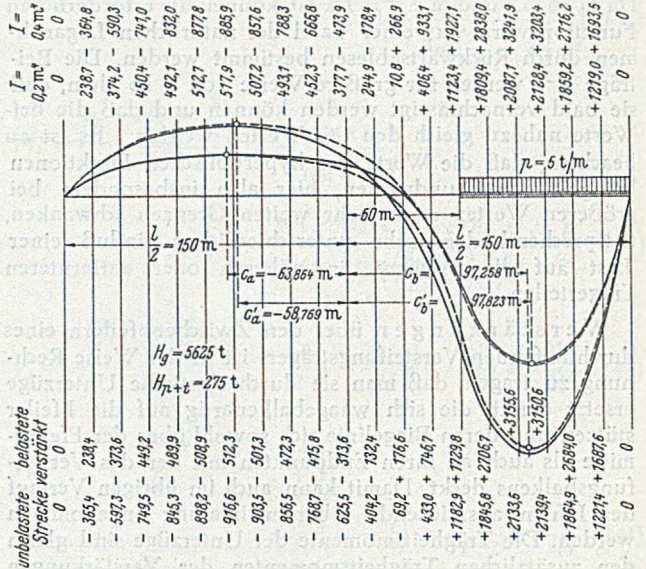


Abb. 5. Momentenlinien für rechtsseitige Streckenbelastung. Links: belastete Strecke verstärkt, rechts: unbelastete Strecke verstärkt.

Abb. 5: Tragwerk wie vor,
 a) Links: $J = 0,2$ m⁴, $p = 0$
 Rechts: $J = 0,4$ m⁴, $p = 5$ t/m
 und b) Links: $J = 0,4$ m⁴, $p = 0$
 Rechts: $J = 0,2$ m⁴, $p = 5$ t/m.

Die gestrichelten Linien zeigen den Verlauf der Momentenlinien bei unveränderlichem Trägheitsmoment.

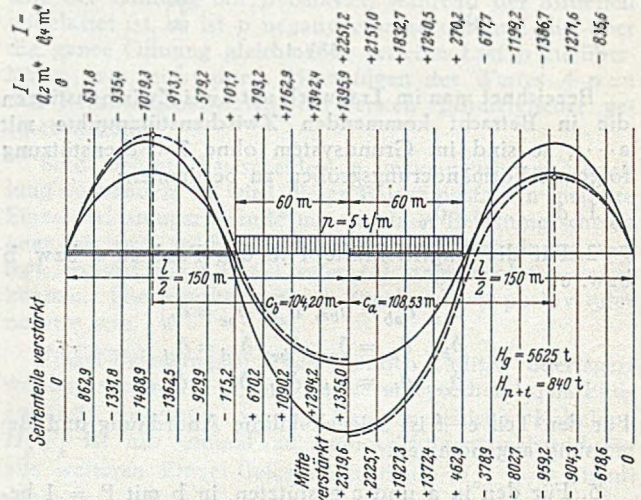


Abb. 6. Momentenlinien für Streckenbelastung im mittleren Teil. Links: Seitenteile verstärkt, rechts: Mittelteile verstärkt.

Abb. 6: Tragwerk wie vor, Mittelteil der Öffnung auf 120 m Länge mit $p = 5$ t/m belastet.

a) Mittelteil mit $J = 0,4$ m⁴, Außenteile $J = 0,2$ m⁴
 b) Mittelteil mit $J = 0,2$ m⁴, Außenteile $J = 0,4$ m⁴

Wie die Linien zeigen, sind hier die Abweichungen zwischen den Linien für das abgestufte und das entsprechende durchlaufende Trägheitsmoment noch geringer als in den Abb. 2 bis 4.

Der Vollständigkeit halber sind in Abb. 7 noch die Momentenlinien für eine Einzellast im Trennpunkt der Trägheitsmomente dargestellt.

Die dargestellten Linien zeigen, daß bei Vergrößerung der Trägheitsmomente die Biegemomente um so stärker

beeinflusst werden, je länger die Belastungsstrecken sind. Bei Vollbelastung des ganzen Überbaues sind die Momente den Trägheitsmomenten nahezu verhältnismäßig. Bei einer Einzellast dagegen verhalten sich die Momente etwa wie die Wurzelwerte der Trägheitsmomente. Eine

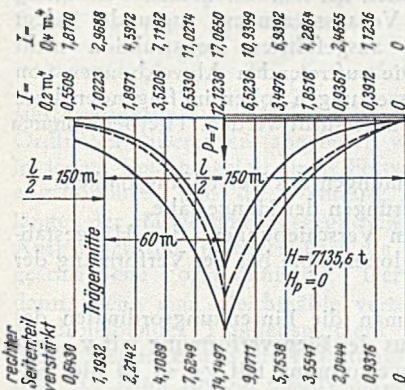


Abb. 7. Momentenlinien für eine Einzellast. Rechte Seite verstärkt.

Jede Querschnittsverstärkung innerhalb der Öffnung erhöht ihrerseits die örtlichen Momente, das Trägheitsmoment zieht das Moment nach sich, wie es die dargestellten Momentenlinien deutlich erkennen lassen. Dabei ist die Momentenzunahme kaum weniger groß, wenn die Verstärkung nur streckenweise, also wenn sie durchlaufend auf der ganzen Trägerlänge vorgenommen wird. Wenn also die Berechnung eine Spannungsüberschreitung an irgendeiner Stelle innerhalb der Öffnung erkennen läßt, so ist es, um diese mit Sicherheit zu beseitigen, erforderlich, die Berechnung mit dem verstärkten Querschnitt erneut durchzuführen, wobei ohne wesentlichen Fehler der verstärkte Querschnitt als in der ganzen Länge des Überbaues durchlaufend angenommen werden kann. Verringerung der Trägheitsmomente da, wo die Spannungsgrenze nicht erreicht wird, ist dagegen stets möglich, weil sie keine Momenten-Erhöhung zur Folge haben kann. Keinesfalls aber wäre es zulässig, die Berechnung für ein geschätztes mittleres Trägheitsmoment durchzuführen, weil Spannungsüberschreitungen dabei nicht zu erkennen und nicht zu vermeiden wären.

Um bei abgestuftem Querschnitt die tatsächliche Linie der Größtmomente darzustellen, bietet sich der Weg, die gesuchten Werte einerseits für das größere, andererseits für das kleinere vorhandene Trägheitsmoment unter der Voraussetzung zu bestimmen, daß diese über die ganze Länge des Überbaues durchlaufen. Die wirkliche Linie der Größtmomente liegt zwischen beiden, sie nähert sich jeweils der für den örtlich vorhandenen Querschnitt gültigen. Die Länge der Übergangslinien kann entsprechen den Übergangslängen bemessen werden, die sich für die Momente aus gleichmäßig verteilter Last ergeben.

Für die Querschnitts-Verstärkungen über den Zwischenstützen gelten diese Erwägungen nicht. Sie können ohne weiteres bei der Ermittlung der Momente berücksichtigt werden.

II.

In den vorhergegangenen Ausführungen wird der Kabelzug mit der waagrechten Seitenkraft H und insbesondere deren Zuwachswert H_{p+t} aus Verkehrslast und Wärmewirkung als gegeben vorausgesetzt. Seine Ermittlung muß also den Berechnungen der Schnittgrößen vorausgehen. Sie erfolgt unter Verwendung von Einflußflächen. Es soll hier ein Berechnungsgang angegeben werden, der sich als zweckmäßig erwiesen hat, während die exakten Nachweise auch hier fortgelassen werden müssen.

Die Einflußlinie wird in der Weise ermittelt, daß man in die Gl. (1a) und (1b), die für gleichmäßig verteilte Vollbelastung gelten, den Wert $k = 1$ einsetzt und

mit Hilfe der Biegelinien y die Biegelinie aufzeichnet. Läuft der Versteifungsbalken über mehrere Öffnungen durch, sind aus den Gl. (3) die Biegelinien für die Stützkraft $X = 1$ und $Y = 1$ zu bestimmen, mit den aus den Elastizitätsgleichungen ermittelten Werten X und Y zu vervielfachen und der Biegelinie des Grundsystems zu überlagern, wie oben erläutert. Die so gefundenen Ordinaten sind ihrerseits, wie aus den Gleichungen ersichtlich, von H und von ω abhängig. Dieser Abhängigkeit wird in bekannter Weise dadurch Rechnung getragen, daß man mehrere Biegelinien aufzeichnet, wenigstens eine für den größten und eine für den kleinsten zu erwartenden Kabelzug und den zugehörigen Wert ω , und zwischen den Einflußflächen, die sich daraus ergeben, für den zutreffenden Wert H interpoliert. Zunächst muß also ein Wert H angenommen werden. Wenn dieser nicht zutrifft, ist die Berechnung mit einer berichtigten Annahme zu wiederholen.

Bezeichnet man die Ordinaten der Biegelinie mit η , die gesamte Biegefläche aller Öffnungen mit F , die Flächenanteile, welche auf Laststrecken mit der Belastung p entfallen, mit F_p , und die Ordinaten etwa auftretender Einzellasten P mit η_p , so wird:

$$H_{p+t} = \frac{\sum P \cdot F_p + \sum P \cdot \eta_p - \Delta L_t \cdot C}{\frac{8f}{l^2} \cdot F + \Delta' L \cdot C} \quad (5)$$

Darin ist:

$$\Delta' L = \frac{1}{E_k \cdot F_k} \int_{-\frac{L}{2}}^{+\frac{L}{2}} \frac{dL}{\cos^3 \alpha} \quad (6)$$

die waagrechte Längenänderung des Kabels bei einem waagrechten Kabelzug $H = 1$. E_k ist der Elastizitätsmodul, F_k die Querschnittsfläche des Kabels. Sind drei Öffnungen mit den Stützweiten $l_s + l_m + l_s$ und außerdem beiderseits Kabelverankerungsenden mit den waagrechten Längen l_r vorhanden, bezeichnet man ferner die Neigung der Kabelsehne in den Seitenöffnungen mit $\text{tg } \alpha_s$, die Neigung in den Verankerungsenden mit $\text{tg } \alpha_r$, den Kabelpfeil in der Mittelöffnung mit f_m , in den Seitenöffnungen mit f_s und berücksichtigt, daß die Abstützung des Kabels bei der Umlenkung von den Seitenöffnungen zu den Verankerungsenden in die Halbierende des Kabel-Knickwinkels gelegt wird, so erhält man mit guter Annäherung:

$$\Delta' L = \frac{1}{E_k \cdot F_k} \left[l_m \left(1 + 8 \frac{(f_m + \Delta f_m)^2}{l_m^2} \right) + 2 \frac{l_s}{\cos \alpha_s} \left(1 + \text{tg}^2 \alpha_s + \frac{8f_s^2}{l_s^2} \right) + 2 \frac{l_r}{\cos \alpha_r} \sqrt{1 + \left(\text{tg } \alpha_s - \frac{4f_s}{l_s} \right)^2} \right] \quad (6a)$$

L_t ist die Längenänderung des Kabels infolge Wärmeänderung.

$$L_t = \alpha t \int_{-\frac{L}{2}}^{+\frac{L}{2}} \frac{dL}{c \cdot s^2 a} \quad (7) \quad \begin{matrix} t \text{ ist die Wärmeänderung,} \\ a \text{ der Wärmebeiwert des Kabels} \end{matrix}$$

Mit obigen Bezeichnungen wird näherungsweise:

$$\Delta L_t = \alpha t \left[l_m \left(1 + \frac{16}{3} \frac{(f_m + \Delta f_m)^2}{l_m^2} \right) + 2 l_s \left(1 + \text{tg}^2 \alpha_s + \frac{8f_s^2}{l_s^2} \right) + 2 \frac{l_r}{\cos \alpha_r} \right] \quad (7a)$$

Der Beiwert C in Gl. (3) kann zu

$$C = \frac{l_m^2}{8 \left(f_m + \frac{\Delta f_m}{2} \right)} \quad (8)$$

angenommen werden.

In den Gl. (6), (7), (8) ist neben dem Kabelpfeil f_m in der Mittelloffnung noch dessen Änderung Δf_m infolge der Verformung berücksichtigt. Δf_m wird als Mittelpfeil einer Parabel betrachtet. Da die Biegelinie, besonders bei Teilbelastung, nicht die Formel einer Parabel hat, ist sie durch die flächengleiche Parabel zu ersetzen. Ist bei einem Tragwerk mit einer Öffnung die mittlere Belastung:

$$p' = \frac{\sum (p \cdot F_p)}{F}$$

so wird:

$$\Delta f_m = \frac{p' - H_{p+t}}{H} \frac{8f}{l^2} \left[l^2 - \frac{3}{2\omega^2} \left(1 - \frac{\xi_g}{2} \frac{l}{\omega} \right) \right] \quad (9)$$

(darin $\xi_g \frac{l}{\omega} \sim 1$)

Wenn der Versteifungsbalken über drei Öffnungen durchläuft, gilt diese Formel näherungsweise dann, wenn die Hauptöffnung allein belastet ist und wenn bei der Berechnung von p' nur die Einflußflächen der Hauptöffnung in Betracht gezogen werden. Sind nur Nebenöffnungen belastet, kann $\Delta f_m = 0$ eingesetzt werden. Wird bei der Belastung mehrerer Öffnungen ein Mittelwert gebildet, so ist zu beachten, daß der Einfluß der Hauptöffnung die der Nebenöffnungen erheblich überwiegt. Der Einfluß von Δf_m auf den Wert von H_{p+t} ist in keinem Falle groß, so daß ein Näherungswert von Δf_m in der Regel genügt. Die von Δf_m abhängigen Größen ΔL , ΔL_t und C werden zweckmäßig zunächst für die Extremwerte $\Delta f_m = 0$ und $\max \Delta f_m$ bestimmt, Zwischenwerte können eingeschaltet werden.

Die Berechnung von H_{p+t} muß meist mehrfach wiederholt werden, bis die Vorannahme mit dem Ergebnis ausreichend übereinstimmt. Andererseits ist die möglichst genaue Bestimmung des Kabelzuges H_{p+t} erforderlich, weil die Schnittgrößen stark durch ihn beeinflusst werden. Wenn für einen Belastungsfall die Biegelinie ermittelt ist, kann die Längenänderung des Kabels und damit auch der Kabelzug H_{p+t} nachgeprüft werden.

Vor Beginn der genaueren Berechnung ist es erforderlich, die Wirkungsweise und die Eigenschaften des Tragwerks durch Voruntersuchungen zu klären. Einerseits hängt das erforderliche Trägheitsmoment des Versteifungsbalkens in hohem Maße von dem Verhältnis der Verkehrslast zur ständigen Last ab, andererseits kann durch Einschränken der Versteifungsbalkenhöhe und durch Zulassen höherer Biegungsbeanspruchungen, z. B. durch hochwertiges Material, der Baustoffaufwand stark vermindert werden, um so mehr, als mit den Trägheitsmomenten auch die Biegemomente erheblich zurückgehen. Wenn infolge unbeachteten Mitwirkens einer steifen Fahrbahnplatte bei Aufnahme der Momente die Steifigkeit größer ist als in der Berechnung angenommen, so erhöhen sich hierdurch auch die aufzunehmenden Biegemomente. Eine Entlastung des Versteifungsbalkens tritt also nur in beschränktem Maße ein. Wenn — unter der Voraussetzung, daß keine unterbrechenden Querfugen vorhanden sind — die Fahrbahnplatte als mittragend in Rechnung gestellt werden soll, muß die Versteifung auch bei Festlegung der wirksamen Trägheitsmomente berücksichtigt werden.

Durch Erhöhung des Fahrbahngewichts werden die Biegemomente im Versteifungsbalken und damit der Baustoffbedarf hierfür vermindert, während sich der Aufwand für Kabel, Pylonen und Verankerungen erhöht. Das wirtschaftliche Optimum kann nur durch Vergleichsrechnungen gefunden werden.

Der Baustoffaufwand für den Versteifungsbalken wird um so geringer, je kleiner der Einfluß örtlicher Lasten ist. Eine Eisenbahnbrücke würde, wenn bei einer solchen überhaupt die der Hängebrücke eigenen Höhenschwan-

kungen zugelassen werden können, eine so ausgiebige Versteifung erfordern, daß dadurch die Eigenschaften des Tragwerks erheblich geändert würden.

III.

In Abschnitt I. mußten der mathematischen Verfolgung der Kräftewirkungen Voraussetzungen zugrunde gelegt werden, die bei der ausgeführten Konstruktion nicht streng erfüllt sind. Die auftretenden Abweichungen von den gemachten Voraussetzungen sollen im folgenden kurz auf ihre Tragweite hin untersucht werden. Hierbei kommen in Betracht:

1. Die Scherverformungen des Versteifungsbalkens,
2. die Längenänderungen der Hängestäbe,
3. die waagrecht Verschiebungen der Hängestabanschlüsse und der Pylonenköpfe bei der Verformung der Kabellinie.

Zu 1. Bezeichnet man die Einsenkungsordinaten des Versteifungsbalkens aus der Biegeverformung mit y_1 , diejenigen aus der Scherverformung mit y_2 , so ist die Ableitung von y_2 nach x , $\frac{dy_2}{dx}$, bestimmt durch die Querkraft Q , den Stegquerschnitt F_s des Versteifungsbalkens und dem Gleitmodul G , und zwar ist:

$$\frac{dy_2}{dx} = \frac{Q}{G \cdot F_s}$$

Mit $\gamma = \frac{1}{G \cdot F_s}$ gilt für einen parallelgurtigen Fachwerkträger mit den Feldweiten λ , der Systemhöhe h , den Strebenlängen $d = \sqrt{\lambda^2 + h^2}$ und mit den Strebenquerschnitten F_d :

$$\gamma = \frac{d^3}{E \cdot F_d \cdot h^2 \cdot \lambda}$$

Bei Rahmenträgern wäre γ aus der örtlichen Verbiegung der Gurte zu berechnen. Die in Abschnitt I. angegebenen Formeln für die Momente im Versteifungsbalken bleiben dann gültig, wenn man den Wert J durch

$$J' = J (1 - H \cdot \gamma) \quad \text{und} \quad \omega \quad \text{durch} \quad \omega' = \sqrt{\frac{H}{E \cdot J}}$$

Die Momente werden dadurch in erster Annäherung etwa im Verhältnis $J' : J$ kleiner, die Biegeordinaten um ein nur sehr geringes Maß größer. Die Abminderung von J beträgt bei parallelgurtigen Vollwandbalken etwa 1 bis 2 v. H., bei Fachwerkträgern etwa 5—7 v. H.

Die Berücksichtigung der Scherverformungen bietet also keine Schwierigkeiten, sofern γ ebenso wie J als Festwert aufgefaßt werden kann.

Zu 2. Die Dehnungen der Hängestäbe fallen dann besonders ins Gewicht, wenn diese aus hochbeanspruchten Stahlseilen mit vermindertem Dehnungsmodul E_h bestehen. Ihre Auswirkungen sind von der Stützung des Versteifungsbalkens abhängig und bei der einfeldrigen Brücke wesentlich andere als bei der Brücke mit durchlaufendem Träger.

In früheren Untersuchungen von Hertwig [5] sowie von Klöppel und Lie [6] werden die Längenänderungen der Hängestäbe bei Aufstellung der Differentialgleichung in Ansatz gebracht. Daraus ergeben sich in den endgültigen Gleichungen für den Kabelzug und für die Momente Korrekturglieder, deren Einfluß abgeschätzt wird. Beide Untersuchungen kommen zu dem Ergebnis, daß dieser Einfluß praktisch unerheblich ist.

Um die Ableitung zu vereinfachen, soll hier die Annahme gemacht werden, daß die Form der Kabellinie durch die Längenänderung der Hängestäbe keine merkliche Änderung erfährt, daß also der auf das Kabel entfallende Lastanteil unverändert bleibt, und es soll unter dieser Voraussetzung die zusätzliche Formänderung des Versteifungsbalkens bestimmt werden. Da der Lastanteil des Kabels i. allg., besonders bei verhältnismäßig weichem Versteifungsbalken, dessen Lastanteil erheblich überwiegt,

trifft diese — an sich etwas zu ungünstige — Annahme mit guter Annäherung zu.

Die Zugkräfte in den Hängestäben setzen sich aus dem bei gleicher Feldteilung λ und gleichbleibender ständiger Last $g - g_k$ (ohne die Eigenlast des Kabels) unveränderlichen Anteil; $Z_g = \lambda (g - g_k)$ und dem veränderlichen Anteil $Z_{p+t} = \lambda \cdot p_k$ zusammen.

$p_k = H_{p+t} \frac{8f}{l^2} - H \frac{\Delta y}{\Delta x^2}$ wird zweckmäßig aus der Verformungslinie des Kabels durch Bildung der zweiten Ordinaten-Differenzen abgeleitet, wobei das erste Glied in jedem Belastungsfall einen Festwert darstellt. Es wird angenommen, daß die Dehnung infolge Z_g beim Ablängen der Hängestäbe ausgeglichen wird, damit nach dem Aufbringen der ständigen Last die Brückenbahn die vorgeschriebene Form annimmt. Der Wert Z_{p+t} ist auch dann, wenn man gleichmäßig verteilte Verkehrslast und gleichbleibendes Trägheitsmoment zu Grunde legt, über die Trägerlänge und die Belastungslänge stark veränderlich. Er kann sowohl positiv als auch negativ sein.

Nimmt man in dem Beispiel einer einfeldrigen Hängebrücke die Öffnungsweite $l = 300$ m, den Kabelpfeil $f = 32$ m, die Einzelfeldweite $\lambda = 15$ m, $p = 5$ t/m, $J = 0,2$ m⁴ und den Hängestab-Querschnitt (besonders ungünstig) zu 80 cm² mit einem Dehnungsmodul von 1600 t/cm², ferner den waagrechten Kabelzug aus ständiger Last $H_g = 5625$ t, aus voller Verkehrslast $H_{p+t} = 1485$ t an, so erhält man nahe den Auflagern Dehnungen der Hängestäbe von rd. $1,0$ cm, die sich nahe der Brückenmitte auf rd. $0,2$ cm vermindern. Die elastischen Längenänderungen der Pylonen fallen demgegenüber nicht ins Gewicht.

Zur Bestimmung der Biegemomente, die sich aus den Höhenänderungen des Versteifungsbalkens ergeben, kann unter Berücksichtigung der Verformungen des Kabels, des Versteifungsbalkens und der Hängestäbe eine Gruppe von Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden. Bezeichnet man die Öffnungsmitte mit Punkt 0, das Auflager mit Punkt 10, so ergibt die Auswertung mit einer beschränkten Zahl von Gliedern näherungsweise: $M_9 = 56$ tm, $M_8 = 63$ tm, ... $M_0 = 10$ tm. Diese Momente sind den aus Abb. 1 ersichtlichen Hauptmomenten, die etwa für das gleiche Beispiel gelten, zu überlagern und ergeben bei Vollbelastung der Öffnung für den dem Auflager benachbarten Punkt 9 einen Momentenzuwachs von etwa 30 v. H., während er nach der Mitte zu auf etwa $2,5$ v. H. abnimmt. Dabei ist indessen zu beachten, daß diese Momente nicht die für die Querschnittsbemessung maßgebenden sind.

Wenn man nun nach Abschnitt II. die Einflußlinie für den Kabelzug ermittelt, so kommt hierfür nicht die Verformungslinie der Brückenbahn, sondern diejenige des Kabels in Betracht. Auch diese wird aber durch die Dehnung der Hängestäbe verändert. Die Ordinate η_9 wird in unserem Beispiel um etwa $3,8$ v. H. kleiner, η_0 dagegen nur um etwa $0,1$ v. H. Bestimmt man nun aus dieser Einflußlinie H_{p+t} für vollbelastete Öffnung, so wird dieser Wert durch die Abweichung nicht wesentlich beeinflusst, weil sich mit der Fläche auch der Maßstab entsprechend ändert. Dagegen erhält man für Teilbelastung, wenn diese nahe dem Auflager liegt, eine immerhin merkbare Verminderung von H_{p+t} , die ihrerseits eine weitere Erhöhung der Momente in Versteifungsbalken zur Folge hat. Bei Belastung der Öffnungsmitte wird dagegen H_{p+t} etwas größer als bei starren Hängestäben.

Die für die Querschnittsbemessung maßgebenden Größtmomente entstehen bei Teilbelastung. Nach Abb. 4 ist das Größtmoment bei $J = 0,2$ m⁴ ohne Berücksichtigung der Hängestab-Dehnungen rd. $M_{p+t} = 2130$ tm. Die Zunahme beträgt unter den vorgenannten Voraussetzungen zwischen den Punkten 6 und 7 schätzungsweise 70 tm, das sind etwa $3,3$ v. H. Damit dürfte das im ungünstigsten Falle für die Bemessung in Betracht kommende Größtmaß

erreicht sein. Der Bereich der Größtmomente erweitert sich dabei etwas nach der Auflagerseite hin.

Bei der Brücke mit durchlaufendem Versteifungsbalken erfordern die negativen Momentenspitzen über den Zwischenauflagern besondere Beachtung. Die Berechnung zeigt indes, daß sie durch die Hängestab-Dehnungen keine Vergrößerung, sondern eine zahlenmäßige Verminderung erfahren. Diese ergibt sich daraus, daß unter der Einwirkung der als negative Einzellast wirkenden Stützkraft die dem Auflager unmittelbar benachbarten Hängestäbe nicht Zug-, sondern Druckkräfte erhalten, die zwar von den Zugkräften aus ständiger Last weit überdeckt werden, aber doch elastische Verkürzungen bewirken. Der Querschnitt über dem Auflager wird dadurch entlastet.

Wenn größere positive Einzellasten innerhalb der Öffnung auftreten, haben die Hängestab-Dehnungen naturgemäß eine Vergrößerung der positiven Momente zur Folge, um so mehr, je näher der Angriffspunkt an das Auflager heranrückt. Für die Querschnittsbemessung dürften solche Einzellasten aber i. allg. nicht ausschlaggebend sein.

Im ganzen hat die Dehnung der Hängestäbe nur bei der einfeldrigen Brücke nahe dem Auflager einen merklichen Einfluß auf die Momente. Bei der Brücke mit durchlaufendem Versteifungsbalken ist er dagegen geringfügig.

Zu 3. Die waagrechten Verschiebungen der Hängestab-Anschlüsse an das Kabel sowie der Pylonenköpfe setzen sich aus drei Anteilen zusammen, nämlich

1. den Anteilen der elastischen Kabeldehnung,
2. denjenigen der Wärmedehnung,
3. den Anteilen aus der geometrischen Verformung der Kabellinie.

Für einen gegebenen Belastungs- und Verformungszustand können diese Anteile für jede Feldlänge λ rechnerisch bestimmt werden:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 \lambda &= \frac{H_{p+t} \cdot \lambda}{E_K \cdot F_K \cdot \cos^3(\varphi + \varphi')} \\ \Delta_2 \lambda &= \frac{\alpha \cdot t \cdot \lambda}{\cos^2(\varphi + \varphi')} \\ \Delta_3 \lambda &= \Delta y \operatorname{tg}\left(\varphi + \frac{\varphi'}{2}\right) \end{aligned} \right\} \Delta \lambda = \Delta_1 \lambda + \Delta_2 \lambda + \Delta_3 \lambda.$$

Darin bezeichnen φ den Neigungswinkel des Kabels im unverformten Netz und φ' den Neigungswinkel der Biegelinie. Die Summe $\sum \Delta \lambda + 2 \Delta l_r$ muß bei richtiger Bestimmung von H_{p+t} Null ergeben, wobei die Dehnungen der Verankerungsenden l_r entsprechend den Gl. (6) und (6a) zu

bestimmen sind. Die schrittweise Addition: $\Delta l_r + \sum \Delta \lambda - \frac{L}{2}$

ergibt für jeden Aufhängepunkt eines Hängestabes sowie für die Pylonenköpfe die waagrechte Verschiebung δ_o . Für die Fußpunkte der Hängestäbe ergeben sich die waagrechten Verschiebungen δ_u aus der Wärmedehnung des Versteifungsbalkens unter Beachtung der Lage des Festpunktes. Wenn nur längsverschiebliche Auflager vorhanden sind, liegt der Festpunkt in Brückenmitte. Ist nun h die Länge eines Hängestabes und Z seine lotrechte Belastung, so entsteht aus der Schrägstellung eine waagrechte Teil-

kraft: $\Delta H = \frac{Z(\delta_o - \delta_u)}{h}$. Die Ermittlung der Stabkraft Z wurde oben (zu 2.) bereits besprochen. Die Seitenkräfte ΔH_T an den Pylonenköpfen ergeben sich entsprechend aus den lotrechten Stützkraften, den waagrechten Verschiebungen und den Pendelhöhen, wobei etwa auftretende Einspannungsmomente zu berücksichtigen sind.

Die Zusatzkräfte ΔH verändern feldweise die waagrechte Teilkraft des Kabelzuges. Sie sind von einem Brückenende beginnend über die ganze Kabellänge schrittweise zu addieren. Die Verteilung des resultieren-

den Kabelzuges $\sum \Delta H$ auf die beiden Endverankerungen ist statisch unbestimmt. Sie ist von der Lage der einzelnen Angriffspunkte und von dem Formänderungsvermögen der einzelnen Kabelabschnitte abhängig. Darin liegt eine Schwierigkeit für die genauere rechnerische Verfolgung, die zunächst nur dadurch beseitigt werden kann, daß man annimmt, die Kraft verteile sich je zur Hälfte auf die beiden Verankerungen. Aus den am Kabel angreifenden waagrechten Zusatzkräften ΔH kann nun eine Zusatzbiegeline des Kabels bestimmt werden. Da es sich nur um eine überschlägige Verfolgung handeln kann, geht man dabei zweckmäßig nicht von der verformten, sondern von der unverformten Kabellinie aus und nimmt an, daß diese die Seillinie einer gleichmäßig verteilten Ersatzlast darstellt. Auf diese Weise können feldweise die Änderungen $\Delta\varphi$ des Kabel-Neigungswinkels φ bestimmt werden. Die so ermittelte Zusatzbiegeline wird nun tatsächlich noch durch die versteifende Wirkung des Versteifungsbalkens abgeflacht, was man aber bei überschlägiger Untersuchung unberücksichtigt lassen kann.

Eine so durchgeführte Näherungsberechnung für ein Tragwerk mit einer Öffnung zeigt, daß die Zusatzbiegeline etwa ein verkleinertes Abbild der ursprünglichen Biegelinie, die für einseitige Brückenbelastung aufgestellt worden war, aber mit negativem Vorzeichen darstellt. Das Ordinatenverhältnis zu dieser ist der Größenordnung nach etwa -1 zu 10 . Dies Ergebnis stimmt mit den von Maier-Leibnitz [7] bei Modellmessungen gefundenen Abweichungen der Biegelinie von den Ergebnissen der normalen Berechnung nach der Theorie II. Ordnung überein. Eine exakte Untersuchung, bei der alle Fehlerquellen ausgeschaltet, die Rechnung unter Zugrunde-

legung der berichtigten Biegelinie wiederholt, der Einfluß der berichtigten Kabellinie auf den Kabelzug H_{p+t} und die Wirkung der Gegenkräfte $-\Delta H$ auf den Versteifungsbalken verfolgt werden müßten, würde kaum zu überwindende Schwierigkeiten bieten. Der Erfolg könnte nur der sein, daß die Ergebnisse der Rechnung mit denjenigen der Modellmessungen in Übereinstimmung gebracht werden. Praktischen Wert würden solche Messungen aber nur dann haben, wenn die Modellausführung mit dem Bauwerk in allen Teilen, hinsichtlich der Querschnittsverhältnisse, der Lagerung und Form des Versteifungsbalkens und vor allem hinsichtlich der Wirkung von Wärmeänderungen in zutreffende Ähnlichkeitsbeziehungen gebracht werden könnte.

Grundsätzlich haben die überschläglichen rechnerischen Untersuchungen ebenso wie die vorerwähnten Modellmessungen gezeigt, daß eher eine Verminderung als eine Vergrößerung der Biegeordinaten infolge der waagrechten Verschiebungen zu erwarten ist. Da mit den Biegeordinaten auch die Momente im Versteifungsbalken sich vermindern müssen, liegen die Abweichungen von den Rechnungsergebnissen auf der sicheren Seite, so daß eine weitere Verfolgung nicht notwendig ist, wenn man eine verhältnismäßig geringfügige Verminderung der Baustoffausnutzung in Kauf nehmen will.

Literatur:

1. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 4. Aufl., 2. Teil, VI. Band, Leipzig 1925.
2. Lie: Praktische Berechnung von Hängebrücken nach der Theorie II. Ordnung, Diss. T. H. Darmstadt 1940, mit ausführlichem Schriftumsverzeichnis.
3. Hoening: Bautechnik 19 (1940) S. 307.
4. Kasarnowsky: Abh. d. Intern. Ver. f. Brückenbau u. Hochbau 6 (1942).
5. Hertwig: Stahlbau 14 (1941) S. 88/89.
6. Klöppel und Lie: Stahlbau 14 (1941) S. 85—88.
7. Maier-Leibnitz: Bautechnik 21 (1942) S. 486.

Einfluß des Kriechens auf Verbundträger.

Von Dr.-Ing. Herbert Fröhlich, Offenbach/Main.

I. Allgemeines.

Die theoretischen Unterlagen für die Untersuchung des Kriechinflusses sind in den grundlegenden Arbeiten von Dischinger [1] und Mörsch [2] dargestellt, wobei Dischinger im Gegensatz zu Mörsch durch Einführung des ideellen Kriechmoduls, der sowohl die elastischen als auch plastischen Formänderungen erfaßt, den Kriechvorgang eng mit dem Elastizitätsmodul verbindet. Auf Grundlage der Ansätze von Dischinger wird im folgenden ein Problem der Kräfteumlagerung infolge Kriechens untersucht, das bei den in den letzten Jahren immer häufiger ausgeführten Verbundtragwerken aus Betonplatte und Stahlträger oder auch Spannbetonträger eine wichtige Rolle spielt.

Über die zweckmäßige Form der Verbindung zwischen Stahlträger und Betonplatte führte 1940 Maier-Leibnitz [3] anlässlich eines großen Industriebaues Versuche an der MPA Stuttgart durch. In seinem Buch über Spannbeton bringt Mörsch [4] für das Zusammenwirken von Spannbetonträgern mit der Fahrbahnplatte bei Straßenbrücken an einigen Beispielen die konstruktiven Maßnahmen zur Sicherstellung der Verbundwirkung und gibt auch den Weg für die statische Untersuchung derartiger Verbundquerschnitte an. Über die konstruktive Ausbildung und die statische Berechnung von Verbundträgern aus I-Stahlträgern und Betonfahrbahnplatte bei zwei nach Kriegsende gebauten Straßenbrücken liegt ein Bericht von Haulena [5] vor. Die Berechnung eines solchen Verbundquerschnittes bringt, solange die elastischen Eigenschaften der Baustoffe betrachtet werden, an sich nichts Neues. Nach dem z. B. im Stahlbeton üblichen Verfahren

sind die Querschnittsteile aus den verschiedenen Baustoffen entsprechend ihrer Dehnungssteifigkeit EF bzw. ihrer Biegesteifigkeit EJ zu einem Querschnitt zusammenzufassen. Der einwandfreien Verbindung der Querschnittsteile untereinander ist besondere Sorgfalt zu widmen, um die beabsichtigte einheitliche Verbundwirkung zu erzielen.

Zu ungewöhnlichen Kräfteumlagerungen und zusätzlichen Beanspruchungen kann es jedoch kommen, wenn einer der Baustoffe des Verbundquerschnittes besondere plastische Verformungen erleidet, wie z. B. das Schwinden und Kriechen beim Beton. Mörsch [4] hat bereits den Einfluß des Mehrschwindens des Plattenbetons mit Einschluß des Kriechens untersucht. Haulena gibt eine Berechnung des Schwindinflusses für einen Verbundträger aus Stahl und Beton, allerdings ohne Berücksichtigung des Kriechens, die von Fröhlich [6] unter Einbeziehung des Kriechens ergänzt wurde. Infolge der plastischen Nachgiebigkeit des Betons sind bei derartigen Verbundquerschnitten je nach der Art des Montageverlaufes die im folgenden aufgezeichneten Zustände zu unterscheiden, wobei die Verhältnisse eines einfachen Balkens mit Betonplatte zugrunde gelegt sind.

1. Wird die Betonplatte nach Ausrüstung der Träger aufgebracht, dann kann eine Verbundwirkung erst nach Erhärten des Plattenbetons eintreten, d. h. das gesamte Gewicht — Trägereigengewicht + Gewicht des weich aufgetragenen Plattenbetons — muß von den Trägern allein aufgenommen werden. Der Plattenbeton ist nach Erhärten theoretisch spannungslos, wenn die Verkehrslast als nicht dauernd wirkende Belastung hier außer acht gelassen

wird. Es treten infolge Schwindens des Plattenbetons in der Platte Zugspannungen auf, die u. U. zu unerwünschten Rissebildung führen. Die mit der Platte fest verbundene Träger erfahren ihrerseits durch das Schwinden des Plattenbetons eine Spannungserhöhung. Dieser Einfluß des Schwindens einschließlich Kriechens ist in der oben aufgeführten Literatur untersucht.

Werden die Träger im Verhältnis zur Platte als nicht plastisch angenommen, tritt keinerlei Umlagerung der äußeren Kräfte von den Trägern auf die Platte ein. Sind die Träger jedoch ebenfalls aus einem Baustoff von plastischer Nachgiebigkeit, z. B. Spannbeton, so tritt zusätzlich unter der durch Eigengewicht der Träger und des Plattenbetons hervorgerufenen Dauerbelastung eine Kräfteumlagerung vom Träger auf die Platte ein, wie sie von Bay [7] untersucht wurde. Im Laufe dieser Umlagerung geht ein Teil der Druckkräfte des Trägers in die Platte über, die dadurch eine den Schwindspannungen entgegengesetzt wirkende Druckspannung erhält.

2. Um die Gefahr einer Rissebildung in der Betonplatte herabzusetzen, liegt der Gedanke nahe, der Platte eine Druckvorspannung zu geben. Dies kann z. B. durch geeignete Montagemaßnahmen erreicht werden, wie gesamte Auflagerung der Träger oder provisorische Zwischenstützen, wobei die Platte dann vor Ausrüsten des Tragwerkes zu betonieren ist und erhärtet sein muß. Damit beansprucht das Ganze oder auch ein Teil des Eigengewichtes den nunmehr schon wirksamen Verbundquerschnitt als Dauerlast. Die Platte erhält als Lastenanteil gemäß ihrer elastischen Steifigkeit eine Druckvorspannung, deren gewünschte Höhe durch die entsprechenden Montagemaßnahmen vorher festgelegt werden kann. Ist die Betonplatte nun von größerer plastischer Nachgiebigkeit — ist z. B. ihr Kriechmaß also größer als das der Träger —, so tritt eine Kräfteumlagerung im Sinne einer Entlastung der Platte und einer Zusatzbelastung der Träger ein.

Die durch das Schwinden des Plattenbetons hervorgerufenen zusätzlichen Beanspruchungen des Verbundquerschnittes können in einfacher Überlagerung nach Mörsch [4] oder Fröhlich [6] berechnet werden.

Dieses unter 2. skizzierte Umlagerungsproblem wird im folgenden untersucht für eine Belastung des Verbundquerschnittes mit einem Biegemoment, ein Fall, der im allgemeinen von maßgebender Bedeutung ist.

II. Berechnung der Umlagerungskräfte.

Der Untersuchung wird ein Verbundquerschnitt aus den Querschnittsteilen 1 und 2, wie z. B. in Abb. 1 dargestellt, zugrunde gelegt. Der Gesamtquerschnitt sei durch ein Biegemoment M_0 beansprucht.

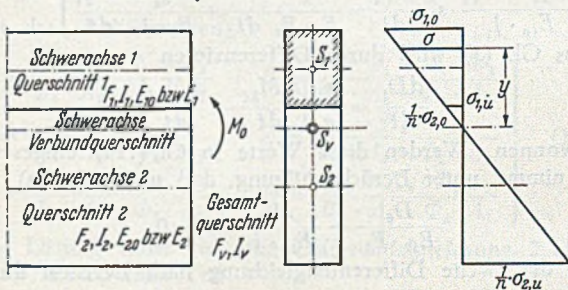


Abb. 1. Längs- und Querschnitt durch den Verbundträger, Spannungsverteilung infolge des äußeren Momentes M_0 .

Die Abmessungen der Einzelquerschnitte 1 und 2 sollen bekannt sein, ferner die Flächen F_1 und F_2 und die Trägheitsmomente J_1 und J_2 um die eigene Achse. Die federnden Elastizitätsmoduli werden mit E_{10} und E_{20} bezeichnet im Gegensatz zu den ideellen Moduli E_{1t} und E_{2t} , welche die elastischen und plastischen Formände-

rungen erfassen [1]. Für den gesamten Verbundquerschnitt gilt dann

$$E_{10} \cdot F_v = E_{10} \cdot F_1 + E_{20} \cdot F_2$$

$$E_{10} \cdot J_v = E_{10} (J_1 + s_1^2 \cdot F_1) + E_{20} (J_2 + s_2^2 \cdot F_2)$$

und außerdem die Schwerpunktsbedingung

$$s_1 \cdot E_{10} \cdot F_1 = s_2 \cdot E_{20} \cdot F_2. \quad (1)$$

Die Spannungen infolge des Momentes M_0 berechnen sich für den Querschnitt 1 und 2 in der üblichen Weise nach

$$\sigma = \frac{M_0}{J_v} \cdot y \quad \text{bzw.} \quad \sigma = n \cdot \frac{M_0}{J_v} \cdot y, \quad (2)$$

wobei für das Trägheitsmoment $J_v = J_1 + s_1^2 \cdot F_1 + n (J_2 + s_2^2 \cdot F_2)$, mit $n = \frac{E_{20}}{E_{10}}$, zu setzen ist und y der Abstand von der Nulllinie bedeutet.

Das Moment M_0 wird nun nach Abb. 2 in gleichwertige, auf die einzelnen Querschnitte wirkende Kräfte zerlegt, und zwar in je ein Moment M_{10} bzw. M_{20} und eine Normalkraft D_{10} bzw. D_{20} . An dem Verlauf und der Größe der Spannungen wird dadurch nichts geändert.

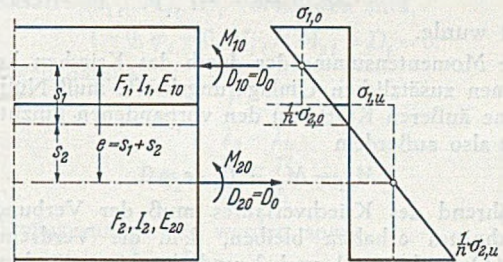


Abb. 2. Zerlegung des Momentes M_0 in M_{10} , M_{20} und $D_{10} = D_{20} = D_0$.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergeben sich:

$$D_{10} = D_{20} = D_0$$

$$\text{und} \quad M_{10} + M_{20} + D_0 \cdot e = M_0. \quad (3)$$

Die Größe der Einzelkräfte ist aus dem Verhältnis der Steifigkeiten der Einzelquerschnitte zum Gesamtquerschnitt zu bestimmen

$$D_0 = \frac{E_{10} \cdot F_1}{E_{10} \cdot J_v} \cdot s_1 \cdot M_0 = \frac{E_{20} \cdot F_2}{E_{10} \cdot J_v} \cdot s_2 \cdot M_0 = \frac{E_{10} \cdot F_1}{E_{10} \cdot J_1} \cdot s_1 \cdot M_{10}, \quad (3a)$$

$$M_{10} = \frac{E_{10} \cdot J_1}{E_{10} \cdot J_v} \cdot M_0,$$

$$M_{20} = \frac{E_{20} \cdot J_2}{E_{10} \cdot J_v} \cdot M_0,$$

wobei selbstverständlich die Bedingung (3) erfüllt sein muß:

$$\frac{E_{10} \cdot J_1}{E_{10} \cdot J_v} \cdot M_0 + \frac{E_{20} \cdot J_2}{E_{10} \cdot J_v} \cdot M_0 + \frac{E_{10} \cdot F_1}{E_{10} \cdot J_v} \cdot s_1 \cdot e \cdot M_0 = M_0$$

oder

$$E_{10} \cdot J_1 + E_{20} \cdot J_2 + E_{10} \cdot F_1 \cdot s_1 \cdot e = E_{10} \cdot J_v.$$

Da $e = s_1 + s_2$ und nach Gl. (1) $s_1 \cdot s_2 \cdot E_{10} \cdot F_1 = s_2^2 \cdot E_{20} \cdot F_2$ ist, wird die Bedingung (3) erfüllt.

Es wird nun im folgenden von der Voraussetzung ausgegangen, daß Baustoff 2 nicht kriecht — z. B. beim Zusammenwirken von Querschnittsteilen aus Beton und Stahl — oder im Verhältnis zum Baustoff 1 nur im geringeren Maße der Kriecherscheinung unterworfen ist, wie dies u. U. bei Fertigbetonteilen und frischem Ortbeton der Fall sein kann.

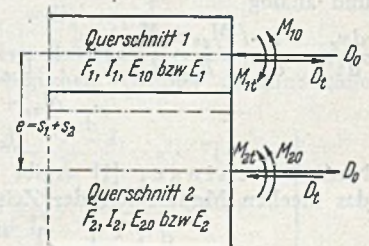


Abb. 3. Umlagerungskräfte M_{1t} , M_{2t} und D_t infolge der plastischen Nachgiebigkeit des Querschnittes 1.

Durch Kriechen des Baustoffes 1 infolge der Dauerlasten M_{10} und D_0 treten plastische Verformungen ein, die zwangsläufig zu Umlagerungskräften führen (Abb. 3). Das Moment M_{10} und die Kraft D_0 werden im Verlauf des Kriechens abgebaut, während das Moment M_{20} infolge des plastischen Nachgebens des Querschnittsteiles 1 sich vergrößert. Die durch das Kriechen entstehenden Umlagerungskräfte M_{1t} und D_t wirken also den bestehenden Kräften M_{10} und D_0 entgegen, während das Umlagerungsmoment M_{2t} sich zu dem vorhandenen Moment M_{20} addiert.

Bei Berücksichtigung des Kriechens besteht mithin im Zeitpunkt t an Stelle der Gl. (3) die von der Zeit abhängige Form:

$$(M_{10} - M_{1t}) + (M_{20} + M_{2t}) + (D_0 - D_t) \cdot e = M_0 \quad (4)$$

oder $M_1 + M_2 + D \cdot e = M_0, \quad (4a)$

wobei

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{10} - M_{1t} \\ M_2 &= M_{20} + M_{2t} \\ D &= D_0 - D_t \end{aligned} \right\} \quad (4b)$$

gesetzt wurde.

Die Momentensumme der durch das Kriechen hervorgerufenen zusätzlichen Umlagerungskräfte muß Null sein, da keine äußeren Kräfte zu den vorhandenen hinzutreten. Es gilt also außerdem

$$M_{1t} - M_{2t} + D_t \cdot e = 0. \quad (5)$$

Während des Kriechverlaufes muß der Verbund des Querschnittes erhalten bleiben, d. h. die Verdrehungen beider Querschnitte 1 und 2 und die Längenänderungen in Höhe der gemeinsamen Schwerachse müssen gleich sein. Aus diesen beiden Bedingungen heraus ergeben sich die zwei Differentialgleichungen des Problems, die miteinander gekoppelt sind.

Die erste Forderung, daß in jedem Zeitdifferential dt die Verdrehung beider Querschnitte 1 und 2 gleich sein muß, läßt sich in folgender Gleichungsform ausdrücken, wobei der im Zeitpunkt t geltende ideale Modul E_{1t} bzw. E_{2t} zugrunde zu legen ist:

$$\frac{d\gamma_1}{dt} = \frac{d\gamma_2}{dt} \quad (6)$$

mit

$$\gamma_1 = \frac{M_1}{E_{1t} \cdot J_1} = \frac{M_{10} - M_{1t}}{E_{1t} \cdot J_1},$$

$$\gamma_2 = \frac{M_2}{E_{2t} \cdot J_2} = \frac{M_{20} + M_{2t}}{E_{2t} \cdot J_2}.$$

Durch Differenzieren nach der Zeit ergibt sich unter Berücksichtigung, daß M_{10} und M_{20} von der Zeit t unabhängig sind:

$$\frac{d\gamma_1}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{M_{10} - M_{1t}}{E_{1t} \cdot J_1} \right) = - \frac{1}{E_{10t} \cdot J_1} \cdot \frac{dM_{1t}}{dt} + \frac{M_{10} - M_{1t}}{J_1} \cdot \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_{1t}} \right) \quad (6a)$$

und analog

$$\frac{d\gamma_2}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{M_{20} + M_{2t}}{E_{2t} \cdot J_2} \right) = + \frac{1}{E_{20t} \cdot J_2} \cdot \frac{dM_{2t}}{dt} + \frac{M_{20} + M_{2t}}{J_2} \cdot \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_{2t}} \right). \quad (6b)$$

Nach Dischinger [1] ergibt sich für die Änderung des ideellen Moduls mit der Zeit

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_t} \right) = \frac{1}{E_0} \frac{d\varphi_t}{dt}, \quad (7)$$

wodurch eine rein plastische Formänderung beschrieben wird und für den Kriechverlauf eine Zeitfunktion φ_t mit dem Endwert φ_n für $t = \infty$ angesetzt ist.

Auf eine Berücksichtigung der Tatsache, daß sich der federnde Elastizitätsmodul im Laufe der Zeit erhöht, wird

hier vorerst verzichtet, so daß $E_{10t} = E_{10}$ und $E_{20t} = E_{20} = E_2$ angenommen werden kann.

Da außerdem Baustoff 2 als nicht kriechend — bzw. im Verhältnis zum Baustoff 1 als nicht kriechend — angenommen wurde, kann $E_{2t} = E_2$ konstant angesetzt werden:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_{2t}} \right) = 0. \quad (8)$$

Damit ergibt sich Gl. (6)

$$- \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} \cdot \frac{dM_{1t}}{dt} + \frac{M_{10} - M_{1t}}{E_{10} \cdot J_1} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{1}{E_2 \cdot J_2} \cdot \frac{dM_{2t}}{dt} \quad (9a)$$

und nach Ordnen und Division durch $\frac{d\varphi_t}{dt}$ die erste Differentialgleichung:

$$\frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} + \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{E_2 \cdot J_2} + M_{1t} \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} - M_{20} \cdot \frac{1}{E_{10} \cdot J_1} = 0. \quad (9b)$$

Zum besseren Verständnis der Differentialgleichung wird nochmals Gl. (9a) betrachtet. Dort wird die Verdrehung des Querschnittes 1 bezogen auf das Längenelement 1 im Zeitdifferential dt der Winkeldrehung des Querschnittes 2 gleich gesetzt. Die einzelnen Glieder bedeuten der Reihe nach

1. Elastische Verdrehung infolge des im Zeitdifferential dt neu entstandenen Umlagerungsmomentes dM_{1t} , wobei der federnde E -Modul des Zeitpunktes t , also E_{10t} , maßgebend ist, der hier jedoch als konstant, $E_{10t} = E_{10}$, angenommen wurde.

2. u. 3. Verdrehung infolge Kriechens des Betons unter dem ursprünglichen Moment M_{10} und dem veränderlichen Moment M_{1t} , wobei die Größe durch Vervielfachen der elastischen Verdrehung mit dem Wert $\frac{d\varphi_t}{dt}$ erhalten wird.

4. Das rechte Glied gibt die elastische Verdrehung des Querschnittes 2 infolge des im Zeitintervall dt neu entstandenen Umlagerungsmomentes dM_{2t} an.

Die zweite Forderung, daß in jedem Zeitdifferential dt gleiche Längenänderung beider Querschnittsteile in Höhe der gemeinsamen Schwerachse vorhanden sein soll, führt auf die Gleichung:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{D}{E_{1t} \cdot F_1} - \frac{M_1}{E_{1t} \cdot J_1 \cdot s_1} \right) = \frac{d}{dt} \left(- \frac{D}{E_{2t} \cdot F_2} + \frac{M_2}{E_{2t} \cdot J_2 \cdot s_2} \right). \quad (10)$$

In Verbindung mit den Gl. (4b), (7) und (8) und unter Beachtung, daß D_0 von der Zeit unabhängig ist, ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} - \frac{1}{E_{10} \cdot F_1} \frac{dD_t}{dt} + \frac{D_0 - D_t}{E_{10} \cdot F_1} \frac{d\varphi_t}{dt} + \frac{s_1}{E_{10} \cdot J_1} \frac{dM_{1t}}{dt} \\ - \frac{M_{10} - M_{1t}}{E_{10} \cdot J_1} \cdot s_1 \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{1}{E_2 \cdot F_2} \frac{dD_t}{dt} + \frac{s_2}{E_2 \cdot J_2} \frac{dM_{2t}}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (11a)$$

Aus Gl. (5) wird durch Differenzieren

$$\frac{dD_t}{dt} = \frac{1}{e} \left\{ \frac{dM_{2t}}{dt} - \frac{dM_{1t}}{dt} \right\}$$

gewonnen. Werden diese Werte in Gl. (11a) eingesetzt, so nimmt, unter Berücksichtigung, daß nach Gl. (3a)

$$\frac{D_0}{E_{10} \cdot F_1} - \frac{M_{10}}{E_{10} \cdot J_1} \cdot s_1 = 0$$

ist, die zweite Differentialgleichung nach Division durch

$\frac{d\varphi_t}{dt}$ die Form an:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \left[\frac{1}{e} \left(\frac{1}{E_{10} \cdot F_1} + \frac{1}{E_2 \cdot F_2} \right) + \frac{s_1}{E_{10} \cdot J_1} \right] \\ - \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \left[\frac{1}{e} \left(\frac{1}{E_{10} \cdot F_1} + \frac{1}{E_2 \cdot F_2} \right) + \frac{s_2}{E_2 \cdot J_2} \right] \\ + M_{1t} \left(\frac{1}{e} \frac{1}{E_{10} \cdot F_1} + \frac{s_1}{E_{10} \cdot J_1} \right) - M_{2t} \cdot \frac{1}{e \cdot E_{10} \cdot F_1} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (11b)$$

Die Betrachtung der Gl. (11 a) läßt erkennen, daß die linke Seite der Gleichung sich zusammensetzt aus

1. der elastischen Verlängerung bzw. Verkürzung infolge der im Zeitdifferential dt neu entstandenen Kräfte dD_t und dM_{1t} , wobei wiederum der federnde Modul maßgebend ist, und

2. die Längenänderung aus Kriechen infolge der ursprünglichen Kräfte D_0 und M_{10} und der veränderlichen Kräfte D_t und M_{1t} , wobei sich die Größe durch Multiplikation der elastischen Verformung mit dem Wert $\frac{d\varphi_t}{dt}$ ergibt

Die elastischen und plastischen Längenänderungen des Baustoffes 1 sind den elastischen Formänderungen des Querschnittes 2 infolge der im Zeitintervall dt neu entstandenen Kräfte dD_t und dM_{2t} gleichgesetzt.

Die beiden Differentialgleichungen (11 b) und (9 b) können in folgender, abgekürzter Form geschrieben werden:

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + \Phi_2 \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} + \Psi_1 \cdot M_{1t} + \Psi_2 \cdot M_{2t} &= 0 \\ A_1 \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + A_2 \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} + K_1 \cdot M_{1t} + X_2 \cdot M_{10} &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Dabei bedeuten

$$\left. \begin{aligned} \Phi_1 &= + \frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_1}{J_1} \\ \Phi_2 &= - \frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) - \frac{s_2}{n \cdot J_2} \\ \Psi_1 &= + \frac{1}{e} \cdot \frac{1}{F_1} + \frac{s_1}{J_1} \\ \Psi_2 &= - \frac{1}{e} \cdot \frac{1}{F_1} \\ A_1 &= + \frac{1}{J_1} \\ A_2 &= + \frac{1}{n \cdot J_2} \\ K_1 &= + \frac{1}{J_1} \\ X_2 &= - \frac{1}{J_1} \end{aligned} \right\} \quad (12a)$$

Die beiden Gl. (12) stellen ein System dar, welches durch einfache Elimination auf die Normalform eines Systems simultaner Differentialgleichungen gebracht werden kann:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + A \cdot M_{1t} + B M_{2t} + \Gamma \cdot M_{10} &= 0 \\ \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} + E \cdot M_{1t} + Z \cdot M_{2t} + H \cdot M_{10} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

mit den Abkürzungen:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{\Psi_1 \cdot A_2 - K_1 \cdot \Phi_2}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1} & E &= \frac{K_1 \cdot \Phi_1 - A_1 \cdot \Psi_1}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1} \\ B &= \frac{\Psi_2 \cdot A_2}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1} & Z &= \frac{-\Psi_2 \cdot A_1}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1} \\ \Gamma &= \frac{X_2 \cdot \Phi_2}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1} & H &= \frac{+X_2 \cdot \Phi_1}{\Phi_1 \cdot A_2 - \Phi_2 \cdot A_1} \end{aligned} \right\} \quad (13a)$$

Die Lösung führt auf eine Differentialgleichung 2. Ordnung mit zweitem Teil:

$$\frac{d^2 M_{1t}}{d\varphi_t^2} + (A+Z) \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} + (ZA-EB) M_{1t} + (Z\Gamma-BH) M_{10} = 0 \quad (14)$$

Die „charakteristische“ Gleichung zweiten Grades für die zugehörige homogene Differentialgleichung ergibt die beiden Wurzeln:

$$\lambda_{1/2} = \frac{1}{2} [-(A+Z) \pm \sqrt{(A-Z)^2 + 4EB}] \quad (15)$$

Der Einfluß des Gliedes $4EB$ ist gering, wie nachher im Beispiel gezeigt wird, so daß die Lösungen $\lambda_{1/2}$ stets reelle negative Werte annehmen, da A und Z nach Gl. (12a) und (13 a) nur positive Zahlen sein können.

Partikuläres Integral ist

$$M_{1t} = - \frac{Z \cdot \Gamma - B \cdot H}{Z \cdot A - E \cdot B} \cdot M_{10} = + M_{10} \quad (16)$$

so daß die Gesamtlösung der Differentialgleichung (14) lautet:

$$M_{1t} = C_1 \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} + C_2 \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} + M_{10} \quad (17a)$$

Aus Gl. (13) ergibt sich durch Einsetzen von M_{1t} nach Gl. (17a) das Moment M_{2t} zu:

$$\begin{aligned} M_{2t} &= -C_1 \cdot \frac{\lambda_1 + A}{B} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} - C_2 \cdot \frac{\lambda_2 + A}{B} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \\ &\quad - \frac{A + \Gamma}{B} \cdot M_{10} \end{aligned} \quad (17b)$$

Die Konstanten C_1 und C_2 werden aus der Bedingung bestimmt, daß bei Beginn des Kriechens keine Umlagerungskräfte M_{1t} , M_{2t} , D_t vorhanden sind,

$$t = 0, \varphi_t = 0, M_{1t} = M_{2t} = D_t = 0.$$

Es folgen daraus

$$C_1 = \frac{\Gamma - \lambda_2}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot M_{10}$$

$$C_2 = \frac{\lambda_1 - \Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot M_{10}$$

Die Umlagerungskräfte werden somit

$$M_{1t} = M_{10} \left\{ 1 - \frac{\lambda_2 - \Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} - \frac{\Gamma - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \right\} \quad (18a)$$

$$\begin{aligned} M_{2t} &= M_{10} \left\{ - \frac{A + \Gamma}{B} + \frac{(\lambda_1 + A)(\lambda_2 - \Gamma)}{B \cdot (\lambda_2 - \lambda_1)} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} \right. \\ &\quad \left. + \frac{(\lambda_2 + A)(\Gamma - \lambda_1)}{B \cdot (\lambda_2 - \lambda_1)} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \right\} \end{aligned} \quad (18b)$$

und nach Gl. (5):

$$\begin{aligned} D_t &= \frac{M_{10}}{e} \left\{ - \frac{A + B + \Gamma}{B} + \frac{\lambda_2 - \Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot \frac{A + B + \lambda_1}{B} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} \right. \\ &\quad \left. + \frac{\Gamma - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot \frac{A + B + \lambda_2}{B} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \right\} \end{aligned} \quad (18c)$$

Nun ist

$$\begin{aligned} \frac{A + \Gamma}{B} &= + \frac{\Psi_1}{\Psi_2} = - \frac{M_{10} + e \cdot D_0}{M_{10}} = - \frac{M_0 - M_{20}}{M_{10}} \\ &= - \frac{M_{20}}{M_{10}} \left(\frac{J_0}{n \cdot J_2} - 1 \right) \end{aligned}$$

und

$$\frac{A + B + \Gamma}{B} = 1 + \frac{\Psi_1}{\Psi_2} = - e \cdot \frac{D_0}{M_{10}},$$

was durch Einsetzen der Ausdrücke Gl. (13 a) leicht zu verifizieren ist, so daß die Umlagerungskräfte in folgender Form angeschrieben werden können:

$$\left. \begin{aligned} M_{1t} &= M_{10} \cdot a_1 \\ M_{2t} &= M_{20} \cdot a_2 \\ D_t &= D_0 \cdot a_3 \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

wobei durch die a -Werte das Maß der Umlagerung bezogen auf die ursprünglichen Größen gekennzeichnet wird:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= 1 - \frac{\lambda_2 - \Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} - \frac{\Gamma - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \\ a_2 &= \left(\frac{J_0}{n \cdot J_2} - 1 \right) \left(1 - \frac{\lambda_1 + A}{A + \Gamma} \cdot \frac{\lambda_2 - \Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\lambda_2 + A}{A + \Gamma} \cdot \frac{\Gamma - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \right) \\ a_3 &= 1 - \frac{\lambda_2 - \Gamma}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot \frac{A + B + \lambda_1}{A + B + \Gamma} \cdot e^{\lambda_1 \cdot \varphi_t} \\ &\quad - \frac{\Gamma - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot \frac{A + B + \lambda_2}{A + B + \Gamma} \cdot e^{\lambda_2 \cdot \varphi_t} \end{aligned} \right\} \quad (19a)$$

In jedem Zeitpunkt t , sofern das Kriechmaß φ_t bekannt ist, können nunmehr die auf die einzelnen Querschnitte wirkenden Kräfte nach Gl. (4 b) angegeben werden:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{10} - M_{1t} = M_{10} \cdot (1 - \alpha_1) \\ M_2 &= M_{20} + M_{2t} = M_{20} \cdot (1 + \alpha_2) \\ D &= D_0 - D_t = D_0 \cdot (1 - \alpha_3). \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Die α -Werte sind von den Querschnittsformen, dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli $n = \frac{E_{20}}{E_{10}}$, sowie von dem Kriechmaß φ_t abhängig.

Für $\varphi_t = 0$, d. h. ein Kriechen des Querschnittes 1 findet nicht statt, wird:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0, & M_1 &= M_{10}, \\ \alpha_2 &= 0, & M_2 &= M_{20}, \\ \alpha_3 &= 0, & D &= D_0, \end{aligned}$$

was zu erwarten war.

Bei unendlicher plastischer Nachgiebigkeit des Baustoffes 1 würde $\varphi_t = \infty$ und damit die α -Werte und Kräfte:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1, & M_1 &= 0, \\ \alpha_2 &= \left(\frac{J_v}{n \cdot J_2} - 1 \right), & M_2 &= M_0, \\ \alpha_3 &= 1, & D &= 0, \end{aligned}$$

was überlegungsmäßig klar ist, da in diesem Falle der Querschnitt 2 allein das gesamte Moment M_0 zu übernehmen hat.

Bei Querschnitten aus Betonplatte und Stahlträger von üblichen Abmessungen kann mit ausreichender Genauigkeit die Hilfsgröße B nach Gl. (13 a)

$$B = 0$$

gesetzt werden, was zu einer Vereinfachung der Endergebnisse führt. Die Lösungen (15) werden dann:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= -Z \\ \lambda_2 &= -A, \end{aligned}$$

und die α -Werte nehmen eine vereinfachte Form an:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= 1 - \frac{A + \Gamma}{A - Z} \cdot e^{-Z \cdot \varphi_t} - \frac{\Gamma + Z}{Z - A} \cdot e^{-A \cdot \varphi_t} \\ \alpha_2 &= \left(\frac{J_v}{n \cdot J_2} - 1 \right) (1 - e^{-Z \cdot \varphi_t}) \\ \alpha_3 &= (1 - e^{-Z \cdot \varphi_t}). \end{aligned} \right\} \quad (19b)$$

Wie die Ergebnisse zeigen, ist für die Umlagerungskräfte nur die Größe des Kriechmaßes maßgebend und nicht der Verlauf des Kriechens, der dabei beliebig angenommen werden kann. Nach Abschluß des Kriechens erreicht das Kriechmaß seinen maximalen Endwert $\varphi_{t=\infty} = \varphi_n$, so daß dann in den Gleichungen für die α -Werte φ_n an Stelle von φ_t zu setzen ist.

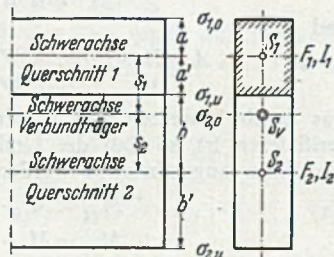


Abb. 4. Randabstände des Verbundquerschnittes.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 4 lauten die Spannungen (Zug positiv angenommen) in Querschnitt 1:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1,o} &= -\frac{D}{F_1} - \frac{M_1}{J_1} a \\ \sigma_{1,u} &= -\frac{D}{F_1} + \frac{M_1}{J_1} a' \\ \text{in Querschnitt 2:} \\ \sigma_{2,o} &= +\frac{D}{F_2} - \frac{M_2}{J_2} b \\ \sigma_{2,u} &= +\frac{D}{F_2} + \frac{M_2}{J_2} b'. \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Damit sind Kräfte und Spannungen infolge der Umlagerung bekannt, und es soll nun an 2 Beispielen die zahlenmäßige Größe der Umlagerungskräfte untersucht werden.

III. Zahlenbeispiele.

1. Beispiel.

Der in Abb. 5 dargestellte Verbundquerschnitt aus Stahlträger und Betonplatte sei durch ein Moment M_0 belastet. Als mittragende Plattenbreite ist 3,00 m angenommen.

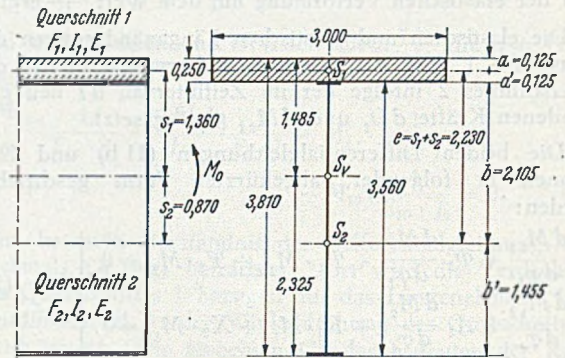


Abb. 5. Abmessungen des Verbundquerschnittes (Längen in m).

Die Querschnittswerte betragen:

$$F_1 = F_b = 0,7500 \text{ m}^2, \quad J_1 = J_b = 0,00390 \text{ m}^4, \\ E_{10} = E_b = 2100000 \text{ t/m}^2,$$

$$F_2 = F_e = 0,1179 \text{ m}^2, \quad J_2 = J_e = 0,2027 \text{ m}^4, \\ E_{20} = E_e = 21000000 \text{ t/m}^2,$$

$$F_v = 1,9290 \text{ m}^2, \quad J_v = 4,309 \text{ m}^4, \quad n = \frac{E_{20}}{E_{10}} = 10,$$

$$e = s_1 + s_2 = 1,360 + 0,870 = 2,230 \text{ m},$$

ferner die Abb. 4 entsprechenden Abmessungen

$$a = a' = 0,125 \text{ m}, \quad b = 2,105 \text{ m}, \quad b' = 1,455 \text{ m}.$$

Die Verteilung des Momentes M_0 auf die beiden Querschnittsteile 1 und 2 vor Beginn des Kriechens erfolgt nach Gl. (3 a):

$$D_0 = \frac{E_{10} \cdot F_1}{E_{10} \cdot J_v} s_1 \cdot M_0 = \frac{0,7500}{4,309} \cdot 1,360 M_0 = 0,237 M_0$$

$$M_{10} = \frac{E_{10} \cdot J_1}{E_{10} \cdot J_v} M_0 = \frac{0,00390}{4,309} M_0 = 0,000905 M_0$$

$$M_{20} = \frac{E_{20} \cdot J_2}{E_{10} \cdot J_v} M_0 = \frac{10 \cdot 0,2027}{4,309} M_0 = 0,471 M_0.$$

Die Rechenkontrolle nach Gl. (3)

$$0,000905 M_0 + 0,471 M_0 + 2,23 \cdot 0,237 M_0 = 1,001 M_0 = M_0$$

ist mit ausreichender Genauigkeit erfüllt:

Die Hilfswerte nach Gl. (12 a) berechnen sich zu:

$$\Phi_1 = + \frac{1}{2,230} \cdot \left(\frac{1}{0,7500} + \frac{1}{10 \cdot 0,1179} \right) + \frac{1,360}{0,00390} = + 349,978,$$

$$\Phi_2 = - \frac{1}{2,230} \cdot \left(\frac{1}{0,7500} + \frac{1}{10 \cdot 0,1179} \right) - \frac{0,870}{10 \cdot 0,2027} = - 1,407,$$

$$\Psi_1 = + \frac{1}{2,230} \cdot \frac{1}{0,7500} + \frac{1,360}{0,00390} = + 349,598,$$

$$\Psi_2 = - \frac{1}{2,230} \cdot \frac{1}{0,7500} = - 0,598,$$

$$A_1 = + \frac{1}{0,00390} = + 256,5,$$

$$A_2 = + \frac{1}{10 \cdot 0,2027} = + 0,493,$$

$$K_1 = + \frac{1}{0,00390} = + 256,5,$$

$$X_2 = - \frac{1}{0,00390} = - 256,5$$

und die Abkürzungen nach Gl. (13 a)

$$A = \frac{349,598 \cdot 0,493 + 256,5 \cdot 1,407}{349,978 \cdot 0,493 + 256,5 \cdot 1,407} = +1,000 - \frac{0,1873}{533,1} = +1,000,$$

$$B = \frac{0,598 \cdot 0,493}{533,1} = -0,000 554,$$

$$E = \frac{256,5 \cdot 349,978 - 349,598 \cdot 256,5}{533,1} = +0,1827,$$

$$Z = + \frac{0,598 \cdot 256,5}{533,1} = +0,288,$$

$$\Gamma = - \frac{256,5 \cdot 1,407}{533,1} = -0,667.$$

Die charakteristische Gl. (15) besitzt die beiden Lösungen:

$$\lambda_{1/2} = \frac{1}{2} \left[-(1,000 + 0,288) \pm \sqrt{(1,000 - 0,288)^2 - 4 \cdot 0,1827 \cdot 0,000 554} \right]$$

$$\text{d. h. } \lambda_1 = -0,288 = -Z,$$

$$\lambda_2 = -1,000 = -A.$$

Damit können die α -Werte angeschrieben werden, und zwar in der vereinfachten Form unter Vernachlässigung von $B = 0,000 554$:

$$\alpha_1 = 1 - 0,468 \cdot e^{-0,288 \cdot \varphi_n} - 0,532 \cdot e^{-\varphi_n},$$

$$\alpha_2 = 1,13 \cdot (1 - e^{-0,288 \cdot \varphi_n}),$$

$$\alpha_3 = 1 - e^{-0,288 \cdot \varphi_n}.$$

Wird weiter das Kriechmaß $\varphi_n = 2$ der folgenden Rechnung zugrunde gelegt, so ergeben sich die auf die beiden Querschnitte wirkenden Kräfte nach Gl. (20) in Verbindung mit Gl. (3 a):

$$M_1 = 0,334 M_{10} = 0,000 302 M_0,$$

$$M_2 = 1,493 M_{20} = 0,704 M_0,$$

$$D = 0,560 D_0 = 0,133 M_0.$$

Als Kontrolle kann Gl. (4 a) dienen, wonach die Summe der wirksamen Einzelmomente gleich dem äußeren Moment M_0 sein muß:

$$M_1 + M_2 + D \cdot e = M_0, \text{ d. h.}$$

$0,000 302 M_0 + 0,704 M_0 + 2,230 \cdot 0,133 M_0 = 1,0009 M_0 = M_0$ was mit ausreichender Genauigkeit erfüllt ist.

Die Spannungen berechnen sich mit Hilfe der zweigliedrigen Spannungsformel (21), wobei Zug als positiv angenommen wird,

in der Betonplatte:

$$\sigma_{1,o} = - \frac{0,133 M_0}{0,7500} - \frac{0,000 302 M_0}{0,003 90} \cdot 0,125$$

$$= -0,177 M_0 - 0,012 M_0 = -0,189 M_0,$$

$$\sigma_{1,u} = - \frac{0,133 M_0}{0,7500} + \frac{0,000 302 M_0}{0,003 90} \cdot 0,125$$

$$= -0,177 M_0 + 0,012 M_0 = +0,165 M_0,$$

im Stahlträger:

$$\sigma_{2,o} = + \frac{0,133 M_0}{0,1179} - \frac{0,704 M_0}{0,2027} \cdot 2,105$$

$$= +1,13 M_0 - 7,31 M_0 = +6,24 M_0,$$

$$\sigma_{2,u} = + \frac{0,133 M_0}{0,1179} + \frac{0,704 M_0}{0,2027} \cdot 1,455$$

$$= +1,13 M_0 + 5,05 M_0 = +6,18 M_0.$$

Zum Vergleich sind die vor Beginn des Kriechens herrschenden Spannungen nach Gl. (2) in Abhängigkeit von dem äußeren Moment M_0 berechnet:

Betonplatte:

$$\sigma_{1,o} = - \frac{1,485}{4,309} \cdot M_0 = -0,345 M_0,$$

$$\sigma_{1,u} = - \frac{1,235}{4,309} \cdot M_0 = -0,285 M_0.$$

Stahlträger:

$$\sigma_{2,o} = -10 \cdot \left(\frac{-0,870 + 2,105}{4,309} \right) M_0 = -2,85 M_0,$$

$$\sigma_{2,u} = +10 \cdot \left(\frac{0,870 + 1,455}{4,309} \right) M_0 = +5,40 M_0.$$

In Abb. 6 ist der Verlauf der Spannungen aufgetragen. Es ergibt sich folgendes Bild:

Die Betondruckspannungen verringern sich, und zwar $\sigma_{1,o}$ von $-0,345 M_0$ auf $-0,189 M_0$, also auf rd. 55 %, $\sigma_{1,u}$ von $-0,285 M_0$ auf $-0,165 M_0$, also auf rd. 58 % der ursprünglichen Werte. Die Stahlspannungen erhöhen sich

$\sigma_{2,o}$ von $-2,85 M_0$ auf $-6,24 M_0$ auf das rd. 2,2fache,

$\sigma_{2,u}$ von $+5,40 M_0$ auf $+6,18 M_0$ auf das rd. 1,15fache der Ausgangswerte vor Beginn des Kriechens.

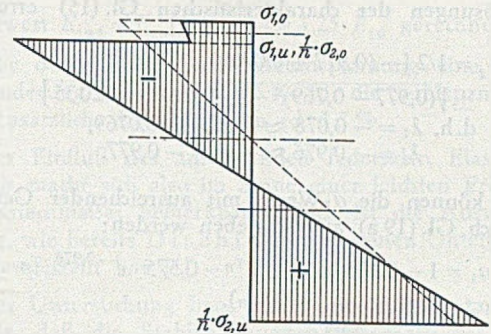


Abb. 6. Verlauf der Spannungen im Verbundquerschnitt vor Beginn — und nach Abschluß — des Kriechens ($n = 10$).

2. Beispiel.

Als 2. Beispiel soll ein Verbundquerschnitt aus einem Stahlträger mit einem daraufliegenden Plattenbalken von den in Abb. 7 dargestellten Abmessungen untersucht werden. Der Beton reicht dabei bis zur Schwerachse (Nulllinie) des Verbundquerschnittes. Die äußere Belastung sei wieder ein Biegemoment M_0 .

Die Querschnittswerte betragen:

$$F_1 = F_b = 1,083 \text{ m}^2, J_1 = J_b = 0,1843 \text{ m}^4,$$

$$E_{10} = E_b = 2 100 000 \text{ t/m}^2,$$

$$F_2 = F_e = 0,0925 \text{ m}^2, J_2 = J_e = 0,069 53 \text{ m}^4,$$

$$E_{20} = E_e = 21 000 000 \text{ t/m}^2,$$

$$F_v = 2,0080 \text{ m}^2, J_v = 4,1576 \text{ m}^4, n = \frac{E_{20}}{E_{10}} = 10,$$

$$e = s_1 + s_2 = 1,180 + 1,387 = 2,567 \text{ m.}$$

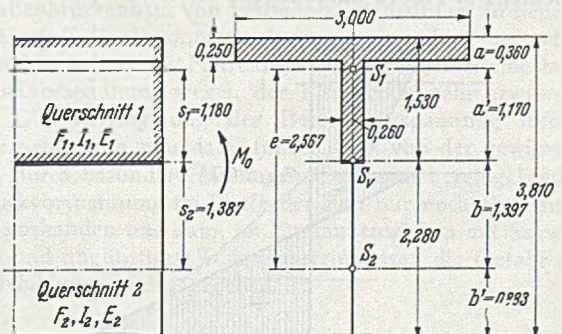


Abb. 7. Abmessungen des Verbundquerschnittes (Länge in m).

und die in Abb. 4 dargestellten Abmessungen:

$$a = 0,360 \text{ m}, a' = 1,170 \text{ m},$$

$$b = 1,397 \text{ m}, b' = 0,883 \text{ m}.$$

Die Aufteilung von M_0 auf die beiden Querschnittsteile 1 und 2 erfolgt nach Gl. (3 a) und ergibt in diesem Falle

$$D_0 = 0,308 M_0,$$

$$M_{10} = 0,0443 M_0,$$

$$M_{20} = 0,1673 M_0.$$

Mit den vorliegenden Querschnittswerten nehmen die Hilfsgrößen Gl. (12 a) folgende Form an:

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= +7,182, & A_1 &= +5,430, \\ \Phi_2 &= -2,777, & A_2 &= +1,438, \\ \Psi_1 &= +6,7595, & K_1 &= +5,430, \\ \Psi_2 &= -0,3595, & X_2 &= -5,430 \end{aligned}$$

und die Abkürzungen nach Gl. (13 a):

$$\begin{aligned} A &= +0,977, & Z &= +0,0769, \\ B &= -0,02035, & \Gamma &= -0,594, \\ E &= +0,0902, \end{aligned}$$

Die Lösungen der charakteristischen Gl. (15) errechnen sich zu:

$$\begin{aligned} \lambda_{1/2} &= 1/2 [-(0,977 + 0,0769) \\ &\quad \pm \sqrt{(0,977 - 0,0769)^2 - 4 \cdot 0,0902 \cdot 0,02035}] \\ \text{d.h. } \lambda_1 &= -0,078 \approx -Z = -0,0769, \\ \lambda_2 &= -0,976 \approx -A = -0,977. \end{aligned}$$

Damit können die α -Werte mit ausreichender Genauigkeit nach Gl. (19 a) angeschrieben werden:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 1 - 0,425 \cdot e^{-0,078 \cdot \varphi_n} - 0,575 \cdot e^{-0,976 \cdot \varphi_n}, \\ \alpha_2 &= 4,98 (1 - e^{-0,078 \cdot \varphi_n}), \\ \alpha_3 &= 1 - e^{-0,078 \cdot \varphi_n}. \end{aligned}$$

Wird das gleiche Kriechmaß $\varphi_n = 2$ wie im 1. Beispiel eingeführt, so lauten damit die Kräfte:

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,446 M_{10} = +0,0198 M_0, \\ M_2 &= 1,75 M_{20} = +0,293 M_0, \\ D &= 0,85 D_0 = +0,262 M_0 \end{aligned}$$

und die Spannungen nach Gl. (21) (Zug positiv angenommen)

im Beton:

$$\begin{aligned} \sigma_{1,o} &= -0,290 M_0, \\ \sigma_{1,u} &= -0,125 M_0, \end{aligned}$$

im Stahlträger:

$$\begin{aligned} \sigma_{2,o} &= -2,95 M_0, \\ \sigma_{2,u} &= +6,65 M_0. \end{aligned}$$

Um die Veränderung der Spannungen infolge Kriechens feststellen zu können, sind nachstehend die Spannungswerte vor Beginn des Kriechens nach Gl. (2) berechnet und zusammen mit den Spannungen nach Abschluß des Kriechens in Abb. 8 aufgetragen:

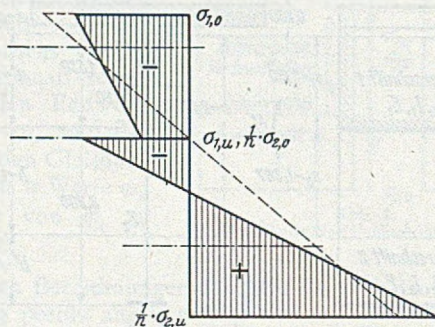


Abb. 8. Verlauf der Spannungen im Verbundquerschnitt vor Beginn — und nach Abschluß des Kriechens ($n = 10$).

Im Beton:

$$\begin{aligned} \sigma_{1,o} &= -0,371 M_0, \\ \sigma_{1,u} &= 0. \end{aligned}$$

Im Stahlträger:

$$\begin{aligned} \sigma_{2,o} &= 0, \\ \sigma_{2,u} &= +5,46 M_0. \end{aligned}$$

Die Betondruckspannung $\sigma_{1,o}$ vermindert sich von $-0,371 M_0$ auf $-0,290 M_0$, also auf 78% der ursprünglichen Spannung, während die untere Betonspannung von Null auf den Wert von $-0,135 M_0$, d.h. auf rd. 43% des Wertes der ursprünglichen oberen Betonspannung ansteigt. Bei den Stahlspannungen ergibt sich eine Erhöhung der unteren Zugspannung $\sigma_{2,u}$ von $+5,46 M_0$ auf $+6,65 M_0$ um rd. 22% und ein Anwachsen der oberen Stahlspannung $\sigma_{2,o}$ von Null auf rd. 54% der ursprünglichen Spannung $\sigma_{2,u}$.

Aus den Abb. 6 und 8 ist anschaulich zu ersehen, wie der Stahlträger durch das Nachgeben des Betons gezwungen wird, einen größeren Momentenanteil aufzunehmen. Im Grenzfall müßte der Stahlträger das gesamte Moment M_0 allein aufnehmen (vgl. Gl. 20), und der Nullpunkt des Spannungsdiagramms würde in die Schwerachse des Stahlträgers fallen.

Im Beton findet, wie aus Abb. 8 ersichtlich, gleichzeitig mit dem Abfall der Spannung ein Ausgleich zwi-

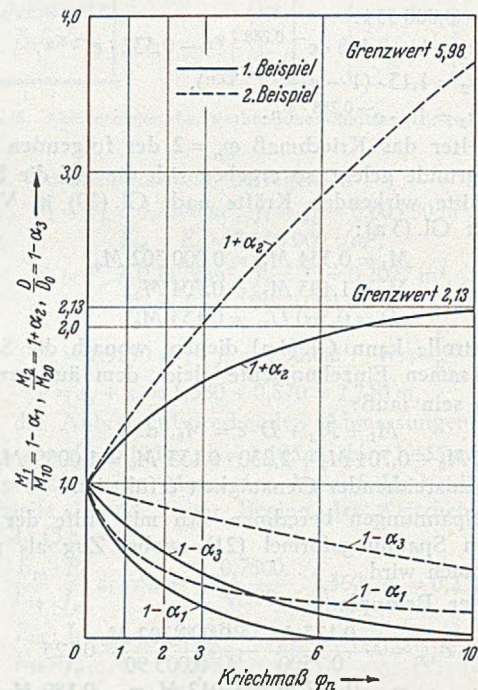


Abb. 9. Verhältnis der Kräfte vor Beginn und nach Abschluß des Kriechens für verschiedene Kriechmaße φ_n .

schen oberer und unterer Spannung statt, der seine Ursache darin findet, daß das Moment M_1 schneller abfällt als die Druckkraft D . Um das Verhältnis der Kräfte vor Beginn und nach Abschluß des Kriechens für beide Beispiele zu verdeutlichen, sind in Abb. 9 die Werte

$$\frac{M_1}{M_{10}} = 1 - \alpha_1, \quad \frac{M_2}{M_{20}} = 1 + \alpha_2 \quad \text{und} \quad \frac{D}{D_0} = 1 - \alpha_3$$

in Abhängigkeit von dem Kriechmaß φ_n aufgetragen.

Für $\varphi_n = \infty$ erreichen $\frac{M_1}{M_{10}}$ und $\frac{D}{D_0}$ den Nullwert, während $\frac{M_2}{M_{20}}$ den Grenzwert $\frac{M_2}{M_{20}} = 2,13$ bzw. $5,98$ annimmt.

Der Stahlquerschnitt trägt dann das gesamte Moment M_0 allein. Das verschieden starke Abfallen der Kräfte M_1 und D ist, wie bereits oben erwähnt, die Ursache für den Ausgleich der oberen und unteren Betonspannung.

Für $\varphi_n = 0$ werden $M_1 = M_{10}$, $M_2 = M_{20}$ und $D = D_0$, d.h. die Kräfte und damit die Spannungen bleiben unverändert bestehen.

IV. Schlußbetrachtung.

Die vorliegende Untersuchung befaßt sich mit der Kräfteumlagerung bei Verbundquerschnitten aus zwei verschiedenen Baustoffen von unterschiedlichem elastischen und plastischen Verhalten, wie z. B. bei Stahlträgern mit Betonplatte oder bei Spannbeton mit Frischbetonplatte. Es ergeben sich die Gleichungen für die Umlagerung der Kräfte. Entsprechend der Entlastung des nachgebenden Querschnittsteiles erhält der andere Teil eine stärkere Belastung. Die Größe der Umlagerung hängt dabei von den Querschnittsabmessungen, dem Verhältnis der Elastizitätsmoduli und dem Kriechmaß ab, nicht aber von dem Verlauf der Kriechkurve. Im Grenzfall, bei unendlicher Nachgiebigkeit des einen Baustoffes, muß die gesamte äußere Kraft von dem zweiten Querschnittsteil aufgenommen werden, was überlegungsmäßig durchaus klar erscheint.

Infolge der Abhängigkeit von den Querschnittsmassen kann eine allgemeine zahlenmäßige Auswertung der Gleichungen nicht erfolgen.

Zur Erläuterung der Ergebnisse werden zwei verschiedene Querschnitte, bestehend aus I-Stahlträger mit Betonplatte bzw. mit Betonplattenbalken, zahlenmäßig untersucht. Es können dabei folgende Feststellungen gemacht werden:

Infolge Kriechens des Betons tritt ein Anwachsen des vom Stahlträger zu übernehmenden Momentes auf. Die untere Spannung (Zug) im Stahlträger liegt nach Abschluß des Kriechens 15 bzw. 22 % höher, während die obere Stahlspannung durch die Umlagerung bis auf die Größenordnung der unteren Stahlspannung steigt und diese je nach Lage der Schwerachse (Nulllinie) des Stahlträgers noch übertrifft.

Die obere Druckspannung im Beton sinkt auf rd. 55 bzw. 78 % ihres ursprünglichen Wertes ab. Gleichzeitig damit verbunden tritt durch relatives Anwachsen der unteren Betonspannung ein Ausgleich der Spannungen im Beton ein.

Bei der Untersuchung wurde die Tatsache vernachlässigt, daß der federnde Elastizitätsmodul des Betons sich im Laufe der Zeit wesentlich erhöht. Im folgenden soll noch kurz der Einfluß dieser Erhöhung abgeschätzt werden. Wird der Verlauf des Anstiegs durch eine Zeitfunktion ψ_t ausgedrückt mit dem Endwert ψ_n , wobei z. B. dieser Verlauf affin zu der Kriechkurve φ_t angenommen werden kann [1]:

$$E_{10t} = E_{10} (1 + \psi_t) = E_{10} (1 + \delta \varphi_t),$$

so werden die Beiwerte Φ_1 , Φ_2 und A_1 der Differentialgleichungen (11 b) und (9 b) von t bzw. von φ_t abhängig und die Lösung dadurch außerordentlich erschwert. Die beiden Differentialgleichungen nehmen dann folgende erweiterte Form an:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \left[\frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1(1+\psi_t)} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_1}{J_1(1+\psi_t)} \right] \\ - \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \left[\frac{1}{e} \left(\frac{1}{F_1(1+\psi_t)} + \frac{1}{n \cdot F_2} \right) + \frac{s_2}{n \cdot J_2} \right] \\ + M_{1t} \left(\frac{1}{e} \frac{1}{F_1} + \frac{s_1}{J_1} \right) - M_{2t} \frac{1}{e \cdot F_1} = 0, \quad (22) \\ \frac{dM_{1t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{J_1(1+\psi_t)} \\ + \frac{dM_{2t}}{d\varphi_t} \cdot \frac{1}{n \cdot J_2} + M_{1t} \cdot \frac{1}{J_1} - M_{2t} \frac{1}{J_1} = 0. \end{aligned} \right\}$$

Um den Einfluß dieser Erhöhung angenähert zu erfassen, kann mit einem Mittelwert gerechnet werden, in der Form, daß bei den in den Gl. (22) in Frage kommenden Gliedern die Fläche bzw. das Trägheitsmoment mit dem Faktor vervielfacht wird, welcher dem Mittelwert des

$$\text{Elastizitätsmoduls entspricht, z. B. } \left(1 + \frac{\psi_n}{2} \right).$$

Die zahlenmäßige Auswirkung auf die Endspannungen, z. B. bei $\psi_n = 0,5$ d. h. bei einer Erhöhung des federnden Moduls um 50 %, im Laufe der Zeit, bringt im Falle des 1. Beispiels nach Abschluß des Kriechens, wenn mit dem Mittelwert $E_{10t} = E_{10} \left(1 + \frac{0,50}{2} \right) = 1,25 E_{10}$ gerechnet wird, für die obere bzw. untere Betonspannung eine weitere Abminderung um rd. 5 bzw. 3 %, für die Stahlspannungen eine zusätzliche Erhöhung um rd. 1,5 %.

Der Einfluß des ansteigenden federnden Elastizitätsmoduls macht sich also im Sinne einer leichten Erhöhung des Kriechmaßes bemerkbar, jedoch ist die Auswirkung gering, wie bereits Dischinger in seinen Untersuchungen festgestellt hat [1].

Der Untersuchung liegt ferner die Voraussetzung zugrunde, daß die Stahlspannungen unterhalb der Elastizitätsgrenze bleiben, was hier ohne weiteres erfüllt ist, da die Kräfte in Höhe der zulässigen Spannungen liegen.

Zusammenfassend sind die folgenden Ergebnisse dieser Umlagerung infolge Kriechens des Betons festzuhalten, wobei die zahlenmäßige Untersuchung infolge der Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen für jeden Fall erneut durchzuführen ist:

1. Abfall der Druckspannung im Plattenbeton.
2. Erhöhung der für die Bemessung maßgebenden unteren Trägerspannung.
3. Anwachsen der oberen, an der Berührungsfuge liegenden Spannung im Träger auf einen hohen Wert, der u. U. je nach Lage der Schwerachse (Nulllinie) des Trägers über die untere Spannung hinausgehen kann.

Die klare Erkenntnis dieser Zusammenhänge, insbesondere die Größe des Spannungsabfalls im Beton ist im Hinblick auf die Verwendung solcher Verbundträger, bestehend aus Betonplatte mit darunterliegendem Träger im Straßenbrückenbau, von besonderer Bedeutung. In neuerer Zeit wird die Betonplatte immer mehr ohne besondere Verschleißschicht als Fahrbahn verwendet, wobei eine hohe Druckvorspannung wegen der Rissegefahr sehr erwünscht ist. Die Verringerung der Betondruckspannung infolge Kriechens kann nun dazu führen, daß von der gewünschten, durch besondere Montagemaßnahmen hereingebachte Druckvorspannung im Laufe der Zeit nur noch ein Bruchteil vorhanden und dann im Zusammenwirken mit Schwinden und ungünstigen Temperatureinflüssen die Gefahr der Rissebildung erhöht gegeben ist.

Literatur:

1. Dischinger, Fr.: Bauingenieur 18 (1937) S. 487.
— Bauingenieur 20 (1939) S. 53.
— Taschenbuch für Bauingenieure, herausgegeben von F. Schleichner, Berlin 1943, S. 1340.
2. Mörsch, E.: Statik der Gewölbe und Rahmen, Teil A, Stuttgart 1941.
3. Maier-Leibnitz, H.: Bautechn. 19 (1941) S. 265—70.
4. Mörsch, E.: Der Spannbetonträger, Stuttgart 1943.
5. Haulena, E.: Z. VDI. 90 (1948) S. 145—150.
6. Fröhlich, H.: Z. VDI. (Zuschrift zu 5. z. Z. im Druck).
7. Bay, M.: Baurundschau 37 (1947) S. 24—28.

Weitgespannte Tragwerke.

Von Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Fr. Dischinger,
o. Prof. a. d. Techn. Universität Berlin.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 9.)

Ich gehe nun zu den vorgespannten Bogenbrücken über. Flache Bogenbrücken sind auch für Eisenbahnverkehr geeignet, wenn für die Aufnahme der Gewölbeschübe guter Fels zur Verfügung steht. Eine der markantesten flachen Bogenbrücken war die bekannte, nach meinen

bahn-Bogenbrücken zu schaffen, die auf Kies-, Sand- oder Mergelboden bei einer zulässigen Bodenpressung von 5 kg/cm^2 und einer zulässigen Reibungszahl von $\mu = 0,35$ zu gründen sind. Die Ergebnisse sind in Abb. 23 und 24 wiedergegeben.

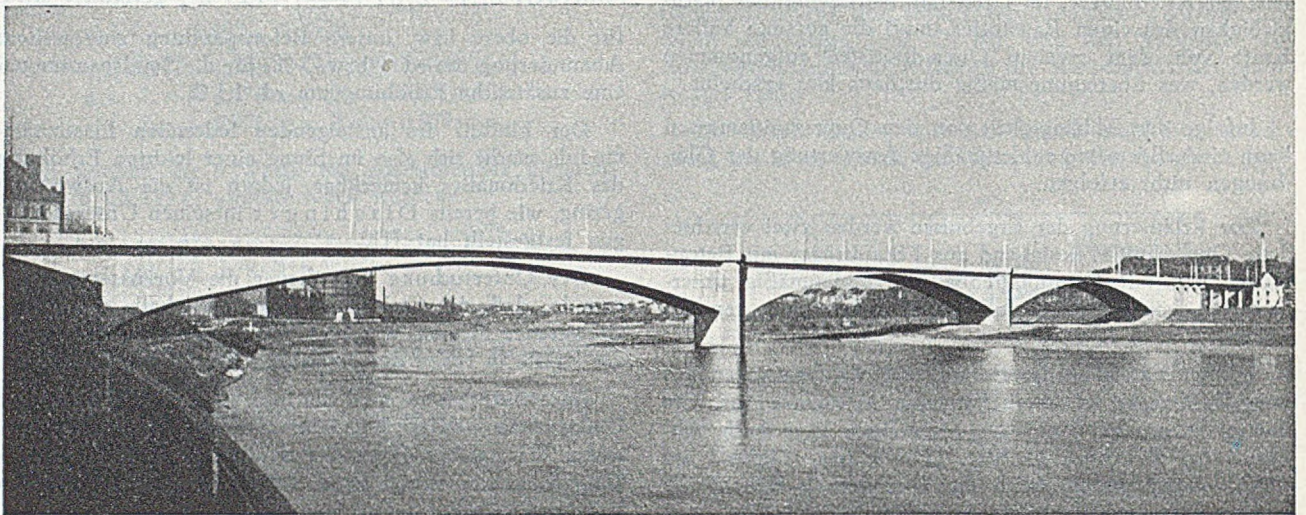


Abb. 21. Mosel-Brücke Koblenz (vor der Zerstörung).

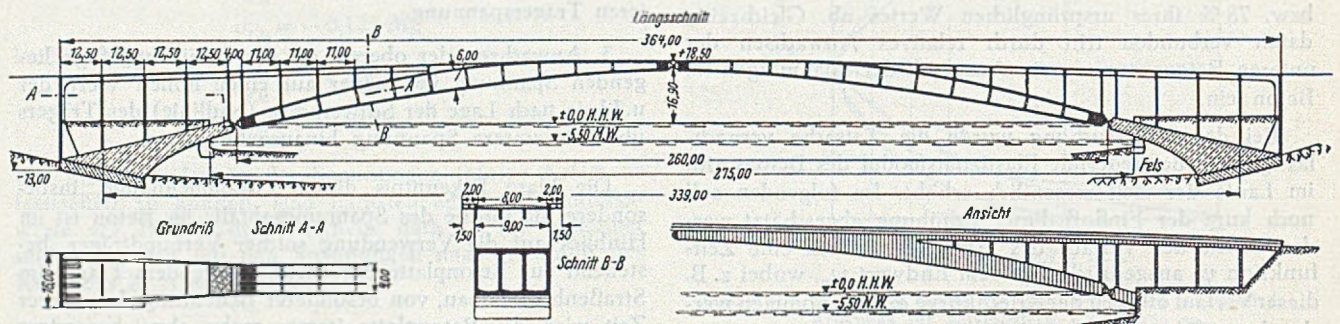


Abb. 22. Projekt einer 260 m weit gespannten, auf Fels gegründeten Dreigelenk-Bogenbrücke.

Entworfen gebaute Moselbrücke Koblenz, bei welcher Dreigelenkbogen zur Ausführung kamen (Abb. 21). Die Gelenkspannweite des größten Bogens betrug $107,0 \text{ m}$ bei einem Pfeil von $8,12 \text{ m}$ ($l/f = 13,18$), womit sich eine Kühnheitszahl $l^2/f = 1410 \text{ m}$ ergab. In der Festschrift [4] zeigte sich, daß man bei gutem Felsboden noch wesentlich kühnere Brücken erreichen kann. In Abb. 22 ist der Entwurf einer Bogenbrücke für Straßenverkehr mit einer Spannweite von $l = 260 \text{ m}$ und einem Pfeil von $f = 16,90 \text{ m}$ ($l/f = 15,4$, $l^2/f = 4000 \text{ m}$) dargestellt (Weite zwischen den Mitten der Widerlager $L = 339 \text{ m}$).

Während demnach bei Felsboden die Spannweiten der Bogenbrücken fast unbegrenzt sind, waren bis jetzt bei Kies-, Sand- und Mergelboden flache Bogenbrücken nicht ausführbar, einerseits wegen der geringen zulässigen Bodenpressung, andererseits wegen der kleinen zulässigen Reibungszahl.

Von dem russischen Verkehrsministerium wurde mir 1946 die Aufgabe gestellt, eine Lösung für flache Eisen-

Der Brücke Abb. 23 entspricht eine lichte Spannweite von $150,0 \text{ m}$, sie ist mit Rücksicht auf die geringe Pfeilhöhe als Dreigelenkbogen mit einer Gelenkspannweite von 136 m und einer Pfeilhöhe $f = 13 \text{ m}$ (Kühnheitszahl $l^2/f = 1420 \text{ m}$) konstruiert. Um den obigen Bedingungen Genüge zu leisten, wurden die beiderseitigen Widerlager, die als dreieckförmige Böcke ausgebildet sind, durch hochwertige vorgespannte Seile miteinander verbunden. Damit wird der Horizontalschub, der von den Widerlagern auf die Bodenscheibe zu übertragen ist, auf etwa die Hälfte verringert. Zugleich wird durch diese Seilkräfte auf die Widerlager ein nach der Stromseite wirkendes Moment ausgeübt, wodurch die resultierende Kraft des Widerlagers erheblich nach der Stromseite hin verlagert wird. Deshalb erhalten die Widerlager nach der Brückenöffnung zu kräftige Auskragungen.

Die Vorteile dieser Vorspannung der Bogenbrücken bestehen darin, daß der von dem Fundament auf die Bodenscheibe zu übertragende Horizontalschub und da-

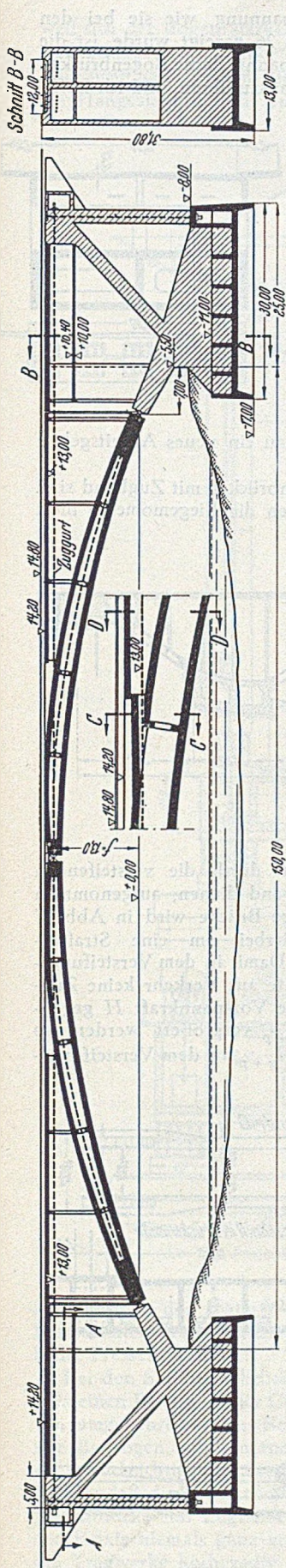
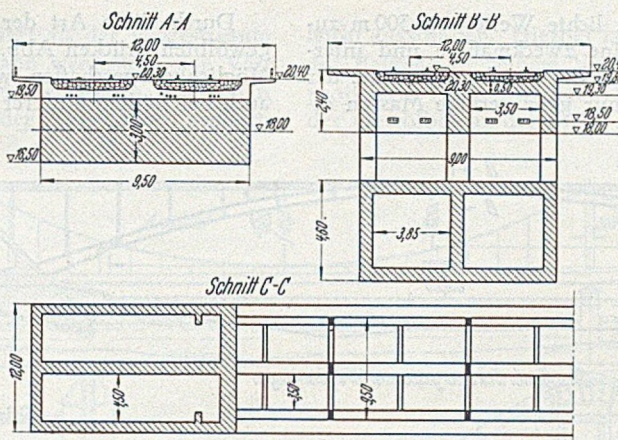


Abb. 23.
Projekt einer 150 m weit gespannten
Dreigelenkbogen - Eisenbahnbrücke
bei Gründung
auf Sand- oder Kieselboden.



mit das Fundamentgewicht selbst auf ungefähr die Hälfte ermäßigt werden und daß die resultierende Kraft stromwärts verlagert wird, wodurch sich die Ausführung der Fundamente erleichtert. Da die Seilspannungen durch die Verkehrslasten nicht berührt werden, können sie ohne weiteres zu 60% der Zerreißfestigkeit angesetzt werden, d. h. in gleicher Höhe, wie nach den Richtlinien die Vorspannung im Spannbett vorgesehen ist.

Die Abb. 24 zeigt ein weiteres Projekt einer zweigleisigen Eisenbahn-Bogenbrücke mit einer lichten Spannweite von $l' = 200$ m. Die Gelenkspannweite beträgt $l = 180$ m, die Pfeilhöhe 18 m, die Kühnheitszahl $l^2/f = 2220$ m. Auch hier sind die Widerlager als dreieckförmige Bcke ausgebildet.

Dieses System der Vorspannung ist selbstverständlich auch für flache Gewölbe von Straßenbrücken geeignet, wie aus Abb. 25 und 26 zu ersehen ist. Die Straßenbrücke Abb. 25 hat eine lichte Weite von 210 m. Der Dreigelenkbogen hat bei 180 m Gelenkspannweite nur einen Pfeil von $f = 16$ m und eine Kühnheitszahl $l^2/f = 2025$ m. Auffallend ist das leichte Fundament mit seiner starken stromseitigen Auskragung. In den senkrechten Wänden der dreieckförmigen Bcke der Fundamente an der Landseite entstehen infolge der Zerlegung der Seilkräfte große Zugkräfte, die ebenfalls durch vorgespannte Anker aufgenommen werden müssen (Abb. 25).

Bei größeren Pfeilhöhen treten an die Stelle der Dreigelenkbogen die statisch günstigeren Zweigelenkbogen. Wegen der größeren Höhe der Brücke müssen die Dreiecksbcke der Widerlager durch eine zweckmäßigere Ausbildung ersetzt werden, weil die stromwrts gerichteten Momente aus den Vorspannkräften zu groß werden und durch die erwähnten Auskragungen nicht mehr aufnehmbar sind.

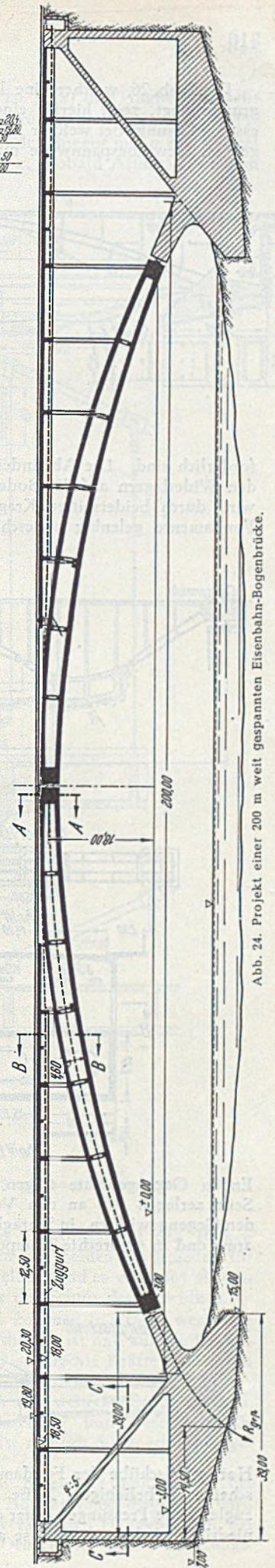
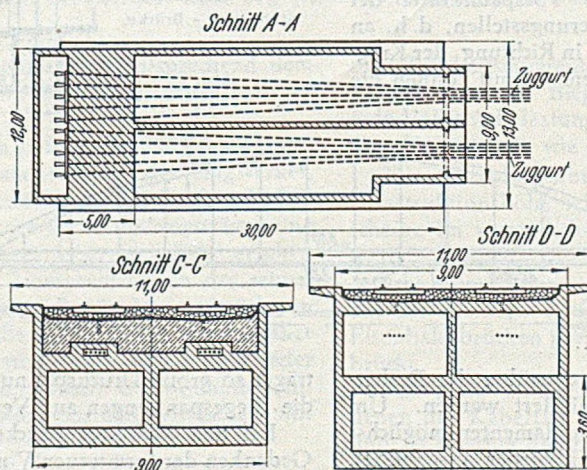


Abb. 24. Projekt einer 200 m weit gespannten Eisenbahn-Bogenbrücke.

Die Abb. 26, welcher eine lichte Weite von 300 m zu-
grunde liegt, zeigt hierfür eine zweckmäßige und inter-
essante Lösung, bei welcher für die Fundamente trotz der
großen Gewölbspannweite nur ganz geringe Massen er-

Durch diese Art der Vorspannung, wie sie bei den
gewölbten Brücken Abb. 25 bis 26 gezeigt wurde, ist die
Möglichkeit geschaffen, weitgespannte flache Bogenbrücken
auch bei Böden mittlerer Güte auszuführen, und ich hoffe,

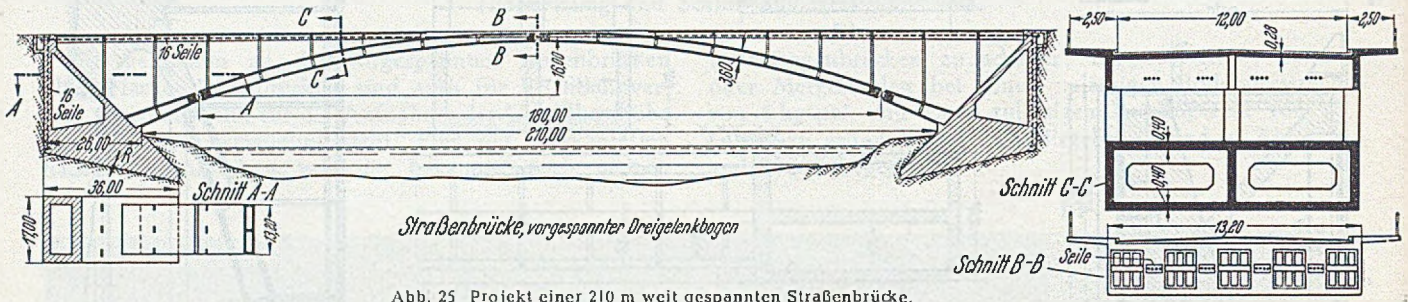


Abb. 25. Projekt einer 210 m weit gespannten Straßenbrücke.

forderlich sind. Die Abminderung des Schubes, der von
den Widerlagern auf die Bodenscheibe zu übertragen ist,
wird durch beiderseitige Kragarme erreicht, die an die
Fundamente gelenkig angeschlossen sind und an den

damit für den Massivbrückenbau ein neues Arbeitsgebiet
geöffnet zu haben.

Eng verwandt mit den Bogenbrücken mit Zugband sind
die Stabbogenbrücken, bei denen die Biegemomente nicht

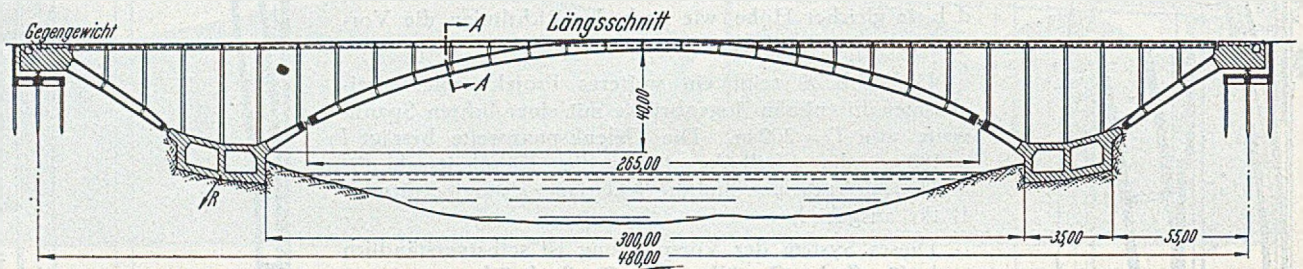
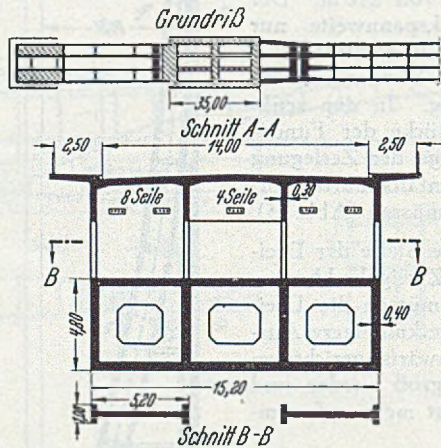


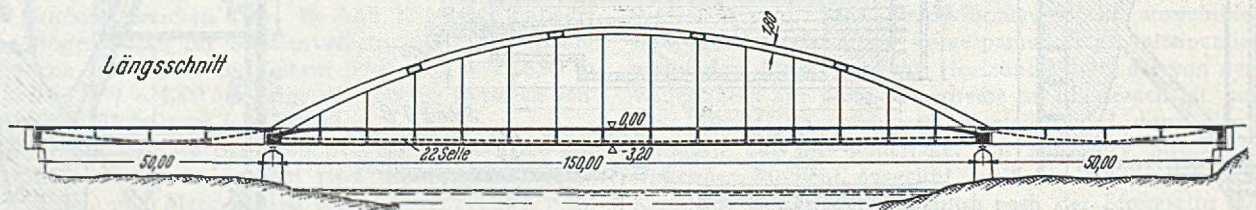
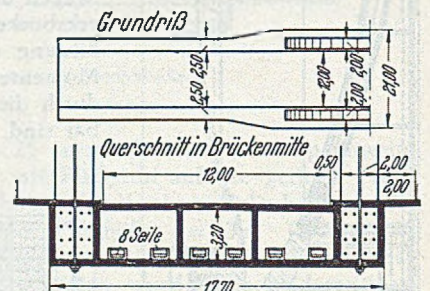
Abb. 26. Projekt einer 300 m weit gespannten Straßenbrücke.



durch das Gewölbe, sondern durch die versteifenden
Balken, die zugleich als Zugband dienen, aufgenommen
werden müssen. Eine derartige Brücke wird in Abb. 27
gezeigt. Es handelt sich hierbei um eine Straßen-
brücke von 150 m Spannweite. Damit in dem Versteifungs-
träger infolge der Biegemomente aus Verkehr keine Zug-
spannungen auftreten, muß die Vorspannkraft H gegen-
über dem Gewölbeschub H_{g+p} vergrößert werden, so
daß durch die Differenz $H - H_{g+p}$ in dem Versteifungs-

Enden Gegengewichte tragen. Die Vorspannkraft der
Seile zerlegen sich an den Verankerungsstellen, d. h. an
den Gegengewichten, in Schrägkräfte in Richtung der Krag-
arme und in senkrechte Komponenten. Damit können die

Abb. 27.
Projekt einer 150 m
weit gespannten
Stabbogen - Brücke.



Horizontalschübe der Fundamente gegenüber der Boden-
scheibe in beliebigem Maße abgemindert werden. Um
zugleich die Pressungen unter den Fundamenten möglichst
niedrig zu halten, sind diese als Hohlkörper ausgebildet.

träger so große Druckspannungen erzeugt werden, daß sie
die Biegespannungen aus Verkehr überlagern.

Bei den Stabbogenbrücken ist es nicht möglich, den
Gedanken der formtreuen Vorspannung exakt auszuführen,

weil sich der Bogen stärker verkürzt als der vorgespannte Versteifungsträger. Aber man kann wenigstens den Versteifungsträger frei von Biegemomenten halten, wenn man die Hängestangen nicht nur bei der Ausrüstung, sondern

leicht ausschalten. Hierbei ist $J_B(x)$ das Trägheitsmoment des Balkens in seinem Verlauf längs x , $J_G(x) \cos \varphi$ das projizierte Trägheitsmoment des Bogens und φ der Winkel des Gewölbes an der Stelle x . Sobald Affinität zwischen

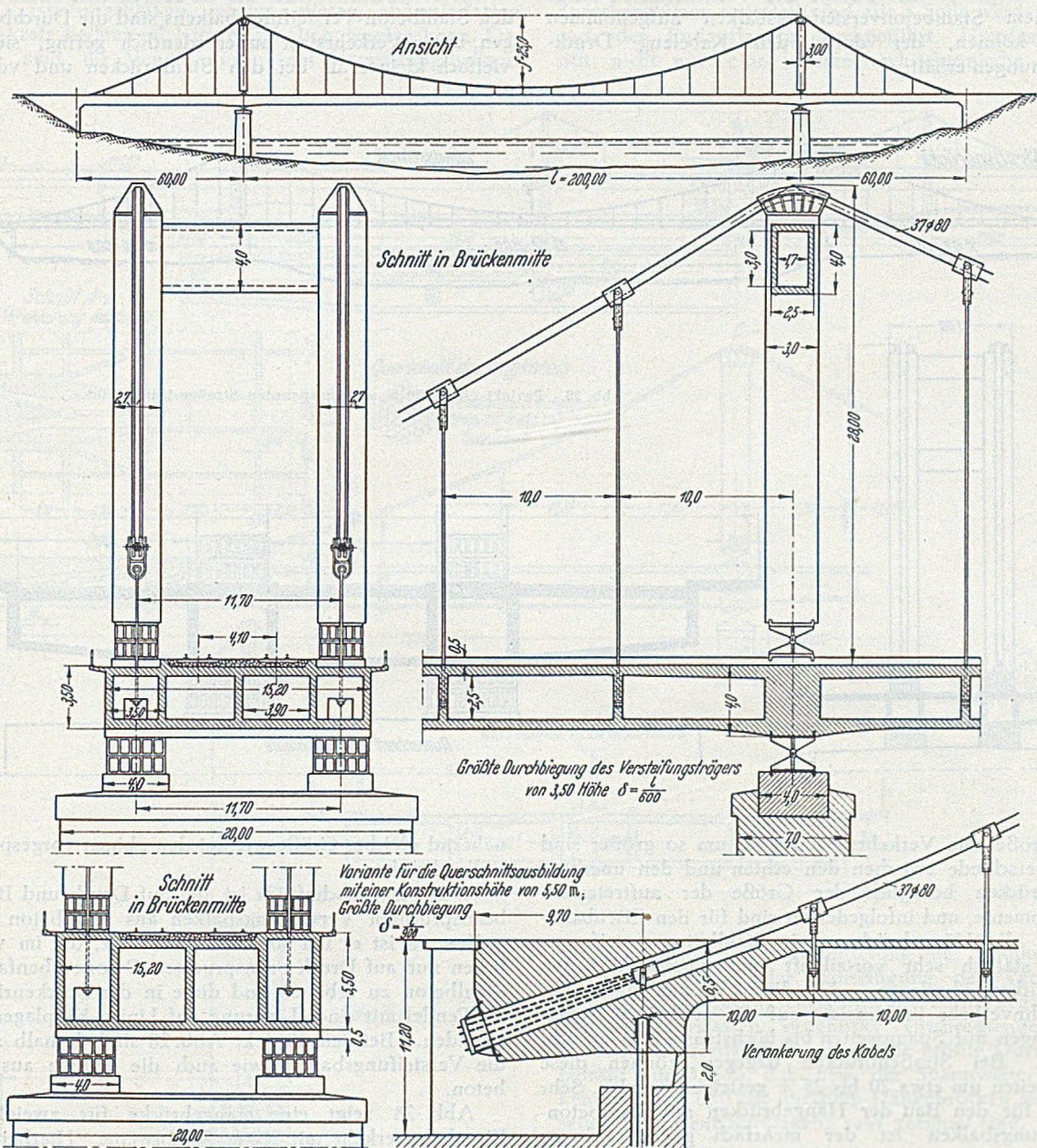


Abb. 28. Projekt einer zweigleisigen, 200 m weit gespannten Hängebrücke mit Stahlbeton-Versteifungsbalken.

auch noch in den späteren Zeitpunkten entsprechend dem Fortschreiten des Kriechens und Schwindens durch hydraulische Pressen verkürzt.

Bei den Stabbogenbrücken liefern die Stabbögen ebenfalls einen Beitrag zu der Gesamtsteifigkeit des Tragwerkes, wie umgekehrt bei den Bogenbrücken mit Zugband nicht nur die Bogen, sondern auch die Fahrbahnlängsträger eine zu berücksichtigende Steifigkeit besitzen. Wir erschen daraus, daß die theoretischen Voraussetzungen der reinen Bogenbrücke mit Zugband bzw. der Stabbogenbrücke in der Praxis niemals ganz erfüllt sind. Damit werden aber die Tragwerke hochgradig statisch unbestimmt, weil jeder Hängestange eine zusätzliche statisch Unbestimmte entspricht. Diese statisch unbestimmten Größen lassen sich jedoch mit dem Ansatz

$$J_G(x) \cos \varphi = \alpha J_B(x)$$

den Trägheitsmomenten des Gewölbes und den Balken besteht, sind die Biegelinien der beiden Traglieder für jede Verkehrsbelastung dieselben, und es verbleibt als einzige Unbekannte wie bisher der Schub des Gewölbes.

Diese Stabbogenbrücken kommen in Frage, wenn die Konstruktionshöhe sehr beschränkt ist und auf die Bodenscheibe im wesentlichen nur senkrechte Kräfte übertragen werden können.

Ich bespreche nun noch ein weiteres Brückensystem, das die gleichen Aufgaben erfüllt und besonders für Eisenbahnbrücken geeignet ist, nämlich die unechte Hängebrücke.

Als echte Hängebrücken bezeichnet man solche, bei denen der Kabelzug in die Bodenscheibe eingeleitet wird und als unechte die in sich verankerten Hängebrücken, bei denen den Kabelzug die Druckkräfte des Versteifungs-

balkens übernehmen. Die echten Brücken, für deren Berechnung die Verformungstheorie maßgebend ist, sind den unechten wirtschaftlich um so mehr überlegen, je größer die Spannweiten sind. Für eine Ausführung in Stahlbeton kommen jedoch nur die unechten Brücken in Frage, weil die Biegemomente infolge der Verkehrslasten allein von einem Stahlbetonversteifungsbalken aufgenommen werden können, der durch den Kabelzug Druckvorspannungen erhält.

durch welche die Biegespannungen aus den Verkehrslastmomenten überlagert werden, und es gelingt selbst bei den großen Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken, den Versteifungsbalken frei von Zugspannungen und damit frei von schädlichen Haarrissen zu halten. Infolge des hohen Trägheitsmoments des als Hohlkasten auszubildenden Stahlbeton-Versteifungsbalkens sind die Durchbiegungen unter Verkehrslast außerordentlich gering, sie sind vielfach kleiner als bei den Stahlbrücken und von an-

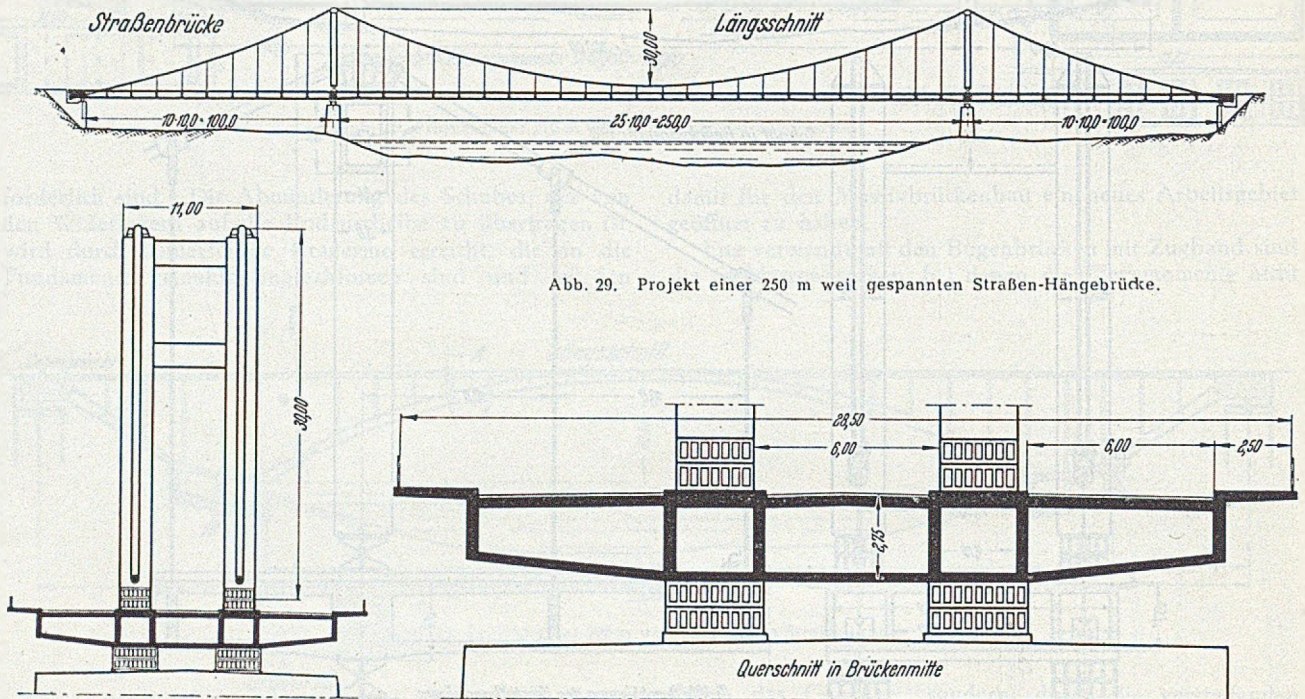


Abb. 29. Projekt einer 250 m weit gespannten Straßen-Hängebrücke.

Je größer die Verkehrslasten sind, um so größer sind die Unterschiede zwischen den echten und den unechten Hängebrücken bezüglich der Größe der auftretenden Biegemomente, und infolgedessen sind für den Eisenbahnverkehr die Hängebrücken mit Stahlbetonversteifungsbalken statisch sehr vorteilhaft und wirtschaftlich den Stahlbrücken überlegen. Allerdings können damit bei Eisenbahnverkehr in Hinsicht auf die zulässigen Betonspannungen nur Spannweiten bis höchstens 250 m erreicht werden. Bei Straßenbrücken dagegen können diese Spannweiten um etwa 20 bis 25 % gesteigert werden. Sehr wichtig für den Bau der Hängebrücken mit Stahlbeton-Versteifungsbalken ist der mehrfach gekennzeichnete Grundgedanke der formtreuen Herstellung, d. h. das Bauwerk muß nach der Ausrüstung zum projektierten affin sein. Daraus folgt, daß die Anspannung der Kabel nicht wie im Stahlbau durch eine überhöhte Montage bei gleichzeitigem Einbau provisorische Gelenke in dem Versteifungsbalken erfolgen kann, sondern die Anspannung der Kabel muß durch eine Verkürzung der Hängestangen mittels hydraulischer Pressen getätigt werden. Damit wird das Tragwerk nach dem Ausrüsten formtreu und der Versteifungsbalken frei von Biegemomenten. Durch das Kriechen und Schwinden ergeben sich aber auch nach der Ausrüstung noch Verkürzungen des Versteifungsbalkens. Um den formtreuen Biegezustand in dem Versteifungsbalken zu erhalten, müssen die Hängestangen auch nach der Ausrüstung der Brücke noch weiter entsprechend dem Fortschreiten des Kriech- und Schwindvorganges verkürzt werden.

Durch den Kabelzug entstehen in dem Versteifungsbalken hohe Druckkräfte und hohe Druckvorspannungen,

nähernd gleicher Größe wie bei den obigen vorgespannten Balkenbrücken.

Wenn es wirtschaftlich ist, die auf Druck und Biegung beanspruchten Versteifungsbalken aus Stahlbeton herzustellen, so ist es um so mehr am Platze, die im wesentlichen nur auf Druck beanspruchten Pylone ebenfalls aus Stahlbeton zu erbauen und diese in der Brückenrichtung als Pendel mit einer Lagerung auf Linien-Kipplagern auszubilden. Bei dem Projekt Abb. 28 sind deshalb sowohl die Versteifungsbalken wie auch die Pylone aus Stahlbeton.

Abb. 28 zeigt eine Hängebrücke für zweigleisigen Eisenbahnverkehr mit 200 m Spannweite. Hierbei wurde für den Versteifungsbalken der Mittelöffnung eine Konstruktionshöhe von nur 3,50 m = 1/60 benötigt. Die Abb. 29 zeigt eine gleichartige Brücke mit 250 m Spannweite für Straßenverkehr mit Straßenbahnen, wobei die Konstruktionshöhe des Versteifungsbalkens 2,75 m = 1/90 beträgt. Bei diesen Brücken besitzen die als Hohlkasten ausgebildeten Versteifungsbalken eine derartig hohe Torsionssteifigkeit, daß es keine Schwierigkeiten bereitet, an Stelle der üblichen zwei Tragwände nur eine Tragwand vorzusehen, die in der Brückenmitte liegt, so daß von den beiderseitigen Fahr- und Fußwegen ein ungestörter Ausblick gegeben ist. Die Abb. 30 zeigt einen derartigen Entwurf mit nur einer Tragwand.

Mit den obigen Beispielen sind die größten Spannweiten, die sich mit vorgespannten Massivbrücken erreichen lassen, annähernd gekennzeichnet. Nur bei den Hängebrücken lassen sich die Spannweiten noch um rd. 25 % steigern, wenn man die Lasten des Versteifungsbalkens in den beiden äußeren Vierteln nicht mittels senk-

rechten Hängern, sondern mittels Schrägseilen nach den Pylonen überträgt. Damit verringert sich der Krümmungsradius des Hauptkabels auf rd. 75 bis 60 % und zugleich ergibt sich für den Versteifungsbalken eine abgestufte, von den Pylonen nach der Feldmitte hin abnehmende Druckkraft. Wesentlich ist hierbei, daß die Feldmitte der Versteifungsbalken infolge dieser abgeminderten Druckkraft bedeutend leichter gehalten werden kann. Dagegen sind die Verstärkungen des Versteifungsbalkens

Abb. 27 a) hatte noch gewisse Mängel insofern, als die drei Tragkabel in den Seitenöffnungen strahlenförmig angeordnet waren, um das Gewicht des Versteifungsbalkens in den Seitenöffnungen zu übernehmen. In dem verbesserten Entwurf, vgl. Abb. 27 b von [5], wird dagegen der Versteifungsbalken der Seitenöffnungen durch Zwischenstützen unterteilt und alle 3 Seile werden parallel nach den Endauflagern durchgeführt. Hierdurch ergibt sich nicht nur eine bessere architektonische Wirkung,

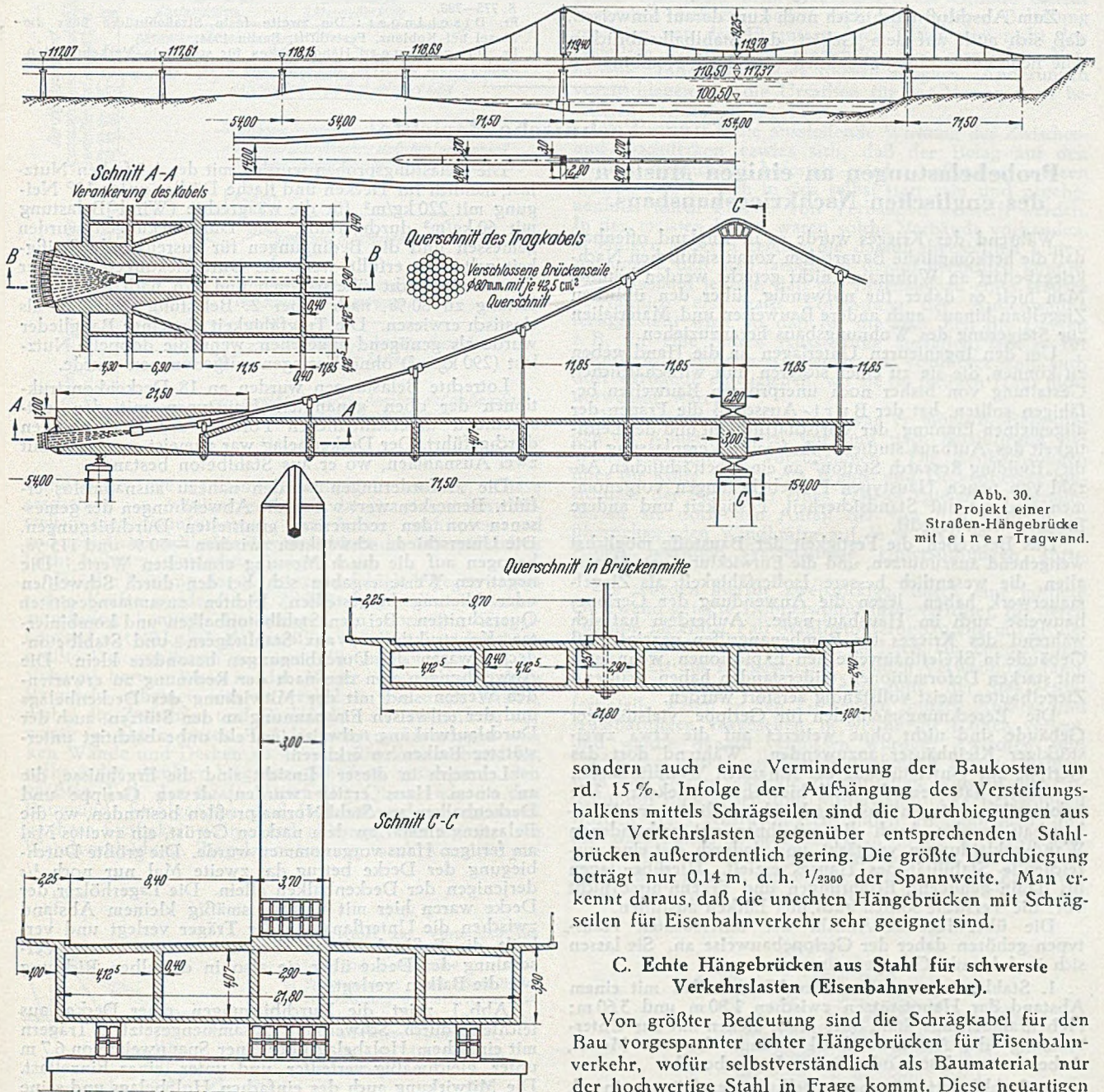


Abb. 30.
Projekt einer
Straßen-Hängebrücke
mit einer Tragwand.

sondern auch eine Verminderung der Baukosten um rd. 15 %. Infolge der Aufhängung des Versteifungsbalkens mittels Schrägseilen sind die Durchbiegungen aus den Verkehrslasten gegenüber entsprechenden Stahlbrücken außerordentlich gering. Die größte Durchbiegung beträgt nur 0,14 m, d. h. $\frac{1}{2300}$ der Spannweite. Man erkennt daraus, daß die unechten Hängebrücken mit Schrägseilen für Eisenbahnverkehr sehr geeignet sind.

C. Echte Hängebrücken aus Stahl für schwerste Verkehrslasten (Eisenbahnverkehr).

Von größter Bedeutung sind die Schrägkabel für den Bau vorgespannter echter Hängebrücken für Eisenbahnverkehr, wofür selbstverständlich als Baumaterial nur der hochwertige Stahl in Frage kommt. Diese neuartigen Systeme, mit denen sich Eisenbahnbrücken bis zu 2000 m Spannweite herstellen lassen, sind in [5] eingehend beschrieben. Hängebrücken normaler Konstruktion haben sich für Eisenbahnverkehr bisher als ungeeignet gezeigt, um so überraschender sind die mit den neuen Systemen erzielten Ergebnisse. Mancher von Ihnen wird mich vielleicht für einen Fantasten halten, da ich derartig weitgespannte Eisenbahnbrücken für möglich erkläre, aber ich bin fest davon überzeugt, daß sich diese Brücken in der Zukunft durchsetzen werden, wenn ich auch ihre Ausführung vielleicht nicht mehr erlebe. Ich darf bei dieser Gelegenheit vielleicht an die Entwicklung der Schalenbau-

nach den Pylonen hin fast ohne Bedeutung, weil diese Lasten, bezogen auf die Auflager, nur einen geringen Hebelarm besitzen. Durch die Schrägseile werden aber zugleich die Biegemomente bei einseitiger Verkehrslast stark abgemindert und infolgedessen kann der Versteifungsbalken wieder leichter gehalten werden.

Bei dem Wettbewerb für die neue Köln-Mülheimer Brücke habe ich einen derartigen Entwurf mit 315 m Spannweite in Zusammenarbeit mit der Dyckerhoff & Widmann K. G. eingereicht. Dieser Entwurf (vgl. [5]

weise erinnern. Als ich bei der ersten größeren Ausführung, der Großmarkthalle Frankfurt/M., die Versuche und die Theorie einem anerkannten Fachmann zeigte, wurde mir erwidert: „Sie können mir ja erzählen, was Sie wollen, wenn Sie aber diese Schalen im Großen bauen, werden sie einstürzen.“ — Sie sind aber nicht eingestürzt, sondern die Schalenbauweise hat sich in der ganzen Welt durchgesetzt. Ebenso bin ich auch überzeugt, daß die weitere technische Entwicklung diesem neuen Hängebrückensystem zum Erfolg verhelfen wird.

Zum Abschluß möchte ich noch kurz darauf hinweisen, daß sich auch auf dem Gebiet der Stahlbalkenbrücken eine neue Entwicklung anbahnen wird durch Kombination

der Stahlträger mit Stahlbetondruckplatten bei gleichzeitiger Anwendung einer Vorspannung durch hochwertige Seile. Darüber werde ich in einem späteren Aufsatz im BAUINGENIEUR berichten.

Literatur:

1. Fr. Dischinger: Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. Bauingenieur 20 (1939) S. 53—63, 286—294, 426—437, 563—572.
2. Fr. Dischinger: Untersuchungen über die Knicksicherheit die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Bauingenieur 18 (1937) S. 487—520, 539—552, 595—621.
3. Fr. Dischinger: Zweiter Kongreß, Vorbericht, Berlin 1936. S. 775—798.
4. Fr. Dischinger: Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, Festschrift, Berlin 1934.
5. Fr. Dischinger: Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten. Bauingenieur 24 (1949) S. 65—67 und S. 107—113.

Kurze Technische Berichte.

Probebelastungen an einigen Mustern des englischen Nachkriegsbaus.

Während des Krieges wurde es in England offenbar, daß die herkömmliche Bauart dem voraussichtlichen Nachkriegsbedarf an Wohnraum nicht gerecht werden könnte. Man hielt es daher für notwendig, über den üblichen Ziegelbau hinaus auch andere Bauweisen und Materialien zur Steigerung des Wohnungsbaus heranzuziehen.

Um den Ingenieuren Unterlagen an die Hand geben zu können, die sie zu einer sicheren und wirtschaftlichen Gestaltung von bisher noch unerprobten Bauweisen befähigen sollten, hat der Burt-Ausschuß die Fragen der allgemeinen Eignung, der Wirtschaftlichkeit und der Leichtigkeit des Aufbaus studiert. Auf seine Veranlassung hat die „Building Research Station“ an einer beträchtlichen Anzahl von neuen Haustypen Probebelastungen vorgenommen und sie auf Standsicherheit, Festigkeit und andere Eigenschaften geprüft.

Das Bestreben, die Festigkeit der Baustoffe möglichst weitgehend auszunutzen, und die Entwicklung von Materialien, die wesentlich bessere Isolierfähigkeit als Ziegelmauerwerk haben, legen die Anwendung der Gerippebauweise auch im Hausbau nahe. Außerdem hat sich während des Krieges bei Bombenangriffen gezeigt, daß Gebäude in Skelettbauweise den Explosionen, wenn auch mit starken Deformationen, widerstanden haben, während Ziegelbauten meist vollständig zerstört wurden.

Die Berechnungsmethoden für Gerippe vielstöckiger Gebäude sind nicht ohne weiteres auf die etwa zwei- bis dreistöckigen Kleinhäuser anzuwenden. Während dort das Gerippe zur Unterstützung der schlanken Wandfüllungen zu dienen hat, liegt der Fall hier eher umgekehrt. Die infolge der geringen Lasten schlanken Glieder im Kleinhäuserbau werden durch die mit ihnen gut verbundenen Wandverkleidungen verstärkt, und dadurch erst eine ausreichende Stabilität des Hauses erzielt. Hierüber lagen bis dahin genügend Erfahrungen und Erkenntnisse nicht vor; die Versuche sollten auch hier Lücken ausfüllen.

Die überwiegende Anzahl der untersuchten Haustypen gehören daher der Gerippebauweise an. Sie lassen sich in folgende Gruppen einteilen:

1. Stahlskelett aus normalen Walzprofilen mit einem Abstand der Hauptstützen zwischen 1,80 m und 3,60 m; Nebenrahmen aus Stahl oder Holz dienen mit zur Unterstützung der Außenwandverkleidung, die aus Metall, Asbestzementplatten oder Betonplatten besteht.

2. Stahlskelett mit enger Stellung der Stützen, in rd. 1,20 m Abstand, gefertigt durch Schweißung, Nietung, aus kalt-gepreßten oder kalt-gewalzten Elementen.

3. Außenwände aus Aluminium- oder Stahlblechen von 0,8 mm bis 2,5 mm Dicke mit angeschweißten oder angenieteten Versteifungen, die auch zur Lastaufnahme dienen.

4. Stahlbetonskelett aus Fertigteilen mit weiten Abständen der Stützen, rd. 3,0 m Wandverkleidung aus Betonplatten.

5. Stahlbetonskelett aus eng gestellten, leichten Pfosten mit Wandfüllungen aus Betonplatten.

6. Holzkonstruktionen.

7. Normale Ziegelbauten.

Die Belastungsproben wurden mit der 1,5-fachen Nutzlast, nämlich für Decken und flache Dächer unter 10° Neigung mit 220 kg/m², für die waagrechte (Wind-)Belastung mit 60 kg/m² durchgeführt. Die Durchbiegungen wurden gemessen und die Bedingungen für ausreichende Steifigkeit galten als erfüllt, wenn die Durchbiegungen 1/300 der Spannweite nicht überschritten und sich nach der 1. Belastung zu 80 %, nach einer 2. Belastung zu 90 % als elastisch erwiesen. Die Tragfähigkeit einzelner Bauglieder wurde als genügend angesehen, wenn die doppelte Nutzlast (290 kg/m²) ohne Versagen aufgenommen wurde.

Lotrechte Belastungen wurden an 18 Deckenkonstruktionen der oben genannten Haustypen mit den entsprechend unterschiedlichen Formen der Deckenbalken durchgeführt. Der Deckenbelag war zumeist aus Holz, mit zwei Ausnahmen, wo er aus Stahlbeton bestand.

Die Anforderungen wurden nahezu ausnahmslos erfüllt. Bemerkenswert waren die Abweichungen der gemessenen von den rechnerisch ermittelten Durchbiegungen. Die Unterschiede schwankten zwischen —30 % und 115 %, bezogen auf die durch Messung ermittelten Werte. Die negativen Werte ergaben sich bei den durch Schweißen oder Nietung hergestellten, leichten zusammengesetzten Querschnitten. Bei den Stahlbetonbalken und kombinierten Konstruktionen, aus Stahlträgern und Stahlbetondecke, waren die Durchbiegungen besonders klein. Die Abweichungen von den nach der Rechnung zu erwartenden Werten sind mit der Mitwirkung des Deckenbelags und der teilweisen Einspannung an den Stützen, auch der Durchlaufwirkung teilweise im Feld unbeabsichtigt unterstützter Balken zu erklären.

Lehrreich in dieser Hinsicht sind die Ergebnisse, die an einem Haus erzielt wurden, dessen Gerippe und Deckenbalken aus Stahl-Normalprofilen bestanden, wo die Belastung einmal an dem nackten Gerüst, ein zweites Mal am fertigen Haus vorgenommen wurde. Die größte Durchbiegung der Decke betrug das zweite Mal nur noch 1/5 derjenigen der Deckenbalken allein. Die Lagerhölzer der Decke waren hier mit verhältnismäßig kleinem Abstand zwischen die Unterflanschen der Träger verlegt und verkeilt, die Fußbodendielen ebenso wie eine untere Verschalung der Decke über sie also in derselben Richtung wie die Balken verlegt.

Abb. 1 zeigt die Durchbiegungen einer Decke aus leichten, durch Schweißung zusammengesetzten Trägern mit einfachem Holzbelag über einer Spannweite von 6,7 m unter gleichmäßig verteilter und unter einer Einzellast. Die Mitwirkung auch des einfachen Holzbelags und seine lastverteilende Funktion bei der Einzellast sind klar zu erkennen.

Entsprechende Prüfungen wurden mit befriedigenden Ergebnissen an 14 Dachkonstruktionen vorgenommen. Die Dachbinder spannten sich auch bei geneigten Dächern frei über die ganze Breite des Hauses. Es kann natürlich nicht erwartet werden, daß die lastverteilende Wirkung der Dachdeckung denselben Umfang wie bei den Decken, namentlich bei größeren Binderabständen, besitzt. Die Belastung einer Dachkonstruktion mit kleinem Binderabstand vor und nach Aufbringen der in der Längsrichtung verlegten Kanthölzer für die Ziegeldeckung, so daß ein Netz von Traggliedern mit Auflagerung an allen 4 Seiten entstand, ergab gleichwohl Durchbiegungen von

4,2 mm vor und von 2,8 mm nach Verlegen und Befestigen der Hölzer. Der Bruch eines Binders als Folge eines Materialfehlers oder eines mangelhaften Anschlusses kann demnach durch die Lastverteilung verhindert werden, wenn der Binderabstand klein ist. Nicht so bei größeren Binderabständen und Konstruktionen, z. B. aus leichten, zu gitterartigen Traggebilden zusammengeschweißten

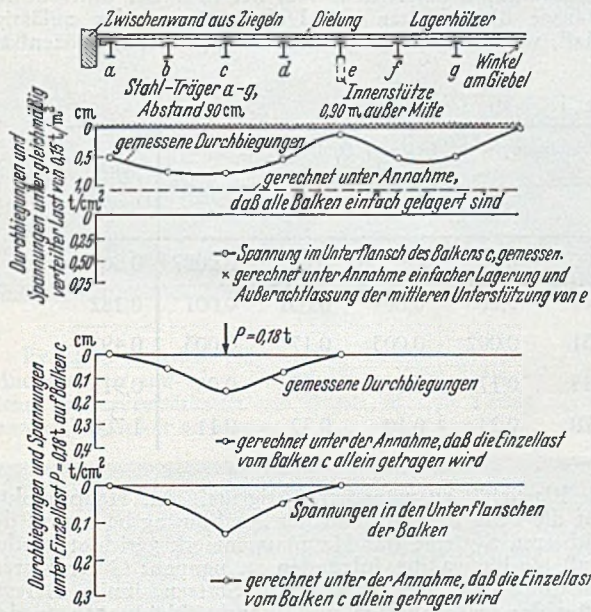


Abb. 1.

Rundstäben, wie sie ebenfalls untersucht wurden. Diese erscheinen i. a. weniger geeignet, da die vielen Schweißstellen eine Beaufsichtigung der Arbeit erschweren und andererseits die schlechte Zugänglichkeit der Schweißstellen leicht Anlaß zu Fehlschweißungen wird.

Für die Prüfung der Widerstandsfähigkeit gegen waagrechte Kräfte wurde die in Abb. 2 dargestellte Versuchsanordnung benutzt. Belastungen an normalen Ziegelhäusern mit 40 kg/m^2 gleichmäßig verteilter Last brachten größte Deformationen von nur $0,40 \text{ mm}$ zuweg, wobei bei 50 kg/m^2 bereits Risse in der Mauer entstanden. Solche Bauwerke scheinen sich zu verhalten wie starre Kästen, wobei die Zwischen- und Dachdecken als Aussteifung nur wenig in Aktion treten. Bei den neueren Haustypen wirken Wände und Decken als an den Rändern verbundene, mehr oder weniger biegsame Scheiben zusammen; den größten Teil der Kräfte leiten die Querwände in den Baugrund. Stahlgerippe- und Holzfachwerkbauten waren in ihrer Steifigkeit weitgehend abhängig von der Art der Wandverkleidung. Ziegelausmauerung, auch wenn sie nur

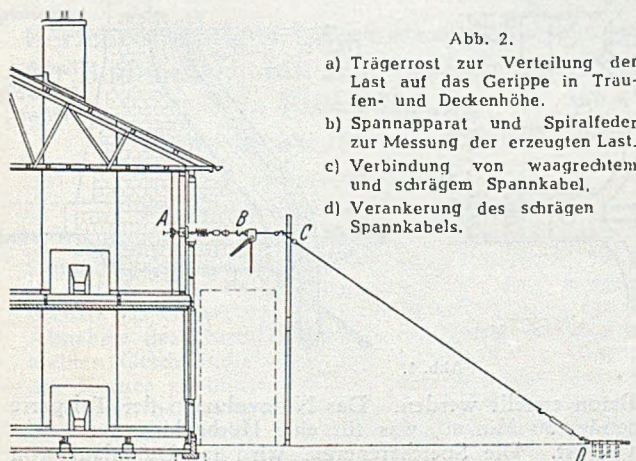


Abb. 2.

- a) Trägerrost zur Verteilung der Last auf das Gerippe in Traufen- und Deckenhöhe.
- b) Spannapparat und Spiralfeder zur Messung der erzeugten Last.
- c) Verbindung von waagrecht und schrägem Spannkabel.
- d) Verankerung des schrägen Spannkabels.

bis zur Höhe der Zwischendecke hochgeführt und im Obergeschoß durch eine leichtere Verkleidung ersetzt war, verleiht dem Haus den Charakter eines normalen Ziegelhauses. Ein ähnliches Bild zeigten engmaschige Stahl-

betongerippe, wenn die Verbindung der einzelnen Elemente genügend sorgfältig ausgebildet war. Betontafeln als Verkleidung neigten im allgemeinen zu Rißbildung in den Fugen. Leichte Wände aus ausgesteiften Metallblechen und Verkleidungen aus Asbestzementtafeln waren in ihrer aussteifenden Wirkung weitgehend abhängig von der engen Verbindung mit dem Tragwerk.

In vielen Fällen erwiesen sich die Ausbiegungen nach der ersten Belastung zu einem großen Teil als bleibende Deformationen. Ungenügende Verbindung zwischen Gerippe und den Aussteifungen der Decken und allzu großer Spielraum beim Bau müssen als Gründe hierfür angesehen werden. Selbst nach mehrmaliger Belastung genügten von den 19 untersuchten Fällen drei nicht den gestellten Forderungen hinsichtlich des elastischen Verhaltens. Indessen war es überall möglich, Änderungen vorzuschlagen, die die Ursachen für das Versagen zu beseitigen vermochten.

Wesentlich für die aussteifende Wirkung der Zwischen- und Dachdecken erwies sich, daß der Belag auf den Balken ausreichend befestigt wird. Außerdem müssen Wände und Decken in sich selbst starr sein und gegebenenfalls durch Einbau von Verbänden versteift werden. In den meisten Fällen waren solche Verbände vorhanden, in einigen anderen zeigten die darauf abgestellten Untersuchungen, daß man tatsächlich darauf verzichten konnte. Der Umstand jedoch, daß der Innenausbau eines Hauses gewöhnlich erst nach Vollendung der Außenwände fertiggestellt wird, so daß für die erste Zeit die Decken z. B. für eine innere Aussteifung ausfallen, läßt es für erforderlich erscheinen, wenigstens vorübergehend auch dort Verbände einzuziehen, wo sie im fertigen Haus nicht notwendig wären.

Bei einigen Gelegenheiten war es möglich, Belastungen an Konstruktionen vor und nach Ausführung der Wandverkleidungen vorzunehmen. Die Beobachtungen über die Rolle, welche die Wand- und Deckenbeläge hinsichtlich der Steifigkeit eines Hauses spielen — verminderten sie doch den Anteil der von den Rahmen zu übernehmenden Windkräfte auf $\frac{1}{2} \%$ bis 5% —, gaben Anlaß, hierüber systematische Untersuchungen anzustellen.

Es wurden hierfür zweistöckige, durch eine mittlere Querwand geteilte Doppelwohnhäuser errichtet, für deren Gerippe im einen Fall Stahlbetonfertigteile mit großem Abstand der Stützen, in anderen ein engmaschiges Stahlskelett aus kaltgewalzten Profilen Verwendung fand.

Für die monolithische Verbindung der Stahlbetonfertigteile waren an den T-förmigen Stützen Ansätze und Aussparungen vorgesehen, in welche die Balken verlegt, und welche danach vergossen wurden. Zwischen- und Dachdecke waren mit Fertigbetonbalken belegt. Beiderseits der Stützen verlegte Betonplatten bildeten die Anschlußnut für Giebel- und Mittelwand. Die Belastungen wurden bei 5 Ausrüstungszuständen vorgenommen, und die waagrecht Ausbiegungen in Höhe der Zwischendecke und der Traufe gemessen: zunächst mit verlegten Deckenbalken und eingebauter Giebel- und Zwischenwand, dann nach Entfernen der Balken der Dachdecke,

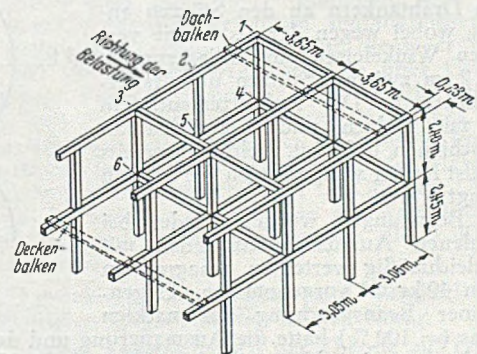


Abb. 3.

dann der der Zwischendecke, dann nach Wegnahme der Zwischenwand, schließlich des nackten Gerippes nach Abbau der Giebelwand. Abb. 3 zeigt das System des Bauwerks und die gemessenen Ausbiegungen.

Wenn angenommen wird, daß die im Rahmen wirkende Last ungefähr proportional der Summe der Ausbiegungen in Höhe der Decke und der Traufe sind, dann ist aus der Tabelle von Abb. 3 klar ersichtlich, daß im Anfangszustand, vor dem Entfernen der Querwände, nur ein kleiner Teil der Kräfte durch den Rahmen, der Rest durch die Wandverkleidung aufgenommen wurde. Weiterhin geben die Einzelwerte der Ausbiegungen ein Bild von der Rolle, welche die normalen auf den Riegeln aufliegenden Deckenbalken für die Steifigkeit des Ganzen,

beanspruchung. Im allgemeinen wurden die schon vorher gewonnenen Erkenntnisse bestätigt, daß im Interesse der Steifigkeit alle Beläge und Wandverkleidungen möglichst eng mit dem Rahmenwerk verbunden werden sollten.

Das Ergebnis der ausgedehnten Belastungsversuche kann dahin zusammengefaßt werden, daß die Mehrzahl der Gerippesysteme brauchbare Lösungen für den Kleinwohnhausbau darstellten. Nur bei 10 % der untersuchten Häuser überschritten die Deformationen das zulässige Maß, während allerdings bei einem größeren Prozentsatz

Tabelle 1.

	Ausbauzustand des Gerippes				Ausbiegungen des Gerippes am Punkt: in Zoll						Summe der Ausbiegungen
	Dach	Decke	Zwischenwand	Giebelwand	1	2	3	4	5	6	
E	vorh.	vorh.	vorh.	vorh.	0,0006	0,002	0,002	0,0006	0,002	0,0007	0,0079
D		vorh.	vorh.	vorh.	0,006	0,17	0,003	0,001	0,001	0,001	0,182
C			vorh.	vorh.	0,004	0,31	0,002	0,003	0,17	0,003	0,492
B				vorh.	0,003	0,44	0,17	0,002	0,22	0,08	0,915
A					0,23	0,70	0,24	0,10	0,32	0,11	1,700

wie für die Anstrengungen einzelner Teile z. B. der Zwischenstützen spielen.

An einem Endrahmen wurden zwei verschiedene Arten von Wandbekleidungen auf ihre versteifende Wirkung untersucht. Die eine bestand aus einer äußeren und inneren Verkleidung aus Betonplatten von 5 cm bzw. 7,5 cm Dicke, die zweite aus 12 cm starker Ziegelwand bis zur Höhe der Zwischendecke, darüber Asbestzementplatten außen, und einer inneren Verschalung aus Brettern auf Holzrahmen. Die erste Ausführung verminderte den vom Rahmen zu übernehmenden Anteil der waagrechten Last auf 3 % des in gleicher Weise belasteten nackten Rahmens, die zweite auf 9 %, und nach Entfernung der inneren Verschalung auf 10 %. Beachtlich ist, daß die Ausführung 2, welche hier als leichteste mögliche Verkleidung angesehen werden kann, noch 90 % der Last übernahm.

Die beiden weiterhin untersuchten Häuser hatten ein Stahlgerippe aus eng gestellten Stützen, Deckenträgern und Dachbindern, deren Querschnitte aus Flacheisen als Flansche und einem eingeschweißten Gitter aus Rundstäben als Steg gebildet waren. Windverbände waren eingebaut. Ziegeldeckung auf an den Bindern befestigten Latten, eine einfache Holzdecke auf in die Träger eingelassenen Holzbalken, sowie die 25 cm starke Zwischenwand aus Ziegelmauerwerk waren beiden gemeinsam. Dagegen hatte das eine Haus eine extrem schwere Außenwandverkleidung aus 12 cm starkem Ziegelmauerwerk, während das zweite mit einer besonders leichten Wand aus Asbestzementtafeln ausgestattet war. Die Ziegelwand war mit leichten Drahtankern an den Stützen angehängt, wobei wegen der als Stütze verwendeten Winkelseisen ein Zwischenraum von rd. 2 cm zwischen Stützen und Mauerwerk entstand. Die Asbestzementtafeln waren mit Bolzen und Klammern an Winkelschienen befestigt, welche ihrerseits vermittelst Keilen waagrecht an die Stützen angehängt waren.

Die Belastungen wurden wieder bei verschiedenen Ausrüstungszuständen mit einer gleichmäßig verteilten waagrechten Last von 40 kg/m² vorgenommen. Gegenüber einer Beanspruchung des nackten Rahmens (= 100 %) hatte die Ausmauerung und der volle innere Ausbau eine Verminderung der auf das Gerippe entfallenden Last auf nur 7 %, wenn die Längsfront belastet war, und auf nur 1,8 % bei belastetem Giebel zur Folge. Die entsprechenden Werte für die Asbestverkleidung stellten sich auf 18 % bzw. 23 %. Bei Weglassen der Tafeln, jedoch mit angehängten Winkelschienen ergaben sich Werte von 59 % bzw. 37 % für die Gerippe-

die Elastizität zu wünschen übrig ließ. Als Hauptpunkte, auf die beim Entwurf und der Ausführung besonders der leichteren Systeme das Hauptaugenmerk gerichtet werden muß, sind etwa die folgenden zu nennen: Guter, starrer Anschluß zwischen Balken und Stützen, innige Befestigung der Deckenbeläge und Wandverkleidungen an den tragenden Hauptgliedern, ausreichende Eigensteifigkeit der lotrechten und waagrechten Scheiben (Wände und Decken) und ihre Verbindung miteinander. [Nach The Structural Engineer 27 (1949) S. 67.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Karlsruhe i. B.

Girotte-Staumauer.

(Bau einer Gewölbereihen-Staumauer in Frankreich in 1700 m Höhe.)

Schlechte Felsverhältnisse und sehr teure Anfahrtkosten für den Beton werden als Begründung für den Bau der 1700 m hoch gelegenen Staumauer am Girotte-See als Gewölbereihen-Staumauer genannt. Die Staumauer, die als Gewichtsmauer etwa 250 000 m³ Beton benötigt haben würde, konnte auf diese Weise mit 120 000 m³

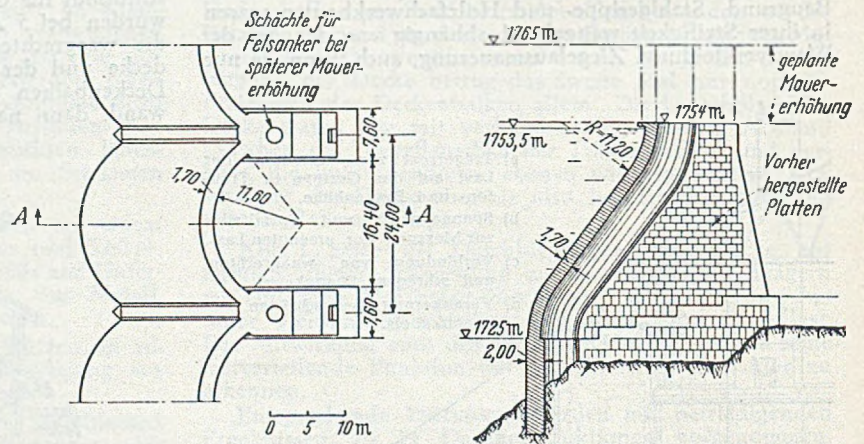


Abb. 1.

Beton erstellt werden. Das Nutzvolumen der Talsperre beträgt 50 Mio. m³, was für eine Hochgebirgssperre sehr viel ist. Die Speicherenergie wird im Durchlauf von 7 hintereinanderliegenden Kraftwerken ausgenutzt, deren Jahreserzeugung dadurch von 100 auf 200 Mio. kWh gebracht wird. Die Querschnittsgestaltung der Gewölbe und Pfeiler ist aus Abb. 1 ersichtlich. Der fertige Beton wurde mit einer Seilbahn aus dem Tal heraufgebracht

und von Turmdrehkränen aus, die gleichzeitig das Hinaufziehen der Stahlschalung für die Gewölbe besorgten, eingebracht (Abb. 2 und 3). An Stelle einer Pfeilerschalung wurden vorher hergestellte Betonplatten als aufgehendes Mauerwerk hochgeführt.

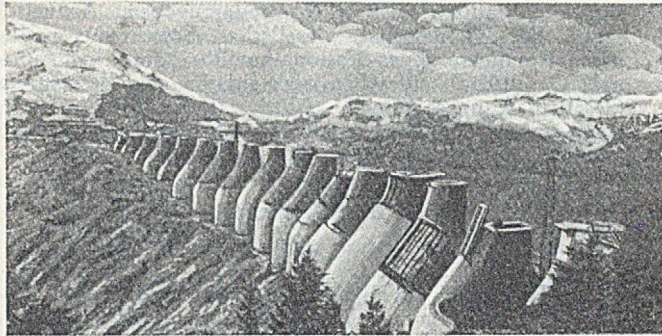


Abb. 2.

Es ist in Aussicht genommen, die zunächst 35 m hohe Mauer später um 12 m zu erhöhen. Die dafür erforderliche Pfeilerverstärkung soll durch in den Felsen eingelassene Zuganker erfolgen, ein Verfahren von A. C o y n c.

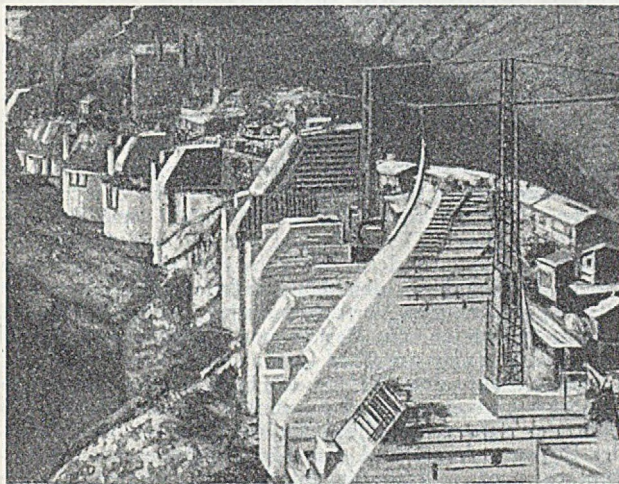


Abb. 3.

das für die Verstärkung mehrerer älterer algerischer Sperren mit Erfolg angewendet wurde. Die Schächte für die spätere Einbringung der Zuganker wurden hier von vornherein gleich vorgesehen. [Nach Engineering News-Record 141 (1948) Nr. 26 vom 23. 12. 1948, S. 58, Schweiz. Bauztg. 66 (1948) S. 684 und Le Génie Civil 125 (1948) S. 381.] F. Tölke, Karlsruhe.

Bericht über die II. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen 1948 in Rotterdam.

(Fortsetzung aus Heft 9 und Schluß.)

X. Grundwasserfragen.

(Generalbericht: Bretting - Dänemark.)

a) Allgemeine Grundwasseruntersuchungen. Bretting bespricht zunächst kurz die neun Berichte und stellt u. a. fest: Die Formel von Dupuit wird bestätigt, ebenso das Gesetz von Darcy. Eine Erklärung für die Abnahme der Durchlässigkeit in feinkörnigen Böden bei kleinen Geschwindigkeiten gibt Cambefort. Das an die Körner gebundene Wasser verringert das Volumen und sperrt bei geringen Durchflußgeschwindigkeiten einen Teil des Querschnitts, bei größerer Geschwindigkeit wird das gebundene Wasser mehr gelöst und gibt den Weg frei. Zunker hat dies durch chemische Reinigung der Körner auch versuchsmäßig dargestellt.

b) Sickerungserscheinungen durch Dämme und Deiche. Vier Berichte über theoretische Untersuchungen und Modellversuche. Wie bereits für die Gruppen IV und V

faßt auch hier Bretting kurz und klar zusammen. Dies sei fast wörtlich wiederholt: Einige Arbeiten berichten über praktische Beobachtungen von Grundwasser-senkungen. Das Gesetz von Darcy wird bestätigt und die kritische Kapazität des Brunnens wird studiert. Über Modellversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit von Böden wird berichtet. Dabei fand man, daß das Gesetz von D. eine untere und eine obere Grenze hat. Ein Versuch, die vollkommene hydraulische Ähnlichkeit durch Anpassung der Korngröße an die mathematischen Gesetze auszudrücken, wurde gemacht.

Theoretische Studien über Durchlässigkeit von ungleichartigem Material wurden durchgeführt. Geometrische Fließdarstellungen wurden studiert. Diskussionen über Kapillarwirkung und allgemeine Grundsätze der Grundwasserbewegung scheinen anzuzeigen, daß darüber auch heute noch viel Unsicherheit besteht.

Es wird über Modellversuche mit Rohrleitungen unter Dämmen und Sickerung durch den Fuß von Deichen berichtet. Ein allgemeiner Überblick über die Fließ-Netz-Methode wird gegeben und festgestellt, daß dieses Verfahren auch auf nicht stetiges Fließen anwendbar ist.

In Band VI folgen nun einige Sammelberichte der Unterkomitees des US-Nationalkomitees, die schon deshalb recht nützlich sind, weil man offenbar in den USA die für die Konferenz bestimmten Berichte gesichtet und einen Teil zurückgehalten hat. Die Inhaltsangabe geht wesentlich weiter als die der Generalberichte und bildet dadurch für den, der sich in Sonderfragen mehr vertiefen will, eine gute Einführung. Das Unterkomitee Nr. 4 bespricht die Berichte über Vorarbeiten im Gelände, Probenentnahme und geographische Verteilung der Böden. Die Themen gehören also größtenteils zu den Gruppen I und III. Eine Aufzählung erübrigt sich. Eine Anregung bildet der Hinweis auf die elektrische Widerstandsuntersuchung als Ergänzung von Bohrungen in tiefen alluvialen Ablagerungen.

Unterkomitee Nr. 5 befaßt sich mit der Besprechung allgemeiner Fragen, Einteilung und Eigenschaften der Böden, also etwa den Themen der Gruppen II und XII der Proceedings. Auch hier ist der Zweck: Sichtung, kurze Übersucht und kritische Erläuterungen. Gewisse Überschneidungen mit Gruppe III sind sogar festzustellen (z. B. Probenentnahme). Die Übersicht steht dem Umfang nach zwischen den kurzen Generalberichten und den ausführlichen Beiträgen.

Das Unterkomitee Nr. 6 befaßt sich mit den Berichten über Druckverteilung im Boden, betrifft also die Gruppen I, II und VI. Das Komitee hat die eingesandten Berichte durchgesehen, nicht nur auf die Geeignetheit für eine Veröffentlichung, sondern auch im Hinblick auf die Vorbereitung einer Aussprache über die betreffenden Gegenstände. Von 23 Berichten wurden infolgedessen 16, die den Richtlinien entsprachen, weitergegeben. Als Schrifttum wird u. a. genannt: „Classification and Identification of Soils“ von A. Casagrande, Proc. Americ. Soc. of Civ.-Eng., June 1947. Einleitend wird bemerkt, daß der Gegenstand wesentlich umfangreicher ist, als man nach der Überschrift annimmt, denn er bezieht nicht nur die theoretischen Einblicke über Größe und Verteilung von Spannungen und Verschiebungen in Böden und Modellversuche kleinen Maßstabes, sondern befaßt sich auch mit den großen praktischen Fragen der Beobachtung in großem Maßstabe und der Messung von Spannungen und Verschiebungen im Gelände. Auch hier wird in der neueren Entwicklung ein wesentlicher Fortschritt festgestellt, und dann werden die 5 Kategorien kurz besprochen.

1. Ausdehnung der Theorie und Vergleich mit den physikalischen Gegebenheiten in der Natur.

2. Bessere Anwendbarkeit der Theorie auf Lösung der praktischen Fragen.

3. Technik der Anfertigung und Auswertung fotoelastischer Modelle.

4. Entwicklung der Meßgeräte.

5. Starke Betonung der Messungen an Bauwerken und im Gelände.

Im übrigen auch hier hauptsächlich kritische Inhaltsangaben, wertvoll für den, der sich in die Themen vertiefen will. Außerdem einige Hinweise auf neueres Schrifttum.

Es wäre allerdings erwünscht, wenn dieses Schrifttum uns mit der Zeit wieder zugänglich würde.

XI. Vorschläge für internationale Zusammenarbeit, Austausch und Information.

Die Leitung dieser Aussprache hatte Prof. Terzaghi selbst.

Der Vorschlag für die Statuten wurde den verschiedenen Nationalkomitees sowie Terzaghi, A. Casagrande und Golder zur schriftlichen Stellungnahme zugesandt. Die Antworten werden zunächst im einzelnen zitiert. Wenn wir auch heute noch abseits stehen müssen, so ist diese Zusammenarbeit ebenso wahrscheinlich im Kommen wie auf anderen Gebieten. Von den meisten unserer ausländischen Kollegen wird sie gewünscht, denn ein Austausch ist unvollkommen, wenn nicht alle daran teilnehmen. Das zeigen die Ergebnisse dieser Konferenz am besten. Deshalb sei auch hier schon auszugsweise wiedergegeben, wie man sich die Zusammenarbeit denkt. Man sieht auch, wie in allen Vorschlägen — besonders in den Darlegungen Terzaghis — die praktischen Erfahrungen der letzten 14 Jahre verwertet wurden. In seiner Einleitung greift T. zurück auf den 1936 in Cambridge gefaßten Beschluß, nach dem das durchführende Komitee den Kontakt zwischen den nationalen Komitees zu halten und die nächste Konferenz vorzubereiten hatte. Inzwischen wurde vorgeschlagen, eine zentrale Organisation mit schweren Verpflichtungen, wie z. B. Herausgabe einer Zeitschrift usw., zu bilden. Das würde viel Personal und Kosten erfordern. Deshalb empfiehlt T., den gemäßigten Plan des Beschlusses Nr. 3 der I. Konferenz durchzuführen. T. weist noch hin auf die Bemühungen, in London einen Zusammenschluß für Europa zu bilden, der die Zeitschrift „La Geotechnique“ — inzwischen erschienen — herausgibt. Er empfiehlt, diesen Versuch zu unterstützen, da er weniger Aufwand erfordere als eine internationale Organisation, weil die Teilnehmer wenigstens geographische Nachbarn sind. Schließlich sagte T., daß die Zeit für befriedigende Vorschläge bezüglich der Tätigkeit der nationalen Einheiten noch nicht reif sei, daß jedoch er und A. Casagrande diese Sache im Auge behalten werden, sobald die Zeit für Unterhandlungen kommt. Die Zuschriften der Länderkomitees sind im großen ganzen zustimmend. Einige betonen die Notwendigkeit einer Zeitschrift, regelmäßig erscheinender Bulletins, Schaffung einer Bibliothek von Schriften über Bodenmechanik und dgl. mehr. Die Engländer weisen auf die Schwierigkeit der geldlichen Regelungen hin und bringen den bereits erwähnten Plan der Gründung einer regionalen Organisation benachbarter Länder in Erinnerung. Die Amerikaner taten zu einer gewissen Beschränkung, einer möglichst einfachen Organisation, die aus Vertretern der nationalen Komitees bestehen könne.

Die Niederschrift der Versammlung vom 24. Juni 1948 bringt einen neuen Vorschlag für die Statuten. Der Generalbericht de Beer-Holland gibt eine kurze Übersicht der inzwischen eingegangenen kritischen Bemerkungen, und Terzaghi spricht die Vorschläge kurz durch. U. a. sagt er, daß es nicht nötig sei, daß die nationale Organisation eine unabhängige Gesellschaft bilde, sie könne auch eine Unterabteilung irgendeiner vorhandenen Ingenieur-Gesellschaft sein, und irgendeine Bevormundung in dieser Richtung sei nicht beabsichtigt. Jedes Land habe seine eigene Lösung zu finden. Ein jährlicher Bericht über die Tätigkeit sei erwünscht.

Das starke Wachsen des Umfangs der Proceedings machte es fast unmöglich, alles durchzulesen, und man könne nicht sagen, was wird, wenn es im selben Tempo weitergehe. Deshalb brauche man Generalberichte, die eine Zusammenfassung über die Fortschritte ihres Gebietes vorlegen. Terzaghi gibt, wie oft, ein praktisches Beispiel an Hand örtlich verschiedener Verhältnisse (in diesem Fall Ägypten und Brasilien), an denen er zeigt, wie man durch Rückfragen erst zu den ausführlicheren Berichten kommt und den Zusammenhang zwischen den Einzelbe-

richten herstellt, aus denen dann ein konzentrierter Niederschlag geschaffen wird. Nach ausführlicher Aussprache und einer Reihe von Argumenten wird die Sitzung geschlossen.

Aus Zeitmangel konnte die internationale Zusammenarbeit nicht mehr besprochen werden. Es erübrigt sich, die Statuten ausführlich wiederzugeben. Artikel 5 sagt: „Die internationale Gesellschaft besteht aus nationalen Komitees. Jedes Nationalkomitee kann eine nationale Gesellschaft aufziehen oder sich an eine bestehende Gesellschaft anschließen.“ Aber das berührt uns erst, wenn unsere Teilnahme an der Zusammenarbeit in Frage kommt.

XII. Allgemeines.

(Generalbericht: de Beer - Belgien.)

a) Einteilung der Böden. Es wird eine gute Übersicht der eingekommenen Anregungen gegeben und als Beschluß vorgeschlagen: Die II. Internationale Konferenz über Bodenmechanik weist darauf hin, daß beim Erfahrungsaustausch in einem bestimmten Fall nicht nur der Name des Bodens angegeben werden sollte, sondern auch Werte über alle Eigenschaften, die mit der Erfahrung zusammenhängen. Mit diesen soll über die Konsistenz bindiger Böden und die Dichte nichtbindiger Böden Auskunft gegeben werden.

b) Übersicht der bestehenden Einrichtungen und persönlichen Mitarbeiter auf dem Gebiet der Bodenmechanik. 30 Beiträge gingen ein. Die meisten nennen die Organisation des Laboratoriums, den Mitarbeiterstab und die Art der Einrichtung für Prüfraum- und Außenversuche. Einige befassen sich nur mit Lehre und Forschung, andere besonders mit Versuchen für die Praxis. In den meisten Ländern sind die führenden Laboratorien staatliche Einrichtungen, deren Tätigkeit nicht nur auf dem Gebiet der Forschung liegt, sondern sich auch mit allen praktischen Fragen befaßt, die in dem Land anfallen. Bemerkenswert ist, daß die meisten Versuchsanstalten, in den letzten 30 Jahren entstanden. Ein Bericht von Tschebotarioff und Winterkorn über Organisation von Lehre und Forschung auf dem Gebiet der Bodenmechanik an der Princeton-University wird besonders hervorgehoben. Er zeigt das außergewöhnliche Interesse, das in den USA der Bodenmechanik und dem Gründungswesen entgegengebracht wird. Jeder Bauingenieur hat im vierten Jahr des Studiums einen Kursus über Bodenmechanik mitzumachen und 45 Stunden im Laboratorium mitzuarbeiten. Da dies kein Einzelfall ist, sondern an den meisten amerikanischen Hochschulen so gehalten wird, nimmt man an, daß künftig auch die europäischen diesem Beispiel folgen werden. Wegen des Nutzens dieser Berichte wird die Veröffentlichung (die nicht in den ersten Bänden der Proceedings enthalten ist) empfohlen.

c) Nationale Berichterstattung über die neueste Entwicklung und Gedankenaustausch auf dem Gebiet der Bodenmechanik mit Schrifttumsnachweis. In diesem Abschnitt sind einige Wiederholungen aus I und II enthalten. Aus England wird das starke Wachsen der Tätigkeit seit etwa 1937 berichtet. Die Entwicklung in Canada seit 1936 beschreibt Legget (XII c 2), in der auch die Lehrkurse für alle Bauingenieure, die Zusammenarbeit mit dem Komitee für Boden- und Schneemechanik und die Gründung der neuen Abteilung für Bauforschung im Nat. Research-Board of Canada erwähnt werden. Ein zusammenfassender Bericht über die Baugrundlaboratorien in den USA ist übersichtlich und aufschlußreich. Darin werden 144 Einrichtungen dieses Fachgebietes genannt, die sich mit Lehre, Entwurf, Bau und Beratung befassen. Davon bestehen 79 an Universitäten und Hochschulen. Etwa 50 sind für die üblichen Prüfungen und 95 auch für umfangreichere Versuche eingerichtet. Die Mitarbeiterzahl schwankt von 1 bis 50 und der Raum von 400—20 000 m² Gebäudegrundfläche bei den einzelnen Instituten. Die Untersuchungen werden dann ausführlicher besprochen, wie Kornverteilung, Durchlässigkeit, Durchführung der C. B. R., die jetzt allgemein angewandt wird, direkte Scherversuche, dreiaxige Druckversuche, die in verschiedener Weise durchgeführt werden. Bodenstabilisie-

rung durch mechanische, physikalische und elektrische Mittel, Probelastungen im Gelände, Eindringversuche und dgl. mehr. Ein Bericht aus Indien beschreibt eine Reihe von Erfahrungen und Gedanken aus dem Gebiet der Bodenmechanik. Soweit der Generalberichter.

Zu b) werden die Berichte der in den einzelnen Ländern bestehenden Einrichtungen ausführlicher wiedergegeben. Interessant ist diese Sammlung wegen der Übersicht über die bestehenden Organisationen und ihre Mitarbeiter. In der Regel enthalten die Berichte Grundrisse und Lichtbilder von den Versuchsräumen, den Geräten, zum Teil im ganzen, zum Teil zerlegt, ohne wesentlich Neues zu bringen. Erfreulicherweise sind die meisten der Kollegen, die auch die I. Internationale Konferenz vor 12 Jahren besuchten, noch an der Arbeit, darunter u. a. in Schweden John Olsson, der bereits in den Jahren 1913 bis 1922 durch den umfangreichen Bericht „Slutbetänkande“ (Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—22, Stockholm 1922) die praktische Bodenmechanik vorwärtsgebracht hat.

Die Abbildungen bringen häufige Wiederholungen (z. B. Schlämmanalyse), oft auch nur undeutliche Übersichten des Innenraumes und der Möbel. Besonders erfreulich sind die bereits erwähnten übersichtlichen Tabellen der US-Institute mit Name, Ort, Zweck, Mitarbeitern, Stab, Gebäuderaum, Einrichtung und Versuchsverfahren (S. 244—252). In einigen Berichten werden auch brauchbare Tabellen, Formulare für die Durchführung von Versuchen, stellenweise sogar Schnitte und Zeichnungen der Apparate gebracht, so z. B. besonders von der Harvard-Universität (A. Casagrande), S. 272, dreiaxiale Belastungsvorrichtung. Ebenso eine andere auf S. 275. Auch für dieses umfangreiche Kapitel seien Einzelheiten einem späteren Bericht vorbehalten. Unter den nationalen Komitees, S. 292, wird etwas voreilig auch Deutschland genannt, obwohl ein solches Komitee noch nicht besteht.

Schluß.

Wie angedeutet, soll die Berichterstattung durch „ausgewählte Kapitel“ gelegentlich fortgesetzt werden. Bei dieser Auswahl will ich mich gern auch nach inzwischen einkommenden Fragen richten bezüglich der in vorliegender Übersicht erwähnten Themen. Dabei kann der in Aussicht gestellte Band VII ebenfalls noch zur Auswertung kommen. Eine fachliche Ergänzung werden auch Berichte über Themen aus der Bodenmechanik bilden, die anderswo bereits erschienen sind, z. B. in den Proc. Americ. Soc. of Civ. Eng., Band 74, Heft 2, und die zum Teil ausführlicher sind und mehr Abbildungen bringen als die Berichte der II. Konferenz über dieselben Themen.

Alles in allem hat diese II. Konferenz in ihren Berichten, Zusammenfassungen und manchem guten kritischen Wort, das in den Diskussionen gesprochen wurde, eine Fülle von Anregungen gegeben, entweder durch die Fortschritte selbst oder durch das Aufzeigen der noch zu schließenden Lücken, auch durch Vergleich mit dem, was inzwischen bei uns durchgeführt oder leider noch nicht getan werden konnte. Beim 50. Betontag in Wiesbaden wurde der bildliche Vergleich mit dem Brückenschlagen von Mensch zu Mensch, von Land zu Land (durch den Beton) mehr als einmal gebracht. Auch in der Bodenmechanik ist in Stoff und Haltung der meisten Beteiligten wie aus Ansprachen auf dem Kongreß und bereits eingegangenen Briefen hervorgeht, die Grundlage für ersprießliche Zusammenarbeit vorhanden. Die Verdienste der Veranstalter wurden bereits gewürdigt.

Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau, Karlsruhe.

Stahlbau-Tagung Braunschweig 1949.

(15. bis 17. September 1949).

Nach einem geselligen Beisammensein am Abend des 15. September versammelten sich Mitglieder, Freunde und Gönner des Fachverbandes Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Bad Pyrmont, am 16. September im Auditorium Maximum der Technischen Hochschule Braunschweig, das bis zum letzten Platz besetzt war. Die Eröffnungsansprache hielt der Vorsitzende des Fachverbandes, Herr Prof. Dr.-Ing. Dörnen, Dortmund, der u. a. auf einige infolge von

Erkrankungen notwendig gewordene Programmänderungen hinwies.

Im ersten der Fachvorträge sprach der Geschäftsführer des Stahlbau-Verbandes, Herr Dr. Oelert, Pyrmont, über „Das Heute im Stahlbau“. Er erläuterte die starken Auswirkungen der deutschen Währungsreform und der noch immer fehlenden Finanzierungsmöglichkeiten für die größeren Bauvorhaben. Die Beschäftigung der Stahlbau-Werkstätten hätte deshalb stark nachgelassen, und diese seien derzeit höchstens mit 35—40% ausgenutzt. Die Aussichten für die nächste Zukunft brauchten trotzdem nicht gar zu ungünstig beurteilt zu werden. Bemerkenswert ist hierbei insbesondere das Wiederbeleben des Exports von Stahlkonstruktionen, wenn auch vorläufig noch in recht bescheidenem Umfang. Die Richtpreise für Stahlkonstruktionen sind wiederholt, der Marktlage entsprechend, gesenkt worden. Die seit mehreren Jahrzehnten bestehende Zusammenarbeit zwischen den Auftraggebern des Stahlbaus und den Firmen hat sich bei der Gestaltung der Richtpreise aufs neue bewährt.

Die technisch-wissenschaftliche Betätigung des Deutschen Stahlbau-Verbandes besitzt wieder erheblichen Umfang. Es sei hervorgehoben, daß das „Stahlbau-Handbuch 1949“ in Kürze erscheinen soll, sowie daß unter der Mitwirkung des Verbandes ein deutsch-englisches und ein englisch-deutsches Fachwörterbuch bereits vor kurzem herausgebracht wurde.

Über „Die erforderliche Beulsicherheit bei Blechfeldern unter Schubbeanspruchung“ sprach Herr Prof. Dr.-Ing. Pflüger, Hannover. Der Vortragende erläuterte den Zusammenhang zwischen der Größe der Ausbeulung des Stegbleches und der Belastungshöhe. Da sich in auf Schub belasteten Blechen, wie sie etwa in den Endfeldern der Stegbleche von Vollwandbalken vorliegen, sogenannte Zugdiagonalfelder einstellen, ist die Tragfähigkeit bekanntlich noch lange nicht erschöpft, wenn die theoretische Beullast erreicht wird. Die Belastung kann unter gewissen Voraussetzungen ein Mehrfaches der theoretischen Beullast eines idealen Plattenfeldes erreichen. Von diesen Zusammenhängen wird z. B. im Flugzeugbau seit langem systematisch Gebrauch gemacht, so daß es naheliegend ist, dies in geeigneten Fällen auch bei den Konstruktionen des Stahlbaus zu tun. Eine Herabsetzung der dafür bisher üblichen Beulsicherheit erscheint deshalb möglich. Bei der Festsetzung von deren Höhe müßte nach dem Vortrag auf die Größe der noch als zulässig betrachteten Blech-ausbeulungen Rücksicht genommen werden.

In der Diskussion zu dem Vortrag wurde darauf hingewiesen, daß man auch in anderer Hinsicht aus den Erfahrungen und Forschungen des Flugzeugbaus über die Plattenbeulung sicherlich noch vielerlei Anregungen für den Stahlbau erhoffen könnte. Es dürfte jedoch nicht übersehen werden, daß die oben erwähnten Zusammenhänge und Schlußfolgerungen zunächst nur für den hier betrachteten Fall der Schubbeulung gelten. Bei gleichzeitiger Wirkung von Schub und Biegung können sich dagegen unter Umständen ganz erheblich abweichende Verhältnisse ergeben. Für die praktische Anwendung dürfte es deshalb vielleicht notwendig werden, für die verschiedenen Belastungsfälle auch verschiedene Höhen der Beulsicherheiten zugrunde zu legen.

Über die „Anstrichfragen im Stahlbau“, insbesondere vom Standpunkt der Deutschen Bundesbahn, sprach Herr Direktor Blaimberger, Augsburg. Die früheren Beschränkungen der Reichsbahnvorschriften DV 807 (Rostschutz von Stahlbauwerken) und DV 827 (Technische Vorschriften für Stahlbauwerke) konnten wieder wegfallen. Der Redner kam zu dem Schluß, daß an den altbewährten Entrostungs- und Anstrichverfahren im wesentlichen festzuhalten sei, und daß diese nicht so bald zu übertreffen sein dürften. Es sind zwar einige Modifikationen zu verzeichnen; die Ansätze für eine Weiterentwicklung sind jedoch schwach und teilweise noch umstritten.

Das Thema „Nebenspannungen und zulässige Beanspruchungen im Stahlbau“ behandelte Herr Prof. Dr.-Ing. Kohl, Braunschweig. Jeder Fachwerkträger stellt infolge der biegesteifen Knotenpunktverbindungen ein innerlich hochgradig statisch unbestimmtes Gebilde dar. Die zugehörigen Biegespannungen, die sog. Nebenspannungen, die oft einen hohen Prozentsatz der Grundspannungen ausmachen, werden in der Regel vernachlässigt. Die

rechnerischen Randspannungen kommen deshalb in vielen Fällen nahe an die Fließgrenze. Für biegesteife vollwandige Tragwerke können ähnliche Überlegungen durchgeführt werden. Nach dem Vortrag erscheint es daher als inkonsequent, daß für die Randfasern von Biegeträgern gleichhohe zulässige Spannungen festgesetzt sind wie für die Grundspannungen des Fachwerkes, d. h. unter Nichtbeachtung der Nebenspannungen. K. schlug deshalb eine Erhöhung der zulässigen Werte für die Randspannungen in biegefesten Trägern vor.

In der anschließenden Diskussion wurde u. a. mitgeteilt, daß diese Anregung im Rahmen des Deutschen Ausschusses für Stahlbau weiter verfolgt werden soll. Dabei wird auch zu beachten sein, daß die Stegbleche der vollwandigen Tragwerke zusätzliche Aufgaben zu übernehmen haben, sobald außer einem Biegemoment auch eine größere Querkraft aufzunehmen ist.

Herr Prof. Dr.-Ing. Fritz, Karlsruhe, behandelte die Frage „Welche Möglichkeiten bietet die Verbundbauweise dem Stahlbau?“. Aus der Literatur und aus Vorträgen sind schon eine Reihe von Vorschlägen und Bauausführungen von Verbundträgern bekannt geworden. Man weiß auch seit langem, daß weitgehende Verbesserungen der Tragwerke zu erreichen sind, wenn man den Beton zugleich als Druckgurt der Stahlträger zur Mitwirkung heranzieht. Derartige Verbundträger besitzen eine überraschend hohe Tragfähigkeit, und sie ermöglichen im Vergleich zu den normalen Ausführungen erhebliche Einsparungen an Baustahl. Ein umfangreiches Anwendungsgebiet der Verbundträger ist deshalb vorherzusagen.

Zur Sicherung der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahlkonstruktion sind besondere Konstruktionsteile (Dübel usw.) erforderlich, wie theoretisch und auch an Hand von Versuchen erläutert wurde. Hingewiesen wurde insbesondere auch auf die Versuche von Maier-Leibnitz und Roß. Versuche über den Einfluß des

Schwindens und Kriechens auf Verbundträger sind noch nicht bekannt.

Die von Prof. Fritz vorgeführten Lichtbilder ermöglichten den Vergleich zwischen den verschiedenen Konstruktionen und zeigten die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der Verbundbauweise. Die mögliche Stahlersparnis liegt danach im allgemeinen zwischen 15 und 55%. Die Ersparnis an Baukosten ist natürlich erheblich geringer. Da die Biegesteifigkeit der Verbundträger wegen der großen Querschnittsfläche der Betonplatte und der dadurch bedingten hohen Lage der Nulllinie sehr groß ist, werden ungemein niedrige Bauhöhen möglich. Die Durchbiegungen bleiben z. B. auch bei Bauhöhen von $\frac{1}{30}$ der Spannweite noch weit unterhalb der zulässigen Grenzen.

An den Vortrag schloß sich eine besonders umfangreiche Diskussion an, die bewies, wie aktuell das Problem des Verbundträgers ist. „Der Bauingenieur“ wird diesem Thema daher seine besondere Aufmerksamkeit zuwenden. Man vgl. hierzu die Arbeit von H. Fröhlich auf S. 300 des „Bauingenieur“ 24 (1949) oder den Aufsatz von F. Dischinger, der in den beiden folgenden Heften des „Bauingenieur“ erscheinen soll, sowie die verschiedenen Kurzen Technischen Berichte über die neuesten Ausführungen von vorgespannten und Verbundkonstruktionen im Ausland.

Im letzten Vortrag sprach Herr Prof. Dr.-Ing. Fu c k s, Aachen, „Zur Frage nach dem Sinn der Technik für den Menschen“. Die Ausführungen wurden, wie auch alle übrigen Vorträge, mit lebhaftem Beifall aufgenommen.

Die Tagung klang am Sonnabend, dem 17. September, mit einem Ausflug nach Bad Harzburg aus. Die Stahlbautagung 1949 war ein großer Erfolg; sie zeigte das Bestreben, die technischen Probleme des Stahlbaus tatkräftig voranzubringen; sie bot allen Teilnehmern Neues und mancherlei Anregungen. F. S c h l e i c h e r, Düsseldorf.

Buchbesprechungen.

Schrader, Fritz, Baurat: Praktische Preisermittlung sämtlicher Hochbauarbeiten. 5. Aufl., Bd. 1. 344 Seiten. Gr. DIN A 5. Berlin: Willy Geißler Verlag 1949. Preis brosch. DMark 15,—.

Der erste Band der neuen verbesserten und erweiterten Auflage enthält Beispiele für die Ermittlung von Geschäftskosten, Angaben über den Lohn- und Materialbedarf der Hochbauarbeiten, über Lademengen von Waggons und Beladzeiten. Die folgenden Bände sollen Kalkulationsbeispiele bringen und sich über die Hochbauarbeiten hinaus bis in das Gebiet des Tiefbaus erstrecken.

Das Werk wird seinen Platz in der Reihe ähnlicher Nachschlagwerke behaupten. Es ist in erster Linie für eine Verwendung in Handwerksbetrieben gedacht, doch wird man auch in Kreisen der Bauindustrie Nutzen daraus ziehen. Hervorzuheben ist, daß bei den Angaben für den Lohnaufwand eine Trennung in Facharbeiter- und Hilfsarbeiterstunden erfolgt ist. Besonders ausführlich behandelt sind die Maurer-, Zimmerer- und Dachdeckerarbeiten.

Da der Lohnaufwand im Lauf der letzten Jahre starken Schwankungen unterworfen war, vermißt man im Vorwort einen Hinweis, daß die Werte wohl für normale Friedenszeiten und eine mittlere Konjunktur gelten. Außerdem wäre es zu begrüßen, wenn in diesem wie in ähnlichen Werken endlich die neueren Bezeichnungen für die Mischungsverhältnisse von Beton und Mörtel Eingang finden würden, nämlich beispielsweise 300 kg Zement/m³ anstatt 1:4, 1:5 usw. Hierher gehört auch die kaum auszurottende Sitte, dem ungelöschten Kalk einen ungebührlich breiten Raum zu geben und den Löschkalk ganz oder fast totzuschweigen. Der Kalk wird heute vorwiegend im Werk gelöscht und kommt in 40-kg-Säcken gelöscht auf die Baustelle. Trotzdem sucht der Kalkulator in den meisten Taschenbüchern vergebens danach, wieviel kg (nicht l) pulverförmiger, gelöschter Kalk zur Bereitung eines ordentlichen Mörtels erforderlich sind. Von diesen

kleinen Mängeln abgesehen wird das Buch aber manchen wertvollen Hinweis geben.

P. B o n a t z, Frankfurt/Main.

Wedler, Bernhard, Min.-Rat a. D., mit Beiträgen von Trysna, v. Halasz, A. Schulz: Hölzerne Hausdächer, Baustoffbedarf und Arbeitsaufwand, Standsicherheitsnachweis. Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, Heft Nr. 33. Vierte, ber. und erw. Auflage, 168 S. Gr. DIN A 5 mit 157 Textabb. Berlin: Verlagsges. mbH. Max Lipfert 1949. Preis geh. DMark 10,—.

Die tragenden Teile hölzerner Dächer wurden vor noch nicht sehr langer Zeit vorwiegend auf Grund handwerklicher Erfahrung bemessen und konstruiert. Erst die Zeit zwischen den beiden Weltkriegen, insbesondere die Rohstoffnot etwa der letzten 12 Jahre trieben den Ingenieur zu Holzkonstruktionen mit weitergehender Materialausnutzung und entsprechend verfeinerter Berechnung. Die Deutsche Gesellschaft für Holzforschung bildete 1939 einen Arbeitsausschuß (Obmann Wedler), der einen Vergleich der gebräuchlichen älteren und der wichtigsten neueren Bauarten auf einheitlicher Grundlage durchzuführen hatte. Dieser Bericht erschien im Jahre 1943.

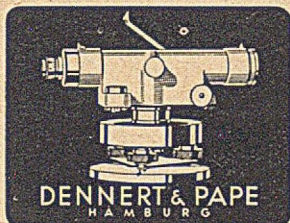
Die vorliegende vierte Auflage des Berichts stellt im wesentlichen einen Neudruck der vorhergehenden dar mit Ausnahme des Abschnittes, der sich mit dem Standsicherheitsnachweis beschäftigt, und der überarbeitet worden ist, mit dem Ziel, die Anwendung der Berechnungsverfahren zu erleichtern. Dies wird von dem Praktiker dankbar empfunden werden, da über die statisch-konstruktive Behandlung der Hausdächer in der Literatur nur wenig zu finden ist. Fast alle untersuchten Dachformen sind in maßstäblichen Abbildungen und mit den wichtigen Holzabmessungen wiedergegeben. Das Buch wird von der Fachwelt gern begrüßt werden.

A. M e h m e i l, Darmstadt.

Selbständige Konstrukteure

mit langjähriger Erfahrung für Stahlhochbau, Behälterbau und Stahlbrückenbau zum baldmöglichsten Eintritt gesucht, Wohnung sichergestellt.

Ausführliche Bewerbung mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsansprüchen, frühestem Eintrittstermin unter **Bau 103** an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35.

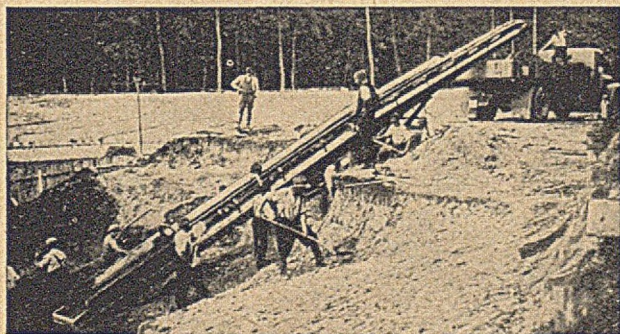


Streckmetall
als Schutzgitter,
für Trennwände usw.

STEINHAUS
GMBH · DUISBURG

STÖHR

FÖRDERANLAGEN



FAHRBARE UND TRAGBARE FÖRDERBÄNDER
LEICHTBÄNDER FÜR BETON (SCHÜTTBAUWEISE)
SELBSTAUFBLADER MIT RAUPENFAHRWERK
GRABENBAGGER FÜR ROHR- UND KABELVERLEGUNG
BAUAUFZÜGE UND LASTENAUFZÜGE
SOWIE ALLE SONSTIGEN NAHFÖRDERANLAGEN

WILHELM STÖHR, OFFENBACH A. M.
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN



ASPHALT - BITUMEN - CHEMIE SM

TELEGRAMME: ABECE HALLE/SAALE 2 FERNRUF: 48575
POSTSCHLIESSFACH 717

Großes westdeutsches Industrieunternehmen sucht zum baldigen Eintritt für die technischen Büros Essen, Frankfurt/M. und Hamburg je einen

jungen Bauingenieur

für den Verkauf von Stahlbauerzeugnissen, möglichst mit Baustellen-Kenntnissen im Stahlbetonbau und Eignung für den Vertriebs-Bewerber mit Wohnsitz in den genannten Orten werden bevorzugt. Ausführliche Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen sind unter Angabe des Kennwortes „TB“ zu richten unter P 682 an

Annoncen-Liebald, Düsseldorf-Benrath

In Kalkulation von Hoch-, Tief-, Ingenieur- und Industriebauten, sowie Stahlbeton

erfahrenen Dipl.-Ingenieur

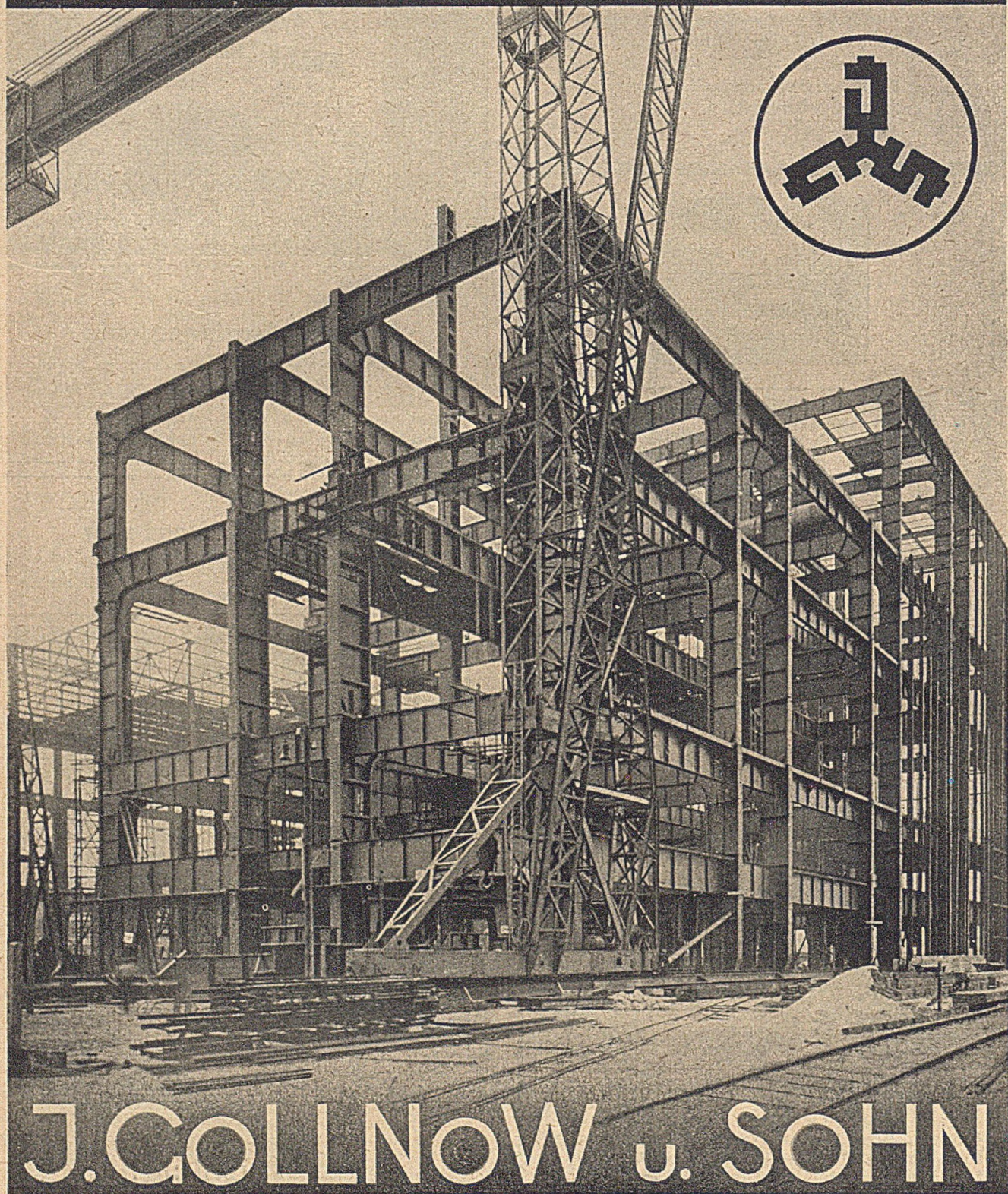
mit Dienstsitz in Hamburg, von Großbaufirma zum möglichst baldigen Eintritt gesucht. In Frage kommt nur wirklich erfahrene, mit den heutigen Verhältnissen vertraute Kraft. Angebote unter **Bau 104** an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35.



in alter Güte !

Firma Paul Lechler Stuttgart

STAHLBAU



J. GOLLNOW u. SOHN

GEGRÜNDET 1833

HÖXTER · NORDRH · WESTF · KARLSRUHE · BADEN