

# DIE BAUTECHNIK

## Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W.

Alle Rechte vorbehalten. Von Regierungsbaurath Dr.-Ing. Stecher, Fürstenwalde (Spree) und Dipl.-Ing. Faßbinder, Münster i. W. (Schluß von Teil I aus Heft 9.)

### E. Die bauliche Durchbildung der stählernen Überbauten.

#### 1. Grundsätzliche Anordnung.

Die grundsätzliche Anordnung der stählernen Überbauten ist aus Abb. 4 bis 7<sup>1)</sup> zu erkennen. Hiernach beträgt die Stützweite bei der

Kanalüberführung Klauke	8,58 m,
" Lippe	3 × 23,20 m,
" Olfen-Selm	10,62 m,
" Stever	24,00 m.

Im folgenden soll die bauliche Durchbildung der Überbauten der Kanalüberführungen beschrieben werden. Als Beispiel wird dabei die größte dieser Überführungen, diejenige über die Lippe, dienen. Die übrigen Kanalüberführungen der 2. Fahrt bei Olfen sind grundsätzlich nach demselben Vorbilde ausgeführt.

Da bei allen Überbauten die Stützweite geringer ist als die Breite der Kanalüberführung in der Querrichtung, kam als wirtschaftlichste Bauweise nur die Anordnung einer größeren Anzahl von Hauptträgern unter dem Brückentrog in Frage (Abb. 13).

Diese Anordnung war auch deshalb notwendig, weil durchweg die Bauhöhe ziemlich gering war. Bei Anordnung von nur zwei Hauptträgern beiderseits der Tröge und Unterstützung der Trogböden durch eine Anzahl von Querträgern hätte sich eine zu große Bauhöhe oder eine sehr unwirtschaftliche Ausbildung der Querträger ergeben.

Der Abstand der Hauptträger ergab sich aus der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und aus der Bauweise des Trogbodens. Wegen der zu erwartenden Bergsenkungen war es nämlich nötig, den Trog in sich möglichst nachgiebig auszubilden, damit er bei ungleichmäßigen Bewegungen der Widerlager in der Lage ist, sich im Bereich der elastischen Formänderungen der Querverbände zu verbiegen, ohne daß er undicht wird oder daß Überbeanspruchungen in einzelnen Teilen auftreten. Um dies zu erreichen, wurde der Trogboden aus Tonnenblechen hergestellt, die gegenüber Planblechen eine größere Elastizität und Verbiegungsmöglichkeit besitzen. Nach der Herstellungsbreite derartiger Tonnenbleche richtete sich ebenfalls der Abstand der Hauptträger.

Die Seitenwände des Troges bestehen aus senkrecht hochgeführten Planblechen (Abb. 14); der seitliche Wasserdruck wird durch dreieckige Böcke aufgenommen, die sich auf die beiden äußeren Hauptträger stützen. Die Böcke dienen zugleich als Unterstützung für die Überführung der Leinpfade über die Tröge.

Zur Wahrung der Abstände der Hauptträger, zur Versteifung des Trogbodens und zur Aufnahme sämtlicher in der Ebene des Trogbodens und der Lager wirkenden Kräfte dienen eine Anzahl Querträger und die unter dem Trogboden angeordneten Querverbände (s. Ziff. 4).

#### 2. Die Lagerung.

Die Art der Lagerung der Hauptträger mußte mit Rücksicht auf die zu erwartenden Bergbewegungen wesentlich von der sonst im Brückenbau

üblichen Art und Weise abweichen. Es wurde für jeden Überbau nur ein einziges festes Auflager, und zwar unter dem mittelsten Hauptträger, angeordnet. Dieser Träger erhielt auf dem gegenüberliegenden Widerlager ein einseitig in der Trägerachse bewegliches Lager. Die sämtlichen übrigen Lager der Hauptträger sind allseitig beweglich.

Diese Anordnung war aus folgenden Gründen notwendig:

Bei Bergsenkungen ist es möglich, daß sich ein Widerlager quer zur Kanalachse neigt, während das andere stehen bleibt (Abb. 15 u. 16). Dann bleibt z. B. das eine feste Auflager des mittelsten Hauptträgers in seiner ursprünglichen Lage stehen, während das gegenüberliegende einseitig bewegliche Lager quer zur Kanalachse verschoben wird, und zwar um ein Maß  $\delta$ , das der Höhe und Neigung des Widerlagers entspricht. Der mittelste Hauptträger und damit auch sämtliche übrigen Hauptträger bilden dann also mit der ursprünglichen Kanalachse einen Winkel  $\alpha$  (Abb. 16). Da durch die Endquerträger und die Querverbände (Abb. 13 u. 14) die Hauptträger zu einer einheitlichen Tafel verbunden sind, so kann innerhalb

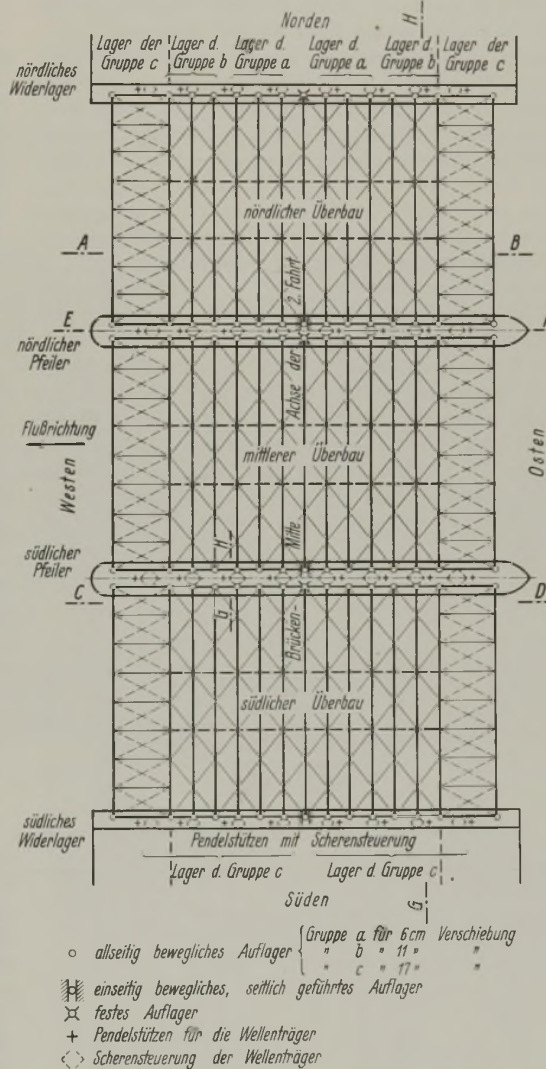


Abb. 13. Kanalüberführung Lippe. Grundriß.

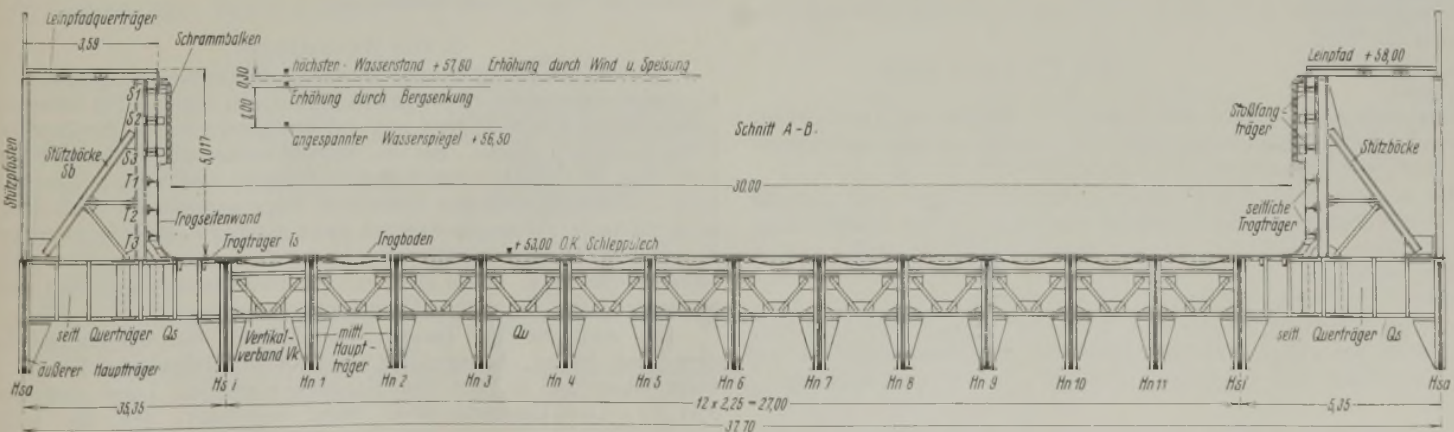


Abb. 14. Querschnitt durch den Trog.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 9, S. 101.



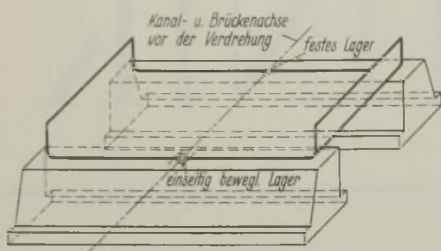


Abb. 15.

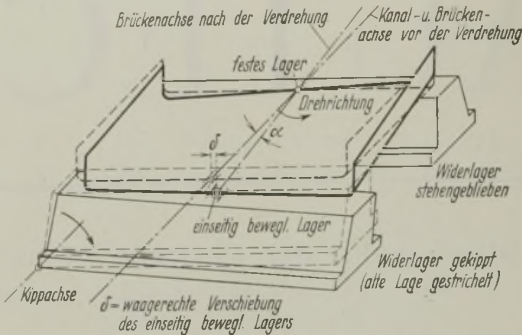


Abb. 16.

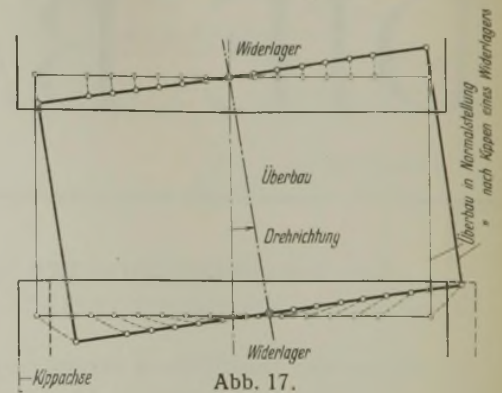


Abb. 17.

dieser Tafel keine Winkeländerung eintreten, die Endquerträger müssen also die Verschiebung mitmachen, d. h. die ganze Trogkonstruktion dreht sich im waagerechten Sinne um das feste Auflager. Das bedeutet, daß sich auch sämtliche übrigen Auflager der Hauptträger um das feste Auflager drehen müssen (Abb. 17) und mit Ausnahme des festen und des einseitig beweglichen Auflagers allseitig beweglich ausgebildet werden müssen.

Es wäre natürlich auch möglich gewesen, die tragende Hauptträgerkonstruktion auf dem einen Widerlager mit einem festen, im übrigen aber mit Auflagern zu versehen, die lediglich quer zur Achse beweglich sind. Dann hätten auf dem anderen Widerlager sämtliche Auflager sowohl quer- wie längsbeweglich angeordnet werden müssen, um beim Kippen eines Widerlagers keine Klemmungen eintreten zu lassen. Diese Ausführungsweise verbot sich aber deshalb, weil, wie unter Ziff. 7 ausgeführt werden wird, zwischen dem Trogboden und dem Widerlager eine nachgiebige Dichtung eingeschaltet werden mußte, die ihrer Bauweise nach nicht in der Lage ist, Querverschiebungen zwischen Trog und Widerlager auszuhalten. Um daher solche Querverschiebungen auszuschließen, wurde die anfangs beschriebene Art der Lagerung gewählt.

Beim Kanten eines Widerlagers in der oben beschriebenen Weise entstehen sowohl in dem festen wie in dem einseitig beweglichen Lager des mittleren Hauptträgers erhebliche waagerechte Kräfte, deren Größe sich aus der Reibung der sämtlichen allseitig beweglichen Auflager des Troges errechnet. Bei den hier beschriebenen vier Kanalüberführungen schwankte der Größtwert dieser waagerechten Kräfte zwischen 75 und 103 t. Hinzu kommen noch die waagerechten Kräfte aus Schiffstoß, Winddruck und Wärmeänderungen mit rd. 40 t. Beim Entwurf der Lager mußte daher darauf Rücksicht genommen werden, daß diese erheblichen waagerechten Kräfte bei den verhältnismäßig großen Bewegungen einwandfrei in die Widerlager übergeführt werden konnten. Zu diesem Zwecke ist die in Abb. 18 u. 19 dargestellte Bauweise gewählt worden.

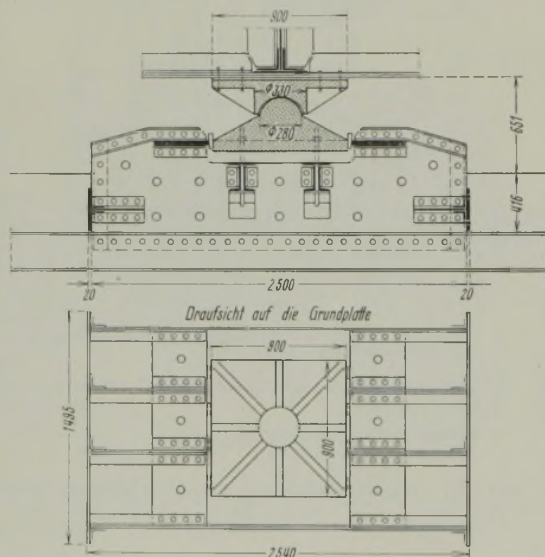


Abb. 18. Festes Lager.

Bei beiden Lagern werden die waagerechten Kräfte durch sehr kräftig ausgebildete, das Lager beiderseits umfassende eiserne Böcke, die an die Bewehrung des Betons angeschlossen sind, auf die Widerlager oder Pfeiler übertragen.

Das feste Auflager (Abb. 18) besteht im übrigen aus einer Grundplatte mit Kugelzapfen und einer oberen mit dem Hauptträger verbundenen Kipp-Platte mit Kugelschale.

Am einseitig beweglichen, seitlich geführten Auflager (Abb. 19) sind zwei untere Rollen für die Bewegung des Lagers in der Längsrichtung der Hauptträger angeordnet, die auf einer Grundplatte laufen, durch die der senkrechte Druck unmittelbar auf den vorerwähnten einbetonierten Lagerbock und damit auf das Widerlagermauerwerk übertragen wird. Auf den Lagerrollen läuft eine kräftige Zwischenplatte, an die oben ein Kugelzapfen angegossen ist. Am Hauptträger ist die obere Kipp-Platte mit Kugelschale befestigt, die in den Kugelzapfen eingreift.

Die waagerechten Kräfte werden durch eine ganz ähnliche beiderseitige Rollenkonstruktion von je drei senkrecht stehenden Rollen über

ebenfalls senkrecht angeordnete Grundplatten in den Lagerbock und das Widerlagermauerwerk geleitet.

Die übrigen Auflager müssen, wie oben erwähnt, allseitig beweglich sein, da sie sich bei Verdrehungen des Überbaues auf Kreisbogen um das feste und einseitig bewegliche Auflager bewegen (Abb. 16 u. 17). Sie müssen außerdem die Bewegungen des Überbaues bei Neigung der Widerlager in Kanalrichtung und Bewegungen in beiden Richtungen aus Wärmeänderungen ausführen. Während die Bewegungen in Richtung der Kanalachse verhältnismäßig groß werden können (160 mm bei der Kanalüberführung Lippe), erreichen die Maße der Verschiebungen rechtwinklig zur Kanalachse infolge der Verdrehung nur die Größe bis 0,6 mm und bei den sehr ungünstig angenommenen Wärmeunterschieden von  $\pm 30^\circ$  Größen bis etwa 8 mm. Aus diesem Grunde sind zur Vereinfachung der

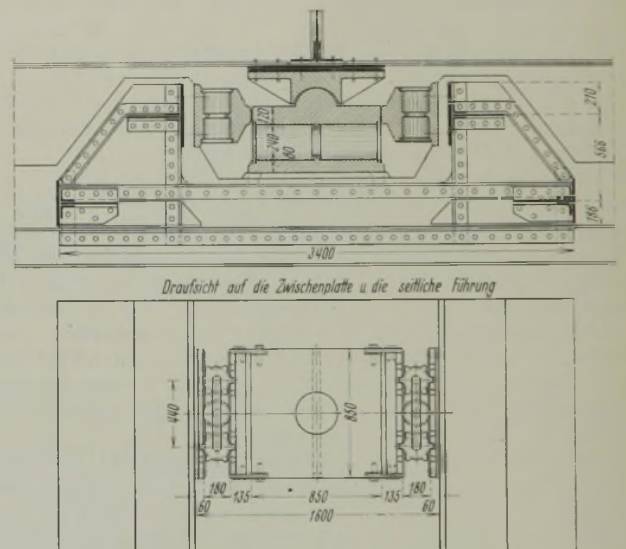


Abb. 19. Einseitig bewegliches Lager.

Lager nur für die Verschiebungen in Kanalrichtung Rollen angeordnet. Die Verschiebungen rechtwinklig zur Kanalachse werden durch Gleiten ermöglicht. Zu diesem Zwecke ist zwischen Kugelzapfen und Kugelschale ein Zwischenraum von 10 mm vorgesehen. Durch die Einschaltung der Kugelzapfen wird ferner eine einwandfreie Kraftübertragung auf die Rollen bei beliebiger Verdrehung des Überbaues erreicht. Je nach der Größe der Verschiebungen sind die allseitig beweglichen Auflager in verschiedene, in sich gleiche Gruppen eingeteilt (Abb. 13). Im übrigen bietet die Bauweise dieser Lager nichts besonderes.

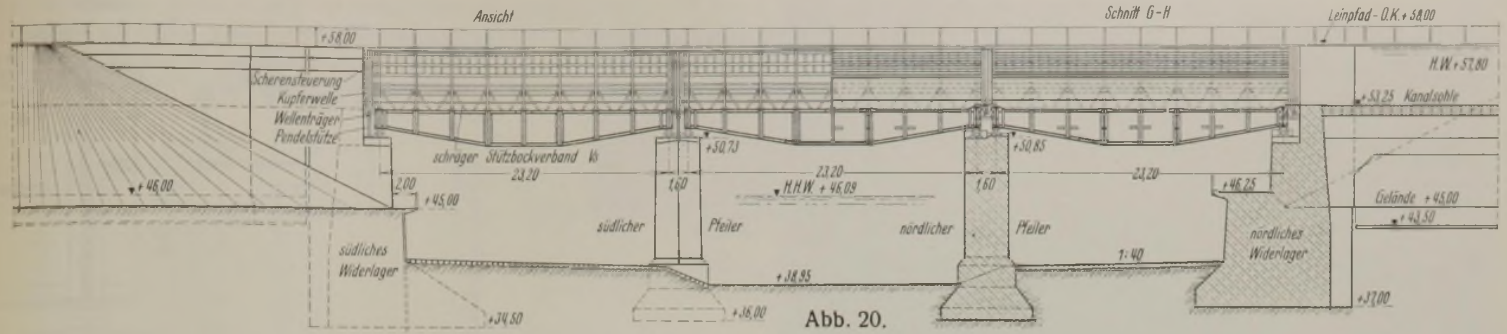
### 3. Die Hauptträger.

Die Hauptträger sind als vollwandige Blechträger ausgebildet. Die Gurtungen laufen bei den Kanalüberführungen Klauke und Olfen-Selm parallel (Abb. 4 u. 6)<sup>2)</sup>, weil hier auf der ganzen Breite die Durchfahrthöhe gleich sein mußte. Bei den Kanalüberführungen Lippe und Stever (Abb. 5 u. 7)<sup>1)</sup> war nur neben den Widerlagern eine größere Durchfahrthöhe erforderlich, weil hier beiderseits Wege unterführt werden mußten. In der Mitte der Öffnungen dagegen stand reichlich Bauhöhe zur Verfügung. Aus diesem Grunde konnten die Hauptträger bei den letzten beiden Kanalüberführungen in der Mitte mit größerer Bauhöhe ausgeführt werden als seitlich, d. h. die unteren Gurtungen sind gebrochen (Abb. 20).

Die Abstände der inneren Hauptträger, die unmittelbar unter dem Trog liegen, betragen bei den Kanalüberführungen Klauke und Olfen-Selm 2,45 m, bei den Kanalüberführungen Lippe und Stever 2,25 m. Der Unterschied ist darin begründet, daß die ersteren

<sup>2)</sup> Bautechn. 1934, Heft 9, S. 101.





Kanalüberführungen 35 m, die letzteren 30 m lichte Durchfahrtsöffnung haben (s. C.)<sup>3)</sup>.

4. Querverbände.

Die Querverbände wurden, wie bereits angedeutet, angeordnet, um zu erreichen, daß der Trog sowohl bei Bewegung der Widerlager infolge von Bergsenkungen als auch durch die waagerechten Kräfte aus Wasserdruck, Winddruck, Schiffstößen und Wärmeänderungen möglichst günstig beansprucht wird.

Der untere Querverband  $Q_u$  (Abb. 21) verbindet die Hauptträger in waagerechter Richtung zugleich mit den Bauteilen  $Q_e$ ,  $Q_s$  und  $V_k$  (s. u.) zu einer starren Tafel, die imstande ist, die Querkräfte, die bei einer

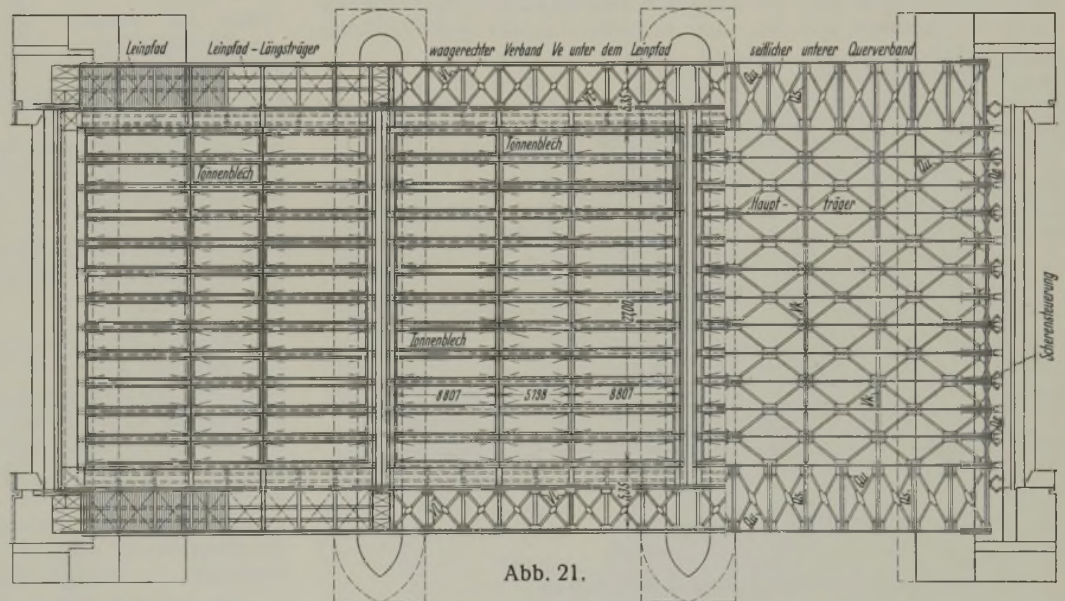
Dieser Querverband schließt über den Auflagern an die Untergurte der Hauptträger an und läuft in einer waagerechten Ebene in ganzer Breite des Überbaues durch. Diese Anordnung ist auch bei den Kanalüberführungen Lippe und Stever, bei denen der Untergurt der Hauptträger gebrochen ist, getroffen, um Nebenspannungen zu vermeiden, die entstehen würden, wenn der Querverband an die trapezförmig geführten Untergurte der Hauptträger anschließen würde.

Soweit genügend Bauhöhe zur Verfügung stand, wurden die Stäbe des unteren Querverbandes  $Q_u$  als gekreuzte Winkel ausgebildet; bei beschränkter Bauhöhe (Kanalüberführung Klauke und Olfen-Selm) wurden die freien Schenkel der Winkel nach oben gelegt.

Außer durch den unteren Querverband werden die Hauptträger noch durch Querträger verbunden. Zwischen den beiden äußeren Hauptträgern sind beiderseits die seitlichen Querträger  $Q_s$  (Abb. 14 u. 21) angeordnet, auf denen die seitlichen dreieckförmigen Stützbocke  $S_b$  ruhen. Der Abstand dieser seitlichen Querträger richtet sich daher nach dem Abstände der Stützbocke und schwankt bei den einzelnen Überführungen zwischen 2,86 und 3,54 m. Die Querträger  $Q_s$  sind bei allen Überführungen als Vollwandträger ausgebildet worden.

An diejenigen seitlichen Querträger  $Q_s$ , die über den Auflagern liegen, schließen die Endquerträger  $Q_e$  (Abb. 22) an, die über die ganze Breite der Kanalüberführung vollwandig und in derselben Höhe wie die Haupt-

träger geführt sind. Bei ihrem erheblichen Querschnitt stellen sie gegenüber den Tonnenblechen der Trogsohle eine gegenseitige starre Verbindung der Seitenwände dar und nehmen somit zwangsläufig die waagerechten Kräfte aus Wasserdruck, Winddruck und Schiffstoß auf, so daß die Troghaut vor wesentlichen zusätzlichen Beanspruchungen geschützt wird. Da die Stehbleche und Gurtwinkel dieser Endquerträger an jedem Hauptträger unterbrochen sind, werden die Zugspannungen an beiden Gurten durch kräftige Gurtplatten und durch die Knotenbleche des unteren Querverbandes über die Hauptträger hinweggeleitet. Die größten Beanspruchungen erhalten die Endquerträger jedoch durch die rollende und gleitende Reibung der Lager bei Verdrehung des Überbaues und aus



Wärmeänderungen des Endquerträgers selbst. Da diese Kräfte außermittig angreifen, so entstehen neben den Normalkräften noch erhebliche Biegemomente, die entsprechend der Drehrichtung des Überbaues und der positiven oder negativen Wärmeänderung wie die Normalkräfte positiv oder negativ sein können. Außer diesen Beanspruchungen mußte bei der Bemessung der Endquerträger berücksichtigt werden, daß sie in statischer Hinsicht Balken auf 15 bis 16 Stützen darstellen, die bei ihrer großen Steifigkeit gegen Stützensenkungen oder Höhenunterschiede der Lager bei nicht peinlich genauem Einbau sehr empfindlich sind.

Bei den Kanalüberführungen Lippe und Stever genügten wegen der großen Stützweite die Endquerträger zur Aufnahme der waagerechten

<sup>3)</sup> Bautechn. 1934, Heft 9, S. 100.

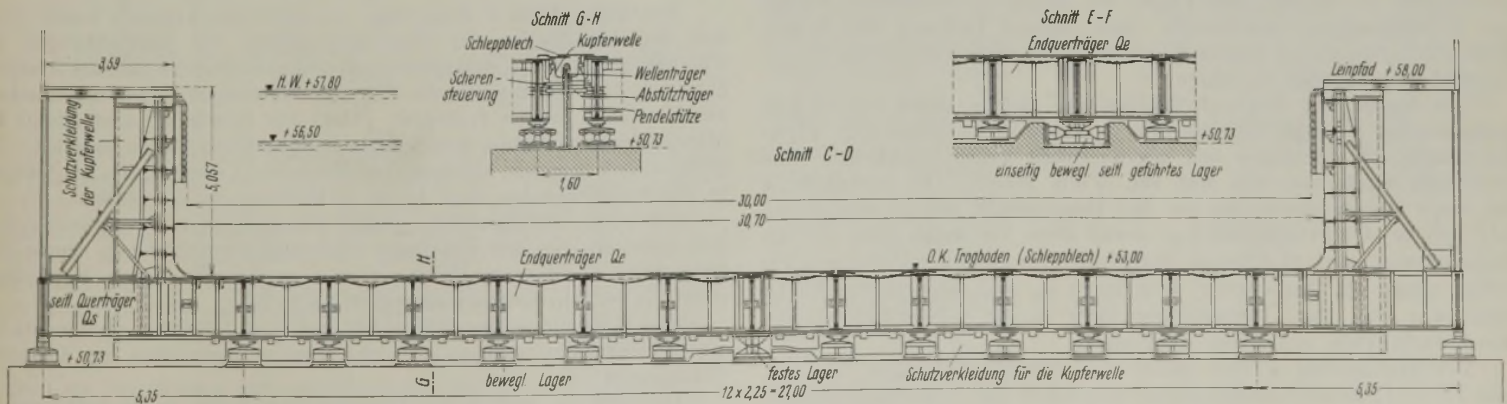


Abb. 22. Querschnitt am Auflager.



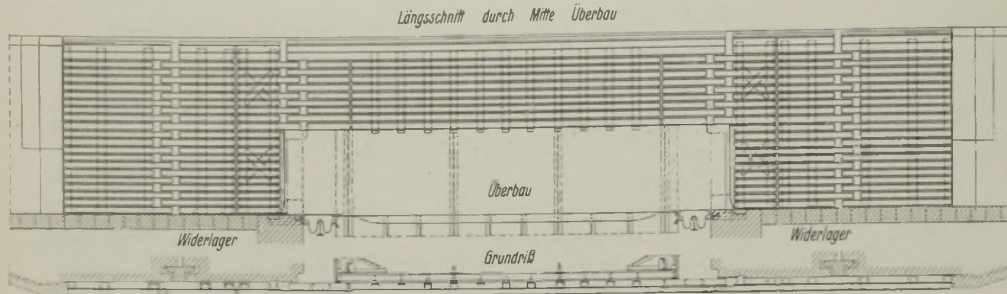


Abb. 23.

Kräfte nicht. Hier sind daher in jedem Überbau noch zwei fachwerkartige senkrechte Querverbände  $V_k$  (Abb. 14) angeordnet. Sie liegen in den Ebenen der Knickpunkte der Hauptträgeruntergurte und haben neben der Aufnahme der quergerichteten Zugkräfte und der Auflagerkräfte der Tonnenbleche die Aufgabe, die Hauptträger gegen Knicken auszusteuern. Die Untergurte der senkrechten Querverbände  $V_k$  liegen in der Ebene des unteren Querverbandes  $Q_u$ , der bei den Kanalüberführungen Lippe und Steuer, wie oben angegeben, in Höhe der Lager liegt. Die Untergurte der Hauptträger in dem trapezförmig abgebogenen Teil waren also an  $Q_u$  und  $V_k$  nur durch die Stehbleche der Hauptträger angeschlossen. Da dies nicht ausreicht, so wurden sie noch durch besondere Aussteifbleche (Abb. 14) abgestützt. Wie bei den Endquerträgern werden die Zugkräfte auch hier durch starke Laschen über die Hauptträger hinweggeleitet. An den beiden Seiten des Überbaues schließen diese Verbände ebenfalls an die seitlichen Querträger  $Q_s$  an.

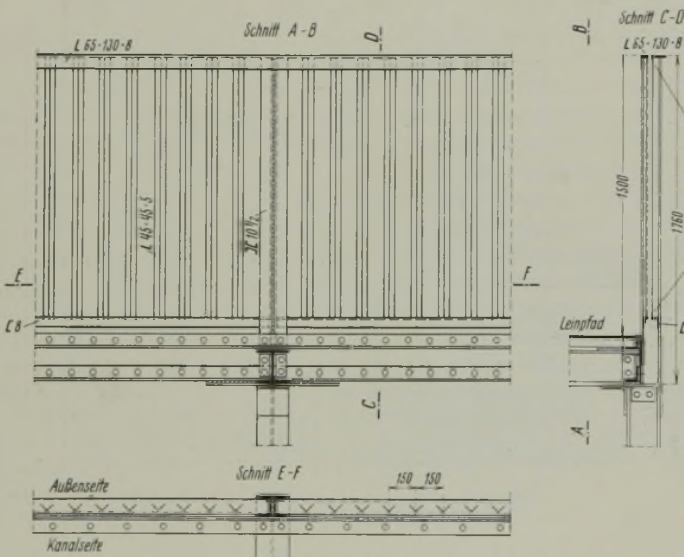


Abb. 24. Geländer.

5. Der Brückentrog.

Beim Entwurf der Troghaut war vor allem die Forderung vollkommener Wasserdichtigkeit maßgebend. Dem dienen vor allem die vorher erwähnten Maßnahmen zur Fernhaltung zusätzlicher Beanspruchung von der Troghaut. Im übrigen wurde die Anzahl der Niete und Blechnähte nach Möglichkeit beschränkt, um möglichst wenig Stellen zu schaffen, an denen Undichtigkeiten auftreten können. Durch die Wahl großer Tonnenbleche, deren größte bei der Kanalüberführung Olfen-Selm Abmessungen von 2,40 · 10,85 m haben, wurde dies in weitem Maße erreicht. Alle Niete, die die Troghaut durchdringen, wurden als Dampfkesselniete ausgebildet und nachträglich verstemmt. Alle Fugen der Bleche im Trogginnern wurden mit Dichtungsnähten verschweißt. Eine weitere Dichtung des Troges, etwa durch Beton oder andere Schutzmittel, ist nicht vorgesehen, um an Gewicht und Bauhöhe zu sparen.

Die Bleche der Troghaut besitzen die gleiche Dicke von 12 mm. Aus statischen Gründen hätte eine viel geringere Dicke ausgereicht; wegen der Gefahr des Abrostens und als Sicherheit gegen mechanische Einwirkungen wurde aber das Maß auf 12 mm erhöht. Die Tonnenbleche der Sohle liegen unmittelbar auf den Hauptträgern, den Endquerträgern ( $Q_e$ ) und den Querverbänden ( $V_k$ ), soweit diese vorhanden sind, auf; die Stöße werden durch Gurtplatten überdeckt. Die seitlichen Planbleche der Sohle ruhen auf besonderen Trogrägern  $T_s$  und Zwischenträgern  $Q_z$  (Abb. 14 u. 21). Der Übergang der Sohle in die Seitenwände ist mit einem Halbmesser von 50 cm ausgerundet.

Die Seitenwände werden durch die seitlichen Trogräger  $S_1, S_2, S_3$  und  $T_1, T_2, T_3$  sowie Zwischenpfosten ausgesteift und an die Stützbocke  $S_b$  angeschlossen. Die Träger  $S_1$  bis  $S_3$  sind so kräftig ausgebildet, daß sie

außer dem Wasserdruck je für sich einen Schiffstoß von 15 t aufnehmen können.

Zur Milderung seitlicher Schiffstöße sind im Trog im Bereich der Gefahrenzone Schrammboarde aus Holz (Abb. 14) vorgesehen. Die Schrammboarde bestehen aus waagrecht liegenden Schrammhölzern von 15 cm Dicke, die auf senkrechten hölzernen Pfosten mit Schraubenbolzen befestigt sind. Die Pfosten werden durch Winkleisen an das tragende Gerippe der Seitenwände angeschlossen. Am Übergang zwischen Trog und Widerlager oder zwischen zwei Trögen greifen die Schrammhölzer fingerförmig ineinander und können so die Bewegungen der Überbauten mitmachen, ohne daß eine durchgehende Fuge entsteht (Abb. 23).

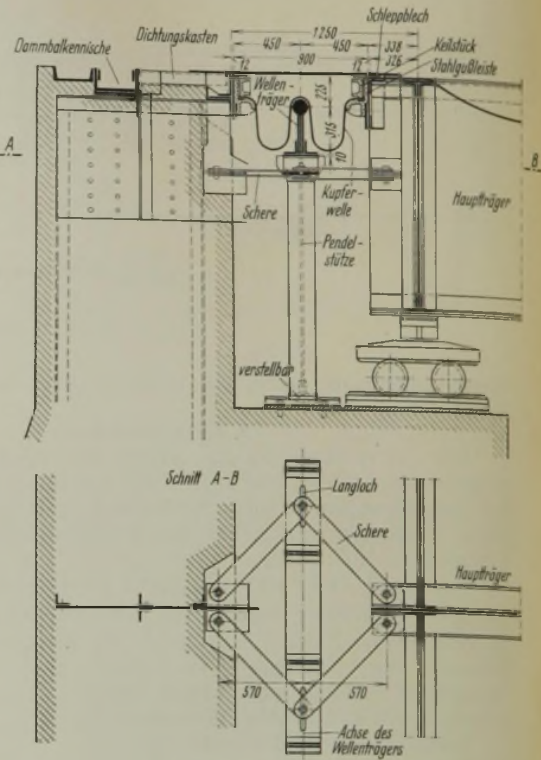


Abb. 25. Kupferwelle. DRP 528 402 (Dr. Stecher).

Die Pfosten werden durch Winkleisen an das tragende Gerippe der Seitenwände angeschlossen. Am Übergang zwischen Trog und Widerlager oder zwischen zwei Trögen greifen die Schrammhölzer fingerförmig ineinander und können so die Bewegungen der Überbauten mitmachen, ohne daß eine durchgehende Fuge entsteht (Abb. 23).

6. Leinpfad.

Mit Rücksicht auf etwa später einzurichtenden Treidelverkehr werden die Leinpfade auf beiden Seiten in einer Breite von 3,50 m überführt (Abb. 14). Als Abdeckung der Leinpfade dient ein eichener Bohlenbelag auf eisernen Längsträgern; auf letztere können bei Bedarf später die Schienen der Treidellokomotive aufgebracht werden. Die Längsträger sind in der Ebene der Stützbocke  $S_b$  durch Querträger abgestützt, die innen auf den Pfosten der Stützbocke und außen auf besonderen Stützpfosten ruhen. Zur Aufnahme der Längskräfte ist unter dem Leinpfad ein waagerechter Verband  $V_l$  (Abb. 21), in der Ebene der Schrägen der Stützbocke ein Schrägverband  $V_s$  (Abb. 20) angeordnet.

Die Leinpfade und die anschließenden Flügelmauern sind durch 1,50 m hohe Geländer nach außen hin gesichert (Abb. 20). Diese Geländer stellen gleichzeitig einen Windschutz für die Schiffe im Bereich der Überführungen dar. Zu diesem Zwecke ist die in Abb. 24 dargestellte Sprossenteilung und Sprossenwinkelstellung gewählt worden. Letztere dient zur Erzeugung eines Windstaus an der Außenseite, wobei die Luftbewegung nach oben abgeleitet wird, so daß zwischen den beiderseitigen Geländern ein Windschutzbereich für die Schiffe entsteht.

Am Übergang zwischen Trog und Widerlager oder zwischen zwei Trögen sind die Leinpfade auf Schleppträgern überführt und mit Raupenblechen, die als Schleppbleche ausgebildet sind, abgedeckt, so daß auch bei den größten Bewegungen keine offene Fuge entsteht.

7. Die bewegliche Dichtung.

Wie unter Ziffer 2 (Lagerung) im einzelnen erläutert wurde, kann sich bei Bewegungen der Widerlager infolge von Bergsenkungen der Überbau gegen die Widerlagerkörper verdrehen, wobei sich die Abstände zwischen den Trogabschlüssen und den Widerlagern oder die Abstände zwischen zwei Trögen verändern. Quer zur Kanalachse sind infolge der beschriebenen Lagerung keine gegenseitigen Bewegungen möglich. Die größten Bewegungen betragen in Oberkante Leinpfad bis zu  $\pm 24$  cm, in Trogbodenhöhe bis zu  $\pm 19$  cm in Richtung der Kanalachse.

Um diese verhältnismäßig großen Bewegungen zu ermöglichen, ohne daß zwischen Trog und Widerlager Undichtigkeiten entstehen, wurde eine bewegliche Dichtung in Form einer doppelten Welle aus Kupferblech (DRP 528 402 Dr. Stecher) ausgeführt (Abb. 25).

Eine doppelte Kupferwelle wurde nicht nur gewählt wegen der starken waagerechten Bewegungen an sich, sondern namentlich aus folgenden Erwägungen:

Die Dichtung liegt in der Trogsohle waagrecht, in den Seitenwänden senkrecht. Den Übergang zwischen dem senkrechten und dem waage-



rechten Teil der Welle bilden viertelkreisförmige Bogenstücke. Bei Bewegungen der Welle treten in den Eckstücken gewölbartige Spannungen auf, deren Höhe von der Größe der Verschiebungen, von der Höhe der Welle  $h$  und vom Krümmungshalbmesser  $R$  abhängt (Abb. 26 u. 27).

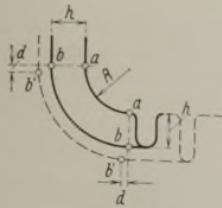


Abb. 26.

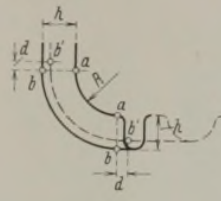


Abb. 27.

Drückt sich die Welle zusammen, so wird ihre Höhe größer; zieht sie sich auseinander, so wird ihre Höhe geringer. Die Endpunkte  $b$  des Bogenstückes suchen sich dabei nach  $b'$  zu verschieben. Da dies durch die feste Verbindung mit den anschließenden geraden Wellenstücken verhindert wird, so entstehen beim Zusammendrücken der Welle an der äußeren Faser Zugspannungen, beim Auseinanderziehen Druckspannungen, die die Welle zu verformen suchen.

Da eine rechnerische Behandlung dieses Problems kaum möglich ist, so wurden Versuche im Maßstabe 1:2 angestellt, bei denen die Welle verschiedene Höhen  $h$  erhielt. Die Wellen wurden dabei mehrfach bis zum Bruch zusammengedrückt und wieder auseinandergezogen, und zwar bis zu dem in der Wirklichkeit zu erwartenden Größtmaß.

Auf Grund dieser Versuche wurde für die Eckstücke eine zweckmäßige Höhe von  $h = 35$  cm ermittelt. Die obenstehenden Erwägungen über die bei Wellenbewegungen auftretenden Zusatzbeanspruchungen in den Eckstücken waren somit auch ein Anlaß, die Kupferwelle zweiteilig auszubilden. Wie aus Abb. 25 zu ersehen, ist die Welle seitlich durch Keilstücke fest mit einer Stahlgußleiste verspannt. Über dem mittleren Wellenträger dagegen liegt sie lose auf, so daß sich also Spannungen im Eckstück leichter durch Bewegungen lösen können, als bei einfacher Wellenausbildung.

Der Krümmungshalbmesser  $R$  wurde aus Herstellungsgründen 1,20 m gewählt. Aus Abb. 26 u. 27 läßt sich erkennen, daß ein möglichst großer Halbmesser  $R$  erwünscht ist, weil dann der Unterschied der äußeren Bogenlänge  $bb$  und der inneren Bogenlänge  $aa$  im Verhältnis geringer wird, wodurch die Verformungsspannungen bei der Bewegung der Welle geringer werden müssen.

Da der Ausrundungshalbmesser der inneren Trogwand 0,50 m beträgt, so mußte die Kupferwelle in den Seitenwänden weiter nach außen gelegt werden, um die Anordnung der Eckstücke im Halbmesser 1,20 m zu ermöglichen. Die hierdurch entstandene seitliche Nische ist in Abb. 28 dargestellt.

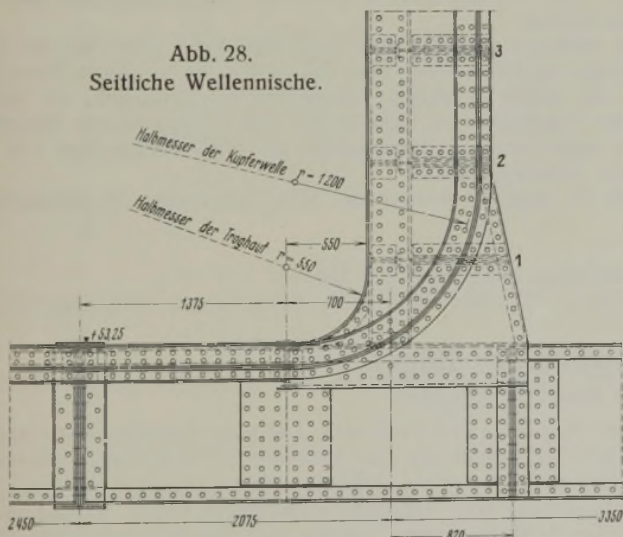


Abb. 28.  
Seitliche Wellennische.

Die Dicke der Kupferbleche beträgt für die geraden Stücke 2 mm. Die Eckstücke wurden aus 2 1/2 mm dicken geraden Stücken gepreßt, um nach der Umprägung auch hier eine Mindestdicke von 2 mm zu gewährleisten. Die einzelnen Stücke wurden in Länge von 2 bis 3,40 m hergestellt und an den Stößen mit Gasschmelzschweißung zusammengeschweißt. Abb. 29 zeigt einige gerade Wellenstücke, Abb. 30 ein Eckstück, ausgeführt von der Ruhrstahl AG, Preßwerke Brackwede.

Die doppelte Kupferwelle ruht in der Mitte auf einem Wellenträger (Abb. 25) und ist, wie schon erwähnt, beiderseits zwischen Stahlgußstücken am Brückentrog und am Widerlager oder dem anderen Brückentrog festgeklemmt.

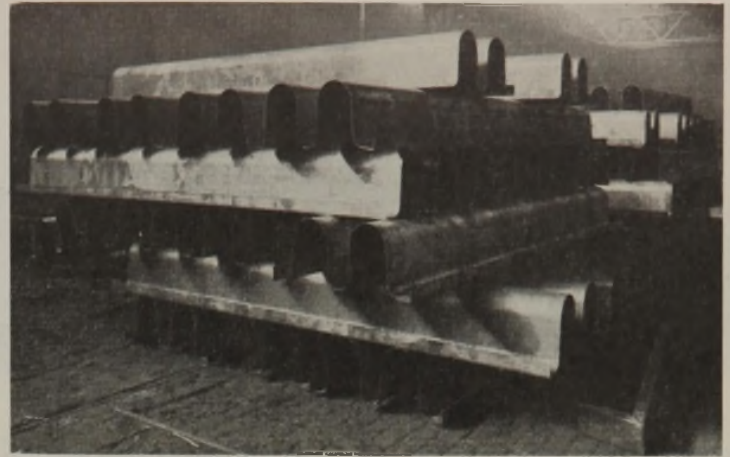


Abb. 29. Gerade Kupferwellenstücke.

Der Wellenträger, ein Stehblechträger mit angeschweißtem Kopf aus Rundeisen, stützt sich auf Pendelstützen ab, die die Belastung aus Wasserlast und Eigengewicht an die Grundbauten übertragen.

Die senkrechten Stücke der Kupferwelle werden ebenfalls in der Mitte durch einen Wellenträger abgestützt, der an seinem unteren Ende auf dem waagerechten Wellenträger aufsitzt und an seinem oberen Ende in einem Langloch eines Schleppträgers auf zwei senkrecht stehenden Rollen gelagert ist.

Um zu erreichen, daß sich die beiden Wellenhälften gleichmäßig an den Bewegungen der Welle beteiligen, wodurch Überbeanspruchungen der Wellenteile vermieden werden, wird der Wellenträger durch eine Scherensteuerung so gesteuert, daß er jeweils die Hälfte der Gesamtbewegung ausführt. Die Wirkungsweise der Scherensteuerung ist aus Abb. 25 zu erkennen.

Die Lager der Pendelstützen sind verstellbar ausgebildet, um sie nach größeren dauernden Verschiebungen infolge von Bergsenkungen nachrichten zu können.

Die senkrechten Wellenträger werden in gleicher Weise gesteuert.

Die Auflagerung, Befestigung und Dichtung der Kupferwelle am Trog ist in Abb. 31 im einzelnen dargestellt. Hier liegt die Kupferwelle auf den bereits erwähnten ausgerundeten Stahlgußbleisten auf, die fest mit den stählernen Abschlußträgern am Trog verbunden sind. Die Enden der Kupferwelle sind in eine Kupferkeilbleiste gelegt und bilden so einen keilförmigen Wulst. Dieser Wulst legt sich in eine ausgearbeitete Nut in den Stahlgußbleisten und wird durch keilförmige Stahlgußstücke mit Schrauben gegen die Stahlgußbleiste gepreßt, so daß die

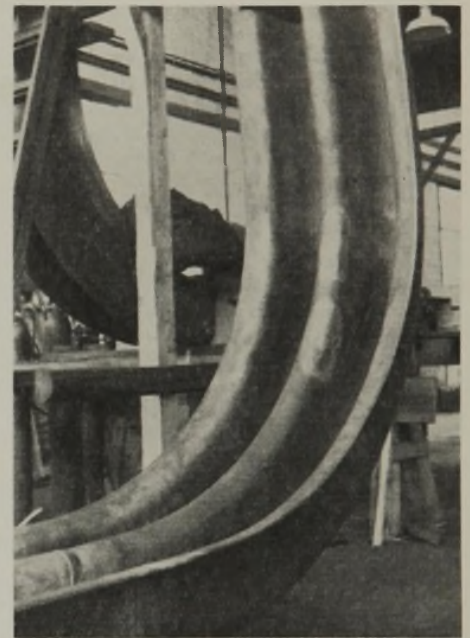


Abb. 30. Eckstück der Kupferwelle.

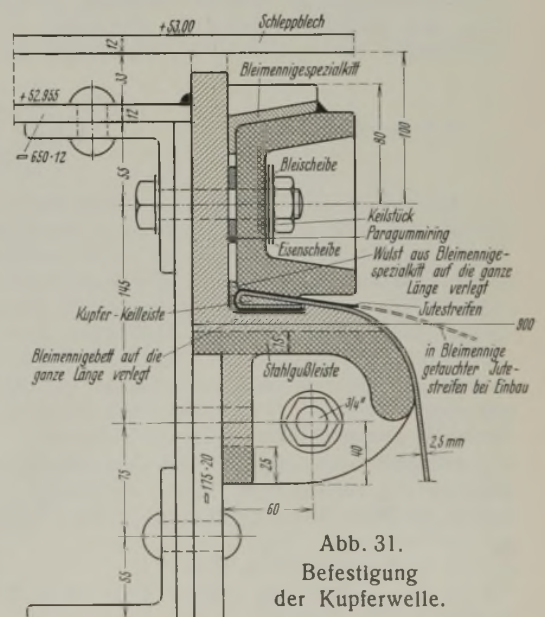


Abb. 31.  
Befestigung  
der Kupferwelle.





Abb. 32. Kanalüberführung Lippe.

Welle hier festgehalten und die Dichtung hergestellt wird, ohne daß Befestigungsteile das Kupferblech der Welle durchdringen.

Die Befestigung der Kupferwelle an den Widerlagern ist nach ganz gleichen Gesichtspunkten hergestellt (Abb. 25).

Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit wurden die Auflagerflächen der Kupferwelle vor dem Einbau mit Jutestreifen bedeckt, die in Bleimennige getränkt waren. In derselben Weise wurden die Berührungsflächen zwischen den Stahlgußbleisten und den Abschlußträgern gedichtet. Ferner wurde vor dem Einsetzen der Keilleiste die Nut zwischen dem Wulst der Kupferwelle und den Stahlgußbleisten mit einer nichtversprödenen Mennigekittmasse ausgefüllt. Um die Schrauben zwischen Stahlgußbleiste und Keilstück wurden eng anliegende Gummiringe gelegt. Die Stöße der Stahlgußbleisten sind mit einer 10 mm breiten Dichtungsnut versehen, die mit Bleiwolle ausgestemmt wurde.

Die Dichtung zwischen dem Beton der Widerlager und der stählernen Anschlußkonstruktion wurden durch Dichtungskasten erreicht (Abb. 25). Die Dichtungskasten sind Aussparungen im Beton, die nach gründlicher Reinigung von Beton und Eisen zuerst mit einer Bitumenmasse vorgespachtelt und dann mit Asphalt ausgegossen wurden.

Da sich bei den ersten so ausgeführten Kanalüberführungen trotz aller Sorgfalt Risse im Asphaltverguß zeigten, wurden bei den übrigen Kanalüberführungen die Dichtungskasten mit einem besonders dichten Beton ausgegossen; sie sollen erst kurz vor Inbetriebnahme einen Überzug aus Bitumenspachtelmasse erhalten, der über den ganzen Kopf des Widerlagers gezogen wird.

Um die Dichtungswellen vor Beschädigungen durch Anker, Bootshaken usw. zu schützen, sind sie an der Sohle und an den Seitenwänden durch Schleppbleche überdeckt. In ähnlicher Weise ist zum Schutze der Welle gegen Beschädigungen von außen eine Schutzverkleidung angebracht worden (Abb. 20 u. 22).

Als Baustoff für die Kupferwelle ist Hüttenkupfer D gewählt worden, weil es besonders nachgiebig ist und daher weniger leicht Knicke und Risse bekommt als anderes Kupfer oder Legierungen.

8. Berechnungsgrundlagen.

Den Berechnungen sind die DIN-Blätter 1072 und 1073 und, soweit diese nicht ausreichen, die Reichsbahnvorschriften zugrunde gelegt worden.

Den innerhalb des Systems auftretenden, rechnerisch kaum erfaßbaren Zusatzspannungen ist dadurch Rechnung getragen worden, daß für die Trog- und Tragkonstruktion außer den Lagern als Grenzen der zulässigen Spannungen die in DIN 1073 vorgeschriebenen Höchstspannungen bei

Belastung „nur durch Hauptkräfte“ benutzt worden sind, obwohl beim Spannungsnachweis alle erfaßbaren Zusatzkräfte in Rechnung gestellt worden sind.

Wegen der Größe der berücksichtigten Bergbewegungen siehe C<sup>4)</sup>.

Die größte Wasserauflast beträgt bei dem um 1 m abgesunkenen Bauwerk bei Windstau rund 4,8 t/m<sup>2</sup>. Hinzu kommt noch die Auflast durch ein gesunkenes vollbeladenes Schiff von 2,2 t/m<sup>2</sup>, so daß sich die größte ständige Auflast der Trogsohle zu rund 7 t/m<sup>2</sup> ergibt.

Auf die Seitenwände ist neben dem Wasserdruck ein Schiffstoß von 15 t in Rechnung gesetzt.

Für den Leinpfad ist außer Menschengedränge von 0,4 t/m<sup>2</sup> eine Treidellokomotive von 14 t Dienstgewicht in jeweils ungünstigster Stellung angenommen.

9. Baustoffe.

Außer Stahlguß und Schmiedestahl für die Lager und die Wellenbefestigung sind am Überbau St 52, St 37 mit Kupferzusatz und St 37 ohne Kupferzusatz verwendet worden, letzterer jedoch nur für die Bauteile, die später einbetoniert werden. Aus St 52 sind die Haupttragteile hergestellt, von den Hauptträgern jedoch nicht ihre Obergurte, aus St 37 mit 0,2 bis 0,4% Kupferzusatz die Troghaut, die Hauptträgerobergurte und die untergeordneten Bauteile. Die Gewichtsanteile der verschiedenen Baustoffe betragen bei der Kanalüberführung Lippe:

	rd. t	rd. 0/0
St 52 . . . . .	855	39
St 37 mit Kupferzusatz . . . . .	1111	50
St 37 ohne Kupferzusatz . . . . .	25	1
Stahlguß . . . . .	168	8
Schmiedestahl . . . . .	51	2
Zusammen:	2210	

Alle Baustoffe wurden nach den Reichsbahnvorschriften durch die Reichsbahnabnahmeämter im Auftrage der Reichswasserstraßenverwaltung geprüft und abgenommen.

10. Anstrich.

Alle Bauteile des Überbaues erhielten in der Werkstatt einen Anstrich aus Leinölhauch sowie einen Grundanstrich aus Bleimennige. Die Innenflächen der Tröge, die nach der Füllung und Inbetriebnahme des Kanals nur sehr schwierig und unter Sperrung des gesamten Verkehrs zugänglich gemacht werden können, sollen zum Schutze gegen Rostgefahr einen besonders widerstandsfähigen Überzug aus Zink, Bitumen od. dgl. erhalten. Eine Entscheidung über die Art des Schutzes soll erst später getroffen werden.

Die zwischen Endquerträger und Widerlager oder (bei der Kanalüberführung Lippe) zwischen zwei Endquerträgern gelegenen Eisenflächen werden mit einem doppelten Bitumenanstrich gestrichen, da hier mit dauernder Feuchtigkeit zu rechnen ist. Alle übrigen äußeren Eisenflächen erhalten einen zweiten Grundanstrich aus fetter Bleimennige und einen doppelten Ölfarbanstrich.

Abb. 32 zeigt die Ansicht der fertig aufgebauten Kanalüberführung Lippe.

<sup>4)</sup> Bautechn. 1934, Heft 9, S. 101.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Knicksicherheit vollwandiger Bogen.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Technische Hochschule Karlsruhe.

Die letzten Jahre haben große vollwandige Bogenbrücken bei uns und im Auslande gebracht. In Koblenz überspannen kühne Dreigelenkbogen aus Eisenbeton die Mosel<sup>1)</sup>. In Stockholm nahm man bei der Tranebergbrücke eingespannte Eisenbetonbogen und bei der größten Bogenbrücke Europas, der Straßenbrücke über den Mälarsee ebenda, große gelenklose vollwandige Stahlbogen nach meinem preisgekrönten Entwurf<sup>2)</sup>. Bei so großen vollwandigen Bogen hat die elastische Achsverformung einen beträchtlichen Einfluß auf die Spannungen und spielt die Frage nach der wirklichen Knicksicherheit eine ausschlaggebende Rolle für Bau und Entwurf der Straßenbrücke.

Die Mälarseebrücke gab die Veranlassung zu Versuchen über das Knicken von vollwandigen Bogen, die anfangs 1933 in meiner Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen durchgeführt wurden. Die Hafenverwaltung

Stockholm trug einen Teil der Kosten, und mein damaliger erster Assistent, Dipl.-Ing. Fritz, machte sich um Berechnung und Versuchsdurchführung verdient. Man wollte dabei ein einfaches und zuverlässiges Verfahren für die Knickuntersuchung aller möglichen vollwandigen Bogen mit und ohne Gelenke finden, da die bekanntesten Theorien noch nicht ganz befriedigen können.

I. Die theoretische Berechnung der Knicklast der Bogenträger.

Alle uns bekannten theoretischen Untersuchungen Dritter auf diesem Gebiete befassen sich mit Bogenträgern, die gleichmäßig verteilt belastet sind und konstantes J haben. Sie setzen Gültigkeit des Proportionalitätsgesetzes und vollkommen elastisches Verhalten voraus.

a) Der Dreigelenkbogen.

Die Grundlagen zur Bestimmung des kritischen Horizontalschubes  $H_K$  stammen von Engeßer<sup>3)</sup>. Er gibt zwei auf verschiedenen Wegen gefundene

<sup>3)</sup> Engeßer, Fr., Über den Einfluß der Formänderungen auf den Kräfteplan statisch bestimmter Systeme, insbesondere der Dreigelenkbogen, Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1903.

<sup>1)</sup> S. Bautechn. 1934, Heft 12 ff.

<sup>2)</sup> Ein ausführlicher Aufsatz über diese Brücke ist erschienen in Bautechn. 1934, Heft 40.





Abb. 1. Die Baustelle der Mälarseebrücke in Stockholm im Februar 1934. Einschwimmen und Absetzen der landseitigen Hälfte des großen Stahlbogens.

Gleichungen zur Berechnung der Bogenkraft  $N_K$  oder des Horizontal-  
schubes  $H_K$  an:

$$(1) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{1}{(0,586 l)^2}$$

Diese Gleichung ist für flache Parabel- oder Kreisbogen aufgestellt.

Für sehr flache Bogen (Abb. 2) soll nach Engeßer auch gelten:

$$(2a) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \cos \varphi_K \cdot \frac{1}{(0,64 b)^2}$$

worin

$$\cos \varphi_K = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{4f}{l}\right)^2}}$$

Auf umständlicherem Wege gelangt Fritsche<sup>4)</sup> zu einer Gleichung, die aber auch nur für flache Bogen gelten soll:

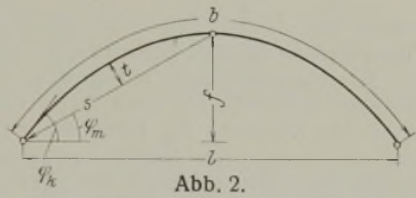


Abb. 2.

$$(3) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{1}{\left(\frac{\pi}{2K} \cdot l\right)^2}$$

Der Wert  $K$  findet sich durch Probieren aus der Gleichung

$$(3a) \quad \operatorname{tg} K + \frac{3 \vartheta [K^2(2K^2 + 1) + 16(\sec K - 1)]}{K[K^2(6 - 7\vartheta) - 120\vartheta]} = 0$$

mit

$$\vartheta = 8 \left(\frac{f}{l}\right)^2$$

In den „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“ (DIN 1075) findet sich die Gleichung:

$$(4) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \cos \varphi_m \cdot \frac{1}{l_k^2}$$

wobei

$$l_k = 1,28 s \sqrt{\frac{1 - 2\left(\frac{t}{s}\right)^2}{1 + 8\left(\frac{t}{s}\right)^2}} \quad \text{für } \frac{t}{s} < 0,186$$

$$l_k = \frac{1}{2} \cdot b \quad \text{für } \frac{t}{s} > 0,186$$

b) Der Zweigelenkbogen.

Man gelangt zu einem kritischen Horizontalschub für flache Bogen:

$$(5) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{1}{s^2}$$

Einen ähnlichen Ausdruck für Parabelbogen gibt Rud. Mayer<sup>5)</sup>.

$$(6) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{(2\pi)^2 - \left(\frac{b}{r}\right)^2}{b^2 \left[1 + \left(\frac{2\pi i}{b}\right)^2\right] \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{l}\right)^2}}$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$$

Fritsche rechnet bei Zweigelenkbogen mit

$$(7) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{1}{\left(\frac{\pi}{2K} \cdot l\right)^2}$$

$K$  wird wieder durch Probieren gefunden aus

$$\operatorname{tg} K + \frac{\vartheta(2K^2 - 3)}{3K(4 - \vartheta)} = 0$$

<sup>4)</sup> J. Fritsche, Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogen-trägern, Bautechn. 1925, Heft 35.

<sup>5)</sup> Rud. Mayer, Die Knickfestigkeit.

$$\text{Es ist wieder } \vartheta = 8 \left(\frac{f}{l}\right)^2$$

In den „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“ (DIN 1075) findet man

$$(8) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \cos \varphi_m \cdot \frac{1}{l_k^2}$$

$$\text{mit } l_k = \frac{1}{2} \cdot b$$

c) Der beiderseits eingespannte gelenklose Bogen.

Es wurde entwickelt:

$$(9) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{1}{\left(\frac{2}{3} \cdot s\right)^2}$$

In ähnlicher Weise findet Rud. Mayer<sup>4)</sup>

$$(10) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{(3\pi)^2 - \left(\frac{b}{r}\right)^2}{b^2 \left[1 + \frac{(3\pi i)^2}{b^2}\right] \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{l}\right)^2}}$$

Fritsche gibt

$$(11) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \frac{1}{\left(\frac{\pi}{2K} \cdot l\right)^2}$$

$$(11a) \quad \operatorname{tg} K = \frac{K(12 + 7\vartheta)}{12 + \vartheta(6K^2 - 12)} = 0$$

mit

$$\vartheta = 8 \left(\frac{f}{l}\right)^2$$

In den „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“ (DIN 1075) findet man

$$(12) \quad H_K = \pi^2 E J \cdot \cos \varphi_m \cdot \frac{1}{l_k^2}$$

mit

$$l_k = \frac{1}{3} b$$

d) Zusammenstellung der theoretischen Werte.

Für verschiedene Verhältnisse  $\frac{f}{l}$  und einen konstanten Wert

$$E J_0 = 30\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

sind für jede Bogenart nach den einzelnen Gleichungen die Werte  $H_K$  berechnet und in Abb. 17 u. 18 aufgetragen worden. Fast alle Kurven zeigen eine gesetzmäßige Abnahme von  $H_K$  bei wachsendem  $\frac{f}{l}$ . Je steiler der Bogen, desto kleiner der kritische Horizontalschub  $H_K$ .

## II. Versuchsanordnung.

Es wurden Stahlbogen aus St 80 mit einem Elastizitätsmodul  $E = 2\,072\,500 \text{ kg/cm}^2$  aus geraden Stahlbändern ( $30 \cdot 4 = 120 \text{ mm}^2$ ) mit Hilfe von Holzschablonen in kaltem Zustande hergestellt. Um Biegung auszuschalten und Stützlinie und Bogenachse zusammenfallen zu lassen, waren alle Bogen entsprechend der gleichmäßig verteilten Belastung als symmetrisch quadratische Parabeln geformt. Als theoretische Stützweite wurde einheitlich  $l = 180 \text{ cm}$  gewählt.

Die steilen Bogen hatten  $\frac{f}{l} = \frac{1}{3}$  und  $\frac{1}{5}$ ,

die mittleren Bogen hatten  $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ ,

die flachen Bogen hatten  $\frac{f}{l} = \frac{1}{9}$  und  $\frac{1}{12}$ .

Als Bogensysteme wurden untersucht der Dreigelenkbogen, der Zweigelenkbogen, der Eingelenkbogen und der eingespannte Bogen.

Die Ausbildung des kombinierten Blatt- und Schneidengelenks im Scheitel, des reinen Schneidengelenks im Kämpfer sowie der verstellbaren Einspannvorrichtung am Kämpfer ist aus Abb. 3 bis 15 ersichtlich.

An Stelle der gleichmäßig verteilten Belastung traten anfänglich sieben in gleichmäßigen Abständen wirkende gleich große Einzellasten. Da aber bei den Bogensystemen mit Scheitelenk eine Belastung im Scheitelenk selbst vermieden werden mußte, wurden später bei allen Bogenarten einheitlich acht gleich große und gleich weit entfernte Einzellasten angehängt. Jede Hängestange, an deren unterem Ende die Last angebracht wurde, war am oberen Ende gelenkig an einem Klemmring befestigt, durch den der Bogen hindurchlief und mit Holzkeil und Klemmschraube festgehalten war. Als Belastungsmaterial wurde Stahlsand verwendet, der sich mit Hilfe einer einfachen Berieselungsvorrichtung langsam und gleichmäßig auf alle an den Zugstangen hängenden Lasten verteilen ließ. An den sieben oder acht Lastangriffstellen der Bogenachse wurden bei den einzelnen Laststufen mit Hilfe von Fadenkreuzfernrohren die lotrechten und waagerechten Verschiebungen abgelesen.



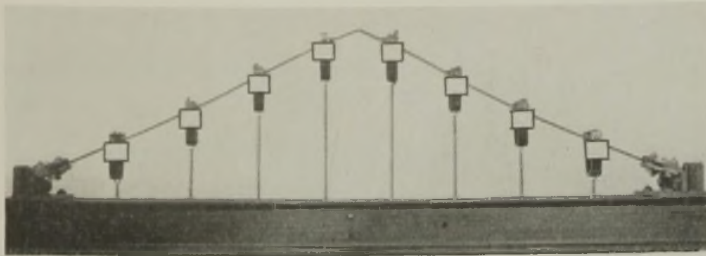


Abb. 3. Dreigelenkbogen. Knickform 1.  
 $l = 180 \text{ cm}, f = 36 \text{ cm}, \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, F = 30 \cdot 3,95 \text{ mm}^2.$

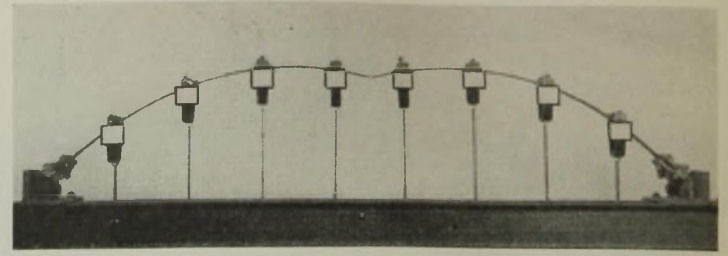


Abb. 4. Dreigelenkbogen. Knickform 2.  
 $l = 180 \text{ cm}, f = 36 \text{ cm}, \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, F = 30 \cdot 3,95 \text{ mm}^2.$

III. Versuchsdurchführung.

Die Gewichte der verschieden langen Hängestangen wurden zunächst durch Stahlsand in den Eimern ausgeglichen. Dann wurde die kritische Belastung durchschnittlich in fünf bis acht Stufen durch Zugabe von abgewogenem Stahlsand aufgebracht. Um den Versuchsbogen bis zum Augenblick des Ausknickens möglichst nur durch Normaldrücke zu beanspruchen und jede Biegung fernzuhalten, mußten die durch unvermeidbare Unregelmäßigkeiten bei der Bogenformgebung oder Belastung verursachten und sichtbaren Abweichungen der Bogenachse von der Parabelform durch kleine Zusatzlasten wieder rückgängig gemacht werden. Unterließ man dies, so wuchsen diese ursprünglich kleinen unregelmäßigen Verformungen und somit auch die Biegemomente so rasch, daß der Bogen schon bei kleiner Belastung nicht durch Ausknicken seine Tragkraft verlor, sondern infolge allzu großer Beanspruchung durch Biegemomente.

Die typischen Knickformen der Bogen konnten nach einiger Erfahrung einwandfrei beobachtet und festgestellt werden. Einen guten Anhalt für sie gaben auch die Schwingungen, die jeder Bogen bei einem symmetrisch oder unsymmetrisch einwirkenden Stoß zeigte. Je näher man der kritischen Belastung kam, desto träger schwang der Bogen um seine Gleichgewichtslage, um endlich auszuknicken, also eine unendlich große Schwingungsdauer anzunehmen. Der ursprünglich straffe Bogen schwingt anfangs nach jedem Impuls lebhaft und frisch um seine Gleichgewichtslage, wird aber bei zunehmender Belastung immer schlaffer, träger und müder, so daß man ihm die nahe Erschöpfung deutlich anmerkt. Die Schwingungslinien geben in ihren Knoten die Wendepunkte beim künftigen Ausknicken wieder. Es wurde versucht, sie im Lichtbilde festzuhalten.

IV. Die versuchstechnisch gefundenen Knickformen der Bogenträger.

a) Knickformen des Dreigelenkbogens (Abb. 3 u. 4).

Bei der Durchführung der Versuche wurden drei Knickformen beobachtet. Bei der Knickform (1) verläßt der Bogen die labil gewordene Gleichgewichtsform und nimmt die steile, aber symmetrische Lage nach Abb. 3 ein. Sie stellt eine neue Gleichgewichtslage dar und ist dadurch möglich, daß durch die Hebung des Scheitels der Pfeil  $f$  größer und der Horizontalschub  $H$  verkleinert wird. Bei Knickform (2) der Abb. 3 weicht

das Scheitelgelenk nach unten aus. Die dadurch verursachte Verkleinerung des Pfeilverhältnisses bewirkt eine Vergrößerung des Horizontalschubes. Eine Gleichgewichtslage ist hier nicht mehr zu erreichen, der Bogen wird zerstört (Abb. 4).

Diese beiden symmetrischen Knickfälle werden aber nur bei flachen Bogen beobachtet. Durch eine kleine äußere Einwirkung ging die Knickform (1) in die Form (2) über.

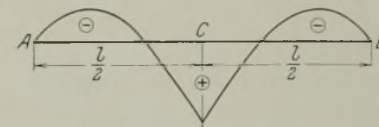


Abb. 5. Einflußlinie der Scheitelsenkung beim Dreigelenkbogen.

Zunächst überrascht die Knickform (1), die ein Ausknicken des Bogenscheitels nach oben zeigt. Sie wird aber begreiflich, wenn man bedenkt, daß die Lasten im Bogenviertel und dessen Nähe schon im normalen Falle eine Hebung des Bogenscheitels bewirken, weil die Einflußlinie der Scheitelsenkung, als Biegelinie für die Einheitslast im Scheitel betrachtet, die Gestalt nach Abb. 5 hat.

Bei Dreigelenkbogen mit großem Pfeil stellte sich eine antisymmetrische Knicklinie wie beim Zweigelenkbogen (Abb. 5) ein. Beim Erreichen der Knickkraft  $H_K$  zeigte der Bogen die Neigung, entweder nach links oder nach rechts seitlich auszuweichen. Der Hebung des Bogens auf der einen Seite entsprach eine Senkung auf der anderen Seite.

Die Wirkung des Scheitelgelenks tritt bei steilen Bogen immer mehr zurück. Sowohl hinsichtlich der Knickform wie der Knickkraft verhielt sich der steile Dreigelenkbogen wie ein Zweigelenkbogen. Eine Gleichgewichtslage war nicht zu erreichen.

Bei Pfeilverhältnis  $\frac{1}{5}$  zeigte der Dreigelenkbogen die Neigung, alle drei Knickformen anzunehmen.

Bogen mit  $\frac{f}{l} > \frac{1}{5}$  sind also steile, mit  $\frac{f}{l} < \frac{1}{5}$  aber flache Dreigelenkbogen in diesem Sinne.

b) Die Knickform beim Zweigelenkbogen (Abb. 6, 7, 8, 9).

Es wurde sowohl bei den flachen wie bei den steilen Bogen die bei den theoretischen Untersuchungen der Knicklast bisher angenommene

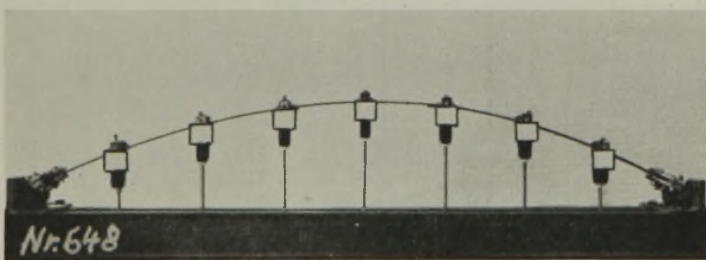


Abb. 6. Flacher Zweigelenkbogen vor dem Ausknicken.  
 $l = 180 \text{ cm}, f = 23,2 \text{ cm}, \frac{f}{l} = \frac{1}{7,75}, F = 31 \cdot 3,7 \text{ mm}^2.$

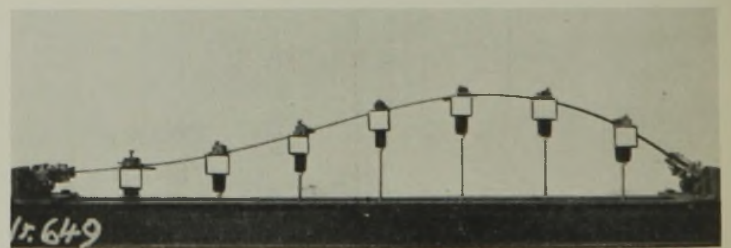


Abb. 7. Der Zweigelenkbogen der Abb. 6 nach dem Ausknicken.

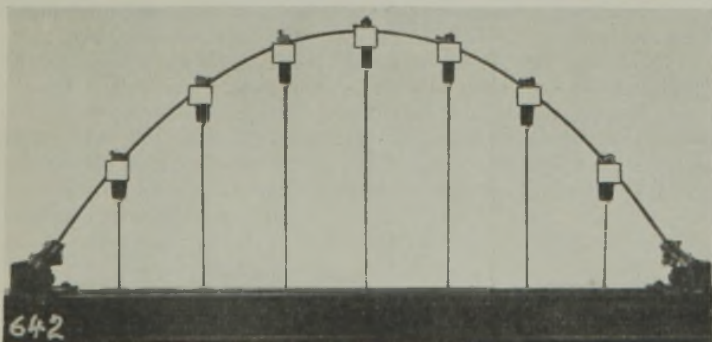


Abb. 8. Steiler Zweigelenkbogen vor dem Ausknicken.  
 $l = 180 \text{ cm}, f = 65,4 \text{ cm}, \frac{f}{l} = \frac{1}{2,75}, F = 31,4 \cdot 4,05 \text{ mm}^2.$

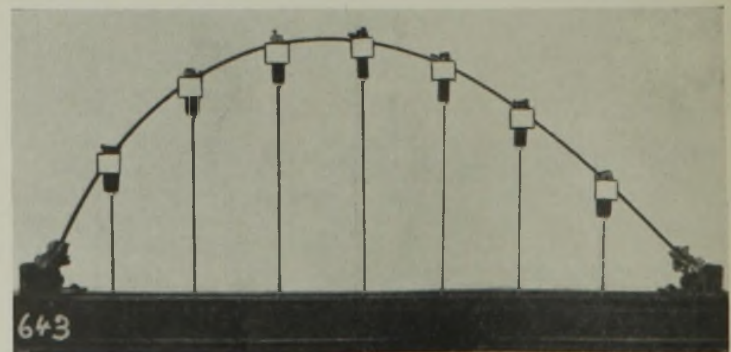


Abb. 9. Der Zweigelenkbogen der Abb. 8 nach dem Ausknicken.



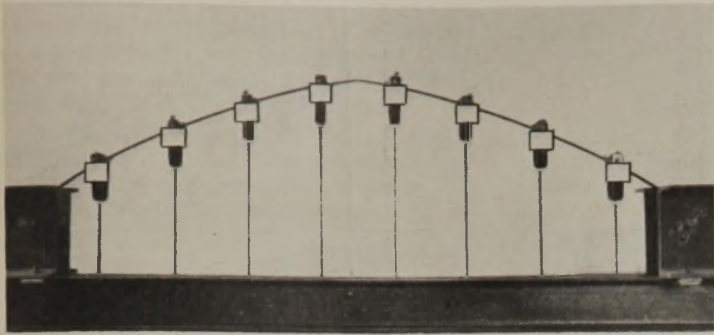


Abb. 10. Eingelenkbogen nach dem Ausknicken. Knickform 1.

$$l = 180 \text{ cm}, f = 36 \text{ cm} \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, F = 30 \cdot 3,8 \text{ mm}^2.$$

antisymmetrische Knickform nach Abb. 7 u. 9 beobachtet. Bei Erreichung der Knicklast war ein Abweichen der Bogenform aus der labilen, symmetrischen Lage sowohl nach rechts als auch nach links möglich. Eine Gleichgewichtslage war in keinem Falle mehr zu erreichen. Ausknicken bedeutete Zerstörung des Bogens.

c) Die Knickformen des Eingelenkbogens (Abb. 10 u. 11).

Beim flachen Eingelenkbogen ist wie beim flachen Dreigelenkbogen die symmetrische Knickform (1) oder (2) nach Abb. 10 u. 11 möglich, wovon erstere wieder eine Gleichgewichtsform darstellt, letztere aber die Zerstörung bringt. Bei steilen Bogen ergibt sich entsprechend dem Zweigelenkbogen Abb. 7 u. 9 die antisymmetrische Knickform, und die Wirkung des Scheiteltgelenkes verschwindet. Das Übergangspfeilverhältnis  $\frac{f}{l}$ , bei dem der Bogen jede der drei Knickformen annehmen kann, liegt hier etwa bei  $\frac{1}{4}$ .

d) Die Knickform des eingespannten Bogens (Abb. 12 bis 15).

Er verhält sich genau wie ein Zweigelenkbogen von kleinerem Pfeilverhältnis. Bei symmetrischer Last stellt sich ein „Festpunkt“ im Bogenscheitel ein (Abb. 13 u. 15). Die eine Bogenhälfte hebt sich, die andere senkt sich. Das Ausknicken bringt die Zerstörung.

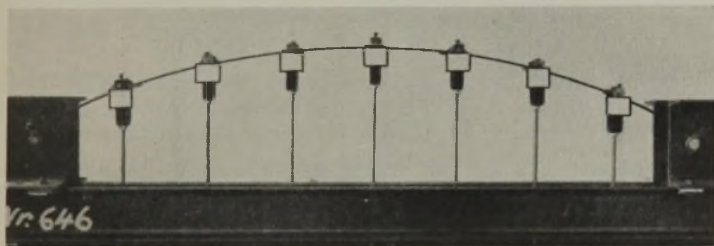


Abb. 12. Flacher, eingespannter, gelenkloser Bogen vor dem Ausknicken.

$$l = 180 \text{ cm}, f = 23,2 \text{ cm} \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{7,75}, F = 32 \cdot 3,75 \text{ mm}^2.$$

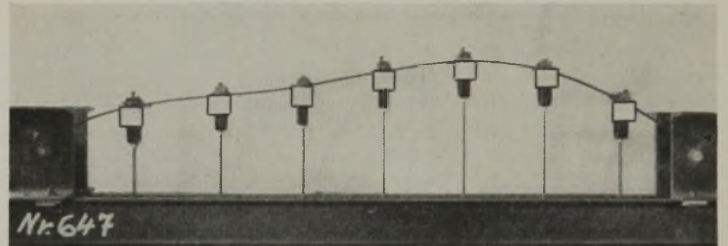


Abb. 13. Der flache eingespannte Bogen der Abb. 12 nach dem Ausknicken.

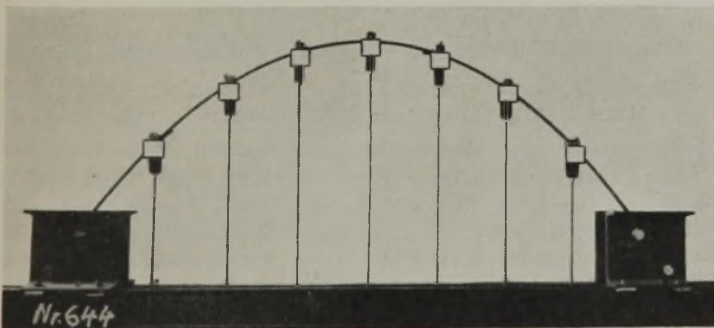


Abb. 14. Steiler, eingespannter, gelenkloser Bogen vor dem Ausknicken.

$$l = 180 \text{ cm}, f = 60,75 \text{ cm} \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{2,96}, F = 31,4 \cdot 4,05 \text{ mm}^2.$$

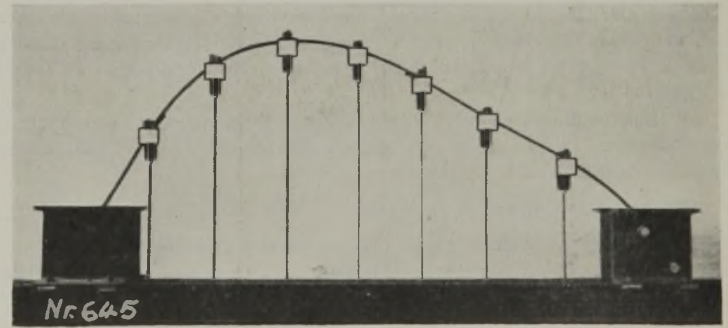


Abb. 15. Der steile, eingespannte Bogen der Abb. 14 nach dem Ausknicken.

### V. Die wirklichen $(EJ)_w$ -Werte der Bogen.

Zunächst war es nötig, den wirklich wirksamen Wert  $(EJ)_w$  des verwendeten Stahles zu bestimmen. Zu diesem Zwecke wurde jeder verwendete Bogen nach Beendigung des Versuches kalt geradegebogen und als frei aufliegender Balken belastet. Aus der gemessenen Durchbiegung der Balkenmitte fand man dann durch Rechnung die wirklich wirksamen Werte  $(EJ)_w$ . Sie zeigen Streuungen von 26 800 bis 35 600  $\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ , da der Stahlquerschnitt nicht konstant war.

Abb. 11. Eingelenkbogen nach dem Ausknicken. Knickform 2.

$$l = 180 \text{ cm}, f = 36 \text{ cm} \quad \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, F = 30 \cdot 3,8 \text{ mm}^2.$$

### VI. Berechnung des versuchstechnisch erreichten Horizontalschubes $H_w$ .

Unter der wahrscheinlichen Voraussetzung, daß sich die ganzen Vorgänge im elastischen Bereich abspielen, wurde bei Annahme einer praktisch unveränderlichen Achsform der zu der Belastung, bei der das Knicken beobachtet wurde, gehörige Horizontalschub  $H_w$  in der üblichen Weise durch Auswerten der Einflußlinie jeweils berechnet.

Der Einfluß der Achsverformung darf hier deswegen unbedenklich vernachlässigt werden, weil die Normalkräfte nur unbedeutende Spannungen  $\sigma_N$  verursachen. Im Höchsfalle ist  $\sigma_N = 70 \text{ kg/cm}^2$ . Der verformende Einfluß der Bogenmomente war durch die Versuchsanordnung, die Momente auszuschließen suchte, überdies weitgehend unterdrückt.

a) Der Dreigelenkbogen.

Es wurde durch Auswerten der Einflußlinie des Horizontalschubes für acht gleiche Einzellasten  $P$  der Ausdruck gefunden:

$$H = H_w = \frac{10l}{9f} \cdot P.$$

b) Der Zweigelenkbogen.

Die Einflußlinie des Horizontalschubes  $H$  hat beim Parabelbogen die Gleichung:

$$H = \frac{5l}{8f} \cdot P \left[ \left( \frac{a}{l} \right)^4 - 2 \left( \frac{a}{l} \right)^3 + \left( \frac{a}{l} \right) \right] \nu.$$

Daraus errechnet sich für die sieben Einzellasten  $P$ :  $H_w = \frac{l}{f} \cdot P \cdot 0,9869$ ,

für die acht Einzellasten  $P$ :  $H_w = \frac{l}{f} \cdot P \cdot 1,1108$ .

Die Steifigkeitszahl  $\nu$  ist in Wahrheit etwas kleiner als 1, praktisch genau gleich 1.

\*) Vgl. H. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 2. Abteil., 1925.



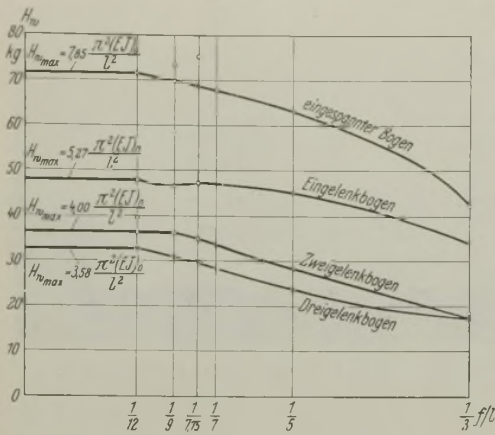


Abb. 16. Die Versuchswerte  $H_K$  abhängig vom Pfeilverhältnis.

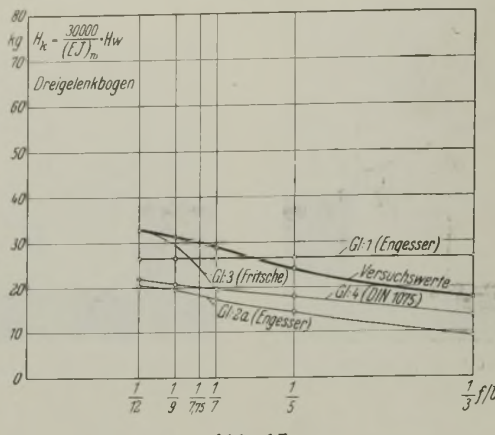


Abb. 17. Versuch und Theorie beim Dreigelenkbogen.

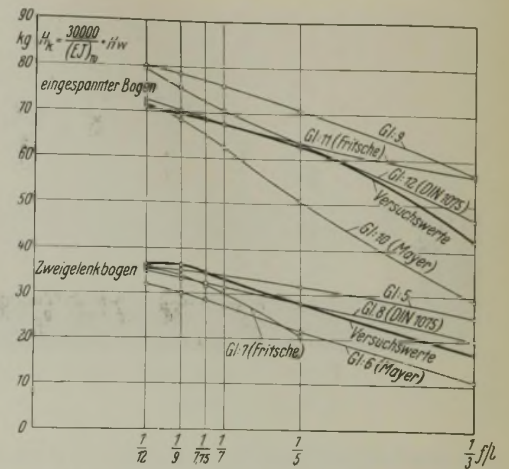


Abb. 18. Versuch und Theorie beim eingespannten und Zweigelenkbogen.

c) Der Eingelenkbogen.

Die Einflußlinie des Horizontalschubes  $H$  hat beim Parabelbogen die Gleichung:

$$H = \frac{5l}{48f} \left\{ 3 - 8 \left[ \left( \frac{a}{l} \right) - 2 \left( \frac{a}{l} \right)^4 \right] \right\} \cdot P \nu.$$

Daraus ergibt sich für die acht Einzellasten  $P$ :  $H = H_w = 1,1172 \cdot \frac{l}{f} \cdot P \nu$ .

Auch hier kann praktisch genau  $\nu = 1$  gesetzt werden.

d) Der eingespannte Bogen.

Die Einflußlinie des Horizontalschubes  $H$  hat beim Parabelbogen die Gleichung:

$$H = \frac{15l}{4f} \left[ \left( \frac{a}{l} \right)^4 - 2 \left( \frac{a}{l} \right)^3 + \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \cdot P \nu.$$

Es errechnet sich für die sieben Einzellasten:  $H = H_w = \frac{l}{f} \cdot \nu P$ ,

für die acht Einzellasten:  $H_w = 1,122 \cdot \frac{l}{f} \cdot \nu P$ .

VII. Die durch die Versuche gefundene Abhängigkeit des kritischen Horizontalschubes  $H_K$  von dem Pfeilverhältnis  $\frac{f}{l}$ .

In Abb. 16 sind für die vier verschiedenen Bogenarten die aus den Versuchen gefundenen kritischen Horizontalschübe in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis aufgetragen. Soweit sich beim ersten Auftragen der Versuchswerte Unstimmigkeiten ergaben, wurde der Versuch sorgfältiger wiederholt. Die Ursache solcher Streuungen liegt in dem Unterlassen peinlichster Versuchsdurchführung begründet, das sich besonders zu Beginn der Untersuchung bemerkbar machte. So hatten z. B. kleine Abweichungen der Bogenachse von der theoretischen Parabelform, Ungenauigkeiten bei der Einspannung und ähnliches, größeren Einfluß, als ursprünglich erwartet wurde. Aus diesen Gründen wurde auch von einer Mittelbildung Abstand genommen und wurden die Kurven nur durch die einwandfrei gefundenen Werte gelegt.

Bei allen vier Bogenarten nimmt der kritische Horizontalschub ab, je steiler der Bogen wird. Diese Abnahme ist offenbar am stärksten beim eingespannten Bogen. Beim Eingelenkbogen zeigt sich die gleiche Tendenz wie beim eingespannten Bogen; der Horizontalschub fällt aber weniger rasch.

Die Einspannung des gelenklosen Bogens bringt fast eine Verdoppelung des kritischen Horizontalschubes gegenüber den gleichgestalteten Bogen mit eins, zwei und drei Gelenken.

Der Eingelenkbogen ist für großes  $\frac{f}{l}$  den Bogen mit zwei und drei Gelenken etwas überlegen, zeigt aber für ganz flache Bogen eine kleinere Knickfestigkeit als der Zweigelenkbogen. — Die geringsten Knickfestigkeiten wurden beim Dreigelenkbogen beobachtet.

VIII. Ermittlung der größten Grenzwerte des kritischen Horizontalschubes  $H_K$  (Abb. 16).

Die Versuche an den flachen Bogen mit  $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$  wurden mehrmals mit größter Sorgfalt durchgeführt. Da im allgemeinen wohl keine flacheren Bogen zur Ausführung gelangen, so darf man die dabei gefundenen Werte des kritischen Horizontalschubes  $H_w$  praktisch als Größt- und Grenzwerte ansprechen. Für dieses Pfeilverhältnis gibt der

Bogen mit	0	1	2	3 Gelenken
$\max H_w =$	$7,85 \cdot \frac{\pi^2(EJ)_0}{l^2}$	$5,27 \cdot \frac{\pi^2(EJ)_0}{l^2}$	$4,00 \cdot \frac{\pi^2(EJ)_0}{l^2}$	$3,58 \cdot \frac{\pi^2(EJ)_0}{l^2}$
	$= 71,70 \text{ kg}$	$= 48,10 \text{ kg}$	$= 36,60 \text{ kg}$	$= 32,75 \text{ kg}$

Die Berechnung der freien Knicklänge  $s_k$  des geraden und mittig gedrückten Ersatzstabes mit dem gleichen konstanten Werte  $EJ$ , der bei gelenkiger Lagerung an den beiden Stabenden eine Knicklast  $P_K$  von der Größe dieser größten Horizontalschübe hat, ergibt für den

Bogen mit	0	1	2	3 Gelenken
$s_k =$	$0,36 l$	$0,43 l$	$0,50 l$	$0,53 l$

IX. Vergleich der Theorie mit den Versuchen.

Ein übersichtlicher Vergleich der Theorie mit der Wirklichkeit ergibt sich aus Abb. 17 u. 18.

a) Der Dreigelenkbogen (Abb. 17).

Gl. (1) nach Engesser gibt Mittelwerte, die unabhängig vom Pfeilverhältnis, bei flachen Bogen zu ungünstig und bei steilen Bogen zu günstig sind.

Gl. (2a) hat zwar richtigen Verlauf, gibt aber viel zu ungünstige Werte. Gl. (3) von Fritsche gibt für die ganz flachen Bogen von  $\frac{1}{9}$  bis  $\frac{1}{12}$  gute Werte.

Gl. (4) der DIN 1075 zeigt richtigen Verlauf, gibt aber zu kleine Werte und ist besonders für flache Bogen zu ungünstig.

b) Der Zweigelenkbogen (Abb. 18).

Auch hier trifft bei ganz flachen Bogen Fritsche ziemlich gut die Wirklichkeit. DIN 1075 gibt eine richtig verlaufende Kurve, die aber bei flachen Bogen etwas zu ungünstige, bei steilen Bogen etwas zu günstige Werte aufweist. Gl. (5) gibt für Bogen mit  $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$  und flacher gute Werte. Gl. (6) von Mayer verläuft grundsätzlich richtig, ergibt aber zu kleine Werte.

c) Der eingespannte Bogen (Abb. 18).

Gl. (9) zeigt richtigen Kurvenverlauf, gibt aber durchweg zu günstige Werte.

Gl. (10) von Mayer ist zu ungünstig und gilt nur für den ganz flachen Bogen mit  $\frac{1}{9}$  bis  $\frac{1}{12}$  Stich.

Gl. (11) von Fritsche gibt von  $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$  ab für flache Bogen gute Werte.

Gl. (12) der DIN 1075 ist beim Pfeilverhältnis  $\frac{1}{5}$  gut, zeigt sonst schwach abweichenden Verlauf und gibt etwas zu günstige Werte.

Die Versuche waren umfangreich, zeitraubend und kostspielig. Sie werden zu gegebener Zeit mit Bogen gleicher Gestalt, aber anderer Steifigkeit fortgesetzt werden. Solange sich hierdurch nicht noch genauere Werte ergeben, gestatten die heute schon gewonnenen Erkenntnisse eine einfache, überschlägliche, aber praktisch ausreichende Berechnung der Knicksicherheit vollwandiger Bogen beim einfachsten Belastungsfall.

Nutzenanwendung.

Man kann auf folgendem einfachem Wege den gefährlichen Bogen Schub ermitteln:

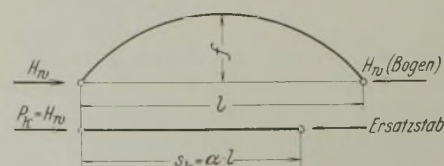


Abb. 19. Der Bogen mit veränderlichem  $J$  und sein gerader Ersatzstab mit konstantem  $J$ .

Bei symmetrischem Bogen mit veränderlichem Trägheitsmoment  $J$  nimmt man am besten einen geraden Stab als Ersatzstab an mit der gleichen Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes wie der Bogen. Man belastet ihn als frei



aufliegenden Balken mit einer Einzellast in der Mitte und berechnet in üblicher Weise die Durchbiegung. — Aus dieser Durchbiegung kann man den Wert  $EJ_0$  finden, der beim Stab von der gleichen Länge, aber nunmehr mit dem konstanten Trägheitsmoment  $J_0$  unter der gleichen Belastung die gleiche Durchbiegung aufweist.

An Stelle des wirklichen Bogens wird nun ein gerader, mittig gedrückter Stab mit dem eben gefundenen Werte  $EJ_0$  konstant über die ganze Stablänge  $s_k$  angenommen. Dieser Druckstab hat für die verschiedenen Bogenarten verschiedene freie Knicklängen  $s_k$ . Die freie Knicklänge ist stark abhängig von dem Pfeilverhältnis und beträgt  $\alpha\%$  der Bogenspannweite  $l$ . Aus den bisherigen Versuchen ergeben sich nebenstehende  $\alpha$ -Werte.

Aus dieser wirksamen Knicklänge  $s_k$  und dem wirksamen  $EJ_0$  berechnet sich im elastischen Bereich nach Euler und in dem unelastischen Bereich nach Engesser oder anderen die Knicklast  $P_K$  des mittig gedrückten Stabes mit gelenkiger Lagerung der beiden Stabenden.

Bogen mit	$f/l =$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$
3 Gel.	$\alpha =$	53	54	55	59	67	72
2 "	$\alpha =$	50	50	51	54	61	72
1 "	$\alpha =$	44	44	44	45	47	52
0 "	$\alpha =$	36	36	36	37	40	46

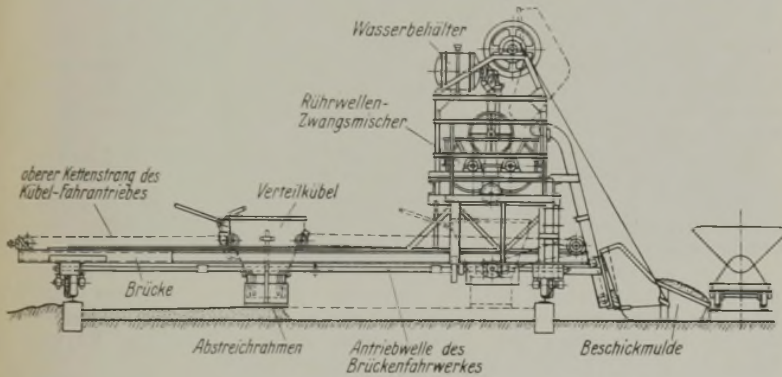
Der kritische Horizontalschub  $H_w$ , der den betrachteten wirklichen Bogen bei gleichmäßig verteilter Belastung zum Ausknicken bringt, ist gleich der vorhin gefundenen Knicklast  $P_K$  des geraden Ersatzstabes von der Länge  $s_k$  und dem gleichen wirksamen  $EJ_0$  wie der Bogen.

Wie bei manch anderen Aufgaben des Brückenbaues und der Baustatik führt auch hier der Versuch rasch und überzeugend zu praktisch brauchbarem Ergebnis. Man wird aus einem solchen Ausbau der experimentellen Statik noch große Vorteile ziehen können.

### Vermischtes.

**Technische Hochschule Aachen.** Dr.-Ing. Hans Spiegel ist zum Honorarprofessor in der Fakultät für Bauwesen an der Technischen Hochschule Aachen berufen worden.

**Betonverteiler mit Mischer für Straßenbauten.** Auf ein Gerät zum Verteilen von Beton für Straßendecken war in dieser Zeitschrift<sup>1)</sup> bereits hingewiesen worden. Der Grundgedanke eines solchen Gerätes wurde jetzt dadurch erweitert, daß auf die Brücke ein Mischer aufgebaut (s. Abb.) und der Kübel mechanisch verfahrbar gemacht wurde (Ausführung Gauhe, Gockel & Cie. G. m. b. H.). Die Laufräder der für Straßenbreiten von 6 bis 8 m verstellbaren Brücke werden auf beiden Seiten von einer durchgehenden Welle über ein Wendegetriebe für Vorwärts- und Rückwärts-



Betonverteiler mit Rührwellen-Mischmaschine.

Die zwischen 6 und 8 m Breite verstellbare Brücke läuft mit je zwei Rädern auf jeder Seite auf Schienen oder anderen Unterlagen längs der Straßenachse. Füllung des Mixers 500 oder 750 l.

fahrt von 10 m/min Geschwindigkeit angetrieben. Der Verteilkübel, der eine Trommelfüllung des Mixers fäßt, fährt bei Verwendung eines Rührwellenmischers unter das Mischergestell (s. Abb.), so daß der Beton aus der Bodenöffnung der Trommel unmittelbar in den Kübel fällt. Bei einem Kipptrommelmischer wird der daneben gefahrene Kübel durch eine einschwenkbare Schurre beschickt. Die Laufräder des Kübels werden durch eine endlose Kette angetrieben, deren Stränge durch den Kübel in Ummantelungen hindurchgeführt sind. An beiden Enden der Fahrbahn befinden sich Anschläge zum Stillsetzen des Kübels. Die Fahrgeschwindigkeit (12 m/min) ist so bemessen, daß ein Spiel des Kübels der Beschick- und Mischzeit des Mixers entspricht. Der Doppelklappenverschluß am Auslauf des Kübels kann je nach der Dicke der aufzubringenden Betonschicht mehr oder weniger geöffnet werden, wobei ein durch einen Hebel senkrecht verstellbarer Abstreichrahmen den Beton verteilt. Der Antriebsmotor von 10 bis 20 PS Leistung (je nach Größe des Gerätes) treibt den Mischer, den Beschickaufzug, das Brückenfahrwerk und den Verteilkübel an. Die Leistung der Geräte beträgt bei einer 15 cm dicken Decke 60 bis 105 m<sup>2</sup>/h.

Zur Beförderung von einer Baustelle zur anderen wird je ein vollkommeneres Zwillingrad auf jeder Seite der Brücke neben der Mischmaschine in der Längsrichtung angesteckt und das andere Brückenende mit einer Aufhängevorrichtung auf einem Sattelwagen oder Schlepper befestigt, nachdem die Beschickmulde mit ihrer Gleitbahn abgenommen worden ist.

R. —

**Prüfung der hydraulischen Bindemittel.** In einem Vortrage auf der 23. Verbandsversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik<sup>2)</sup> führte Dr. Haegermann, Karlshorst, u. a. folgendes aus:

Die Mindestforderungen an die Eigenschaften der Bindemittel sind abhängig vom Stande der Bindemitteltechnik und von der Art des Prüfverfahrens. Eine seit der ersten Normenaufstellung im Jahre 1878

immer wieder gestellte Frage lautet: Sind unsere Prüfverfahren noch zeitgemäß, d. h., welche Verbesserungen sind im Hinblick auf Änderungen in der Verarbeitungsweise des Betons erwünscht und welche weiteren Eigenschaften der Bindemittel sollten bei der Bewertung berücksichtigt werden?

Das Abbinden oder besser der „Erstarrungsbeginn“ wird nach den Deutschen und sämtlichen ausländischen Prüfvorschriften mit dem Nadelgerät (Vicat) bestimmt. Bei Vergleichsprüfungen sind oft erhebliche Unterschiede in den Ergebnissen beobachtet worden, so daß eine Verbesserung des Prüfverfahrens erwünscht ist. Die bisher vorgeschlagenen Verfahren haben sie nicht gebracht. Im Gegensatz zu den Unterschieden der Prüfungsergebnisse steht überdies die Tatsache, daß praktisch nur selten Meinungsverschiedenheiten über den Erstarrungsbeginn, die auf das Prüfgerät zurückgeführt werden, entstanden sind. — Über den Zeitraum, in dem der Zement nach dem Anmachen verarbeitet sein muß, damit keine Festigkeitseinbuße eintritt, geben Festigkeitsversuche den besten Aufschluß.

Die in den Deutschen Vorschriften enthaltenen Prüfverfahren für die Ermittlung der Raumbeständigkeit haben sich bewährt.

Gegen die Festigkeitsprüfung werden hingegen mit Recht Einwände erhoben; so wird geltend gemacht

1. daß der Mörtel zu trocken und die Stampfarbeit zu groß sei,
2. daß durch Verwendung des gleichkörnigen Normensandes Bindemittel mit großem Volumen zu günstig beurteilt werden; denn bei den gemischtkörnigen Sanden der Praxis wird die Füllwirkung größtenteils oder ganz aufgehoben,
3. daß der Zugversuch zu große Schwankungen aufweise.

Für eine wesentliche Steigerung des Wasserzusatzes ist der heutige Normensand ungeeignet, weil er zu sperrig ist und nicht genügend Wasser festzuhalten vermag. Aus diesem und dem unter 2. genannten Grunde ist die Schaffung eines geeigneten neuen Normensandes die wichtigste, aber auch die schwierigste Aufgabe. — Frühere Versuche des Deutschen und des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik haben keinen Erfolg gehabt, weil die Körnungen für den gemischtkörnigen Sand innerhalb zu enger Grenzen gewählt wurden. Wenn der heutige deutsche Normensand als Grundkörnung gewählt wird, dann gelingt es mit einem Zusatzsand, der auf dem Sieb DIN 1171 Nr. 70 (4900 Maschen/cm<sup>2</sup>) einen Rückstand von rd. 70% hinterläßt, das gleiche hinsichtlich der Festigkeit und des Wasserbedarfs zur Erzielung einer bestimmten Konsistenz des Mörtels zu erreichen, wie mit einem „ideal“ abgestuften gemischtkörnigen Sand, der alle Korngrößen vom feinsten Korn bis zum Normensandkorn enthält. Durch die Anwendung eines solchen gemischtkörnigen Sandes kann der Wasserzusatz erheblich gesteigert werden; überdies wird die Füllwirkung des Bindemittels aufgehoben.

Anstelle des 8-förmigen Zugprobekörpers wird ein Prisma 4 · 4 · 16 cm empfohlen, das in der Schweiz bereits eingeführt ist. Der Probekörper gestattet die Bestimmung der Biegezugfestigkeit und der Druckfestigkeit.

Die vorgeschlagenen Änderungen der Festigkeitsbestimmung werden zur Zeit von der vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen berufenen Forschungsgemeinschaft für den Betonstraßenbau nachgeprüft.

Für die Auslese der Zemente zu den Autobahnen spielt auch das Schwinden eine besondere Rolle. Die Prüfung auf Schwinden wird vor allem durch die lange Zeitdauer des Versuches erschwert; um diese Schwierigkeit zu beheben, dürfte es sich empfehlen, die Probekörper nach vorausgegangener Wasserlagerung über Calciumoxyd und gegebenenfalls bei erhöhter Temperatur, z. B. 50° C, zu lagern. Schwieriger als die Ausarbeitung eines Schwindversuches ist die eines Versuches, der die Neigung des Zementes zur Ribbildung unmittelbar erkennen läßt. Die Forschungsgemeinschaft für den Betonstraßenbau hat auch das Problem in das Arbeitsprogramm aufgenommen.

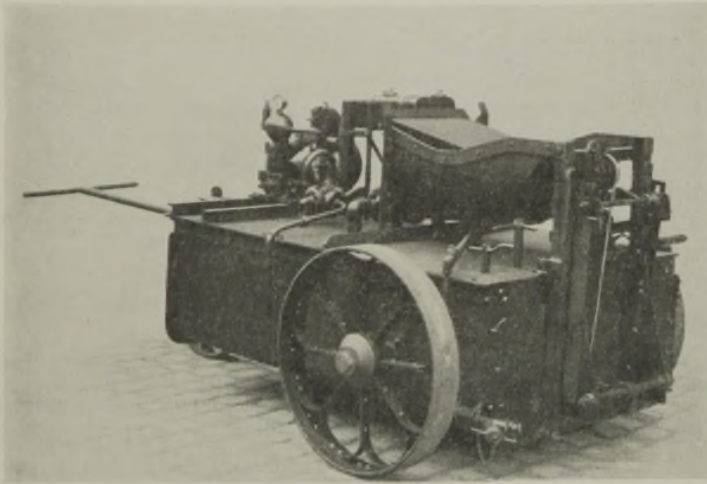
Für Zemente zu Sonderzwecken wird die Festlegung entsprechender Verfahren durch den Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik empfohlen; dabei wird, nur um einige zu nennen, gedacht an ein Verfahren zur Bestimmung der Wärmetönung beim Erhärten, wofür amerikanische Forscher ein Beispiel aufgestellt haben, und an ein Verfahren zur Bestimmung der Salzwasserbeständigkeit, denen Prüfverfahren für andere, bisher vernachlässigte Eigenschaften folgen könnten.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 37, S. 485.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1934, Heft 44, S. 588.



**Druckluft-Bitumenmaschine.** Mit dieser neuen Spritzmaschine (von Henschel & Sohn AG) (s. Abb.) können alle Heiß- und Kaltbaustoffe für Straßendecken ausgespritzt werden. Da der Luftverdichter für 3 bis 6 atü von einem DKW-Motor (3 PS Leistung) angetrieben wird, tritt eine Leistungssteigerung gegenüber den handbetriebenen Maschinen gleicher Größe ein. Beim Arbeiten wird das Gerät von Hand verfahren.



Druckluft-Bitumenmaschine.

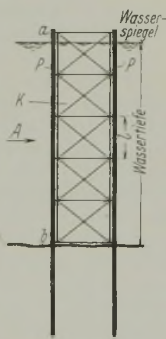
Fassungsvermögen 450 l. Gewicht 900 kg. Länge ohne Deichsel 2,25 m. Gesamthöhe 1,30 m.  
Größte Breite 1,50 m. Hubkraft des Faßaufzuges 400 kg. Spritzleistung 1500 kg/h.

Zum Beschicken der beiden 225-l-Kessel, die mit einem Schutzmantel gegen Wärmeverluste bei Anwendung des Heißverfahrens umgeben und im Fahrgestell tief gelagert sind, dient ein Faßaufzug. Das Gerät kann auch an einen großen Bitumenkochkessel angeschlossen werden, wobei infolge der geringen Bauhöhe des Gerätes der Spritzstoff der Maschine von selbst zuläuft und keine Betriebspausen entstehen. Die Schläuche und Spritzeinrichtungen lassen sich durch heiße Druckluft leicht reinigen. Zum Ausspritzen werden zwei 5 m lange Metallschläuche angeschlossen.

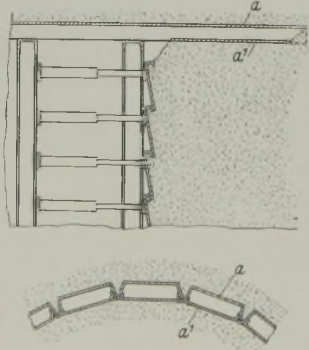
R.

### Patentschau.

**Verfahren zur Herstellung von aus gegeneinander verstreuten Pfählen bestehenden Pfahlböcken oder Pfahlrosten.** (Kl. 84c, Nr. 582236 vom 31. 12. 1931 von Vereinigte Stahlwerke AG in Düsseldorf.) Um die Pfahlgründung in großen Wassertiefen ohne Arbeiten unter Wasser zu ermöglichen, wird das Versteifungsgerüst über Wasser fertig zusammengebaut und dann abgesenkt. Im Gerüst sind Führungen für die einzusetzenden und einzurammenden Pfähle vorgesehen. Die Pfähle sind nach dem Rammen nur noch über Wasser mit dem Versteifungsgerüst fest zu verbinden. Der aus Fachwerk bestehende Käfig *K* wird fertig aufgestellt ins Wasser gelassen. Entsprechend der Feldweite *l* weist der Käfig seitliche Führungen *F* auf, durch die die Pfähle *P* eingefädelt und in den Boden gerammt werden. Der Käfig wird nach Abschluß der Rammarbeiten am oberen Ende, also oberhalb des Wasserspiegels mit den Pfählen *P* verbolzt oder vernietet. Unter Wasser ist eine feste Verbindung zwischen Käfig und Pfählen zur Übertragung lotrechter Kräfte nicht erforderlich.



**Tunnel- oder Stollenvortriebschild aus U-förmigen Vortriebsmessern.** (Kl. 19f, Nr. 578947 vom 7. 2. 1930 von Bauschäfer AG für bergmännischen Untergundbahn- und Tunnelbau in Berlin.) Um leichter als bisher feststellen zu können, ob die Vortriebsmesser aus der gewollten Richtung abgewichen sind, und um größere Abweichungen von der gewollten Richtung vermeiden zu können, werden die U-förmigen Messer *a* mit Hilfe eines Bodens *a*<sub>1</sub> kastenförmig ausgebildet. Sie werden nicht wie bisher auf die Länge eines Vortriebsabschnittes ununterbrochen vorgetrieben, sondern jeweilig nur auf einen Teil der Abschnittlänge. Der Boden *a*<sub>1</sub> des Kastens endet zweckmäßig in einem kleinen Abstände von der Messerspitze, so daß diese eine einwärts gerichtete Schrägfläche aufweist, wodurch das Anbringen von Kopfstücken an der Messerspitze erleichtert wird. Bei dem schrittweisen Vortrieb der Vortriebsmesser wird das in den Kasten eingedrungene Erdreich ausgeräumt und in die Lage der Vortriebsmesser mittels eines in den kastenförmigen Vorderteil eingeführten Meßgerätes, z. B. einer Wiegelatte, festgestellt; ist die Messerlage richtig, wird das Messer weiter vorgetrieben; ist es aus der richtigen Lage ab-



gewichen, werden vorn keilige Kopfstücke an ihm angebracht und solange an ihm belassen, bis das Vortriebsmesser unter der Wirkung dieser Kopfstücke wieder in die richtige Lage gelangt ist.

### Personalmeldungen.

**Bayern.** Der Reichsstatthalter in Bayern hat auf Vorschlag der bayer. Landesregierung mit Wirkung vom 1. September 1934 in etatmäßiger Weise befördert: den mit dem Titel und Rang eines Regierungsoberbaurates ausgestatteten Bauamtsdirektor und Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Neu-Ulm Eduard Hohenleitner zum Oberregierungsrat an der Regierung von Oberfranken und Mittelfranken, K. d. L.; den mit dem Titel und Rang eines Regierungsoberbaurates ausgestatteten Bauamtsdirektor und Vorstand des Kulturbauamtes Wilhelm Ottmar Huß zum Regierungsoberbaurat bei diesem Amte; mit Wirkung vom 1. Oktober 1934 den mit Titel und Rang eines Oberregierungsrates ausgestatteten Bauamtsdirektor und Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Bamberg Eduard Dürst auf sein Ansuchen wegen nachgewiesener Dienstunfähigkeit mit dem Ausdruck des Dankes für seine treuen Dienste in den dauernden Ruhestand versetzt; mit Wirkung vom 1. November 1934 den mit Titel und Rang eines Oberregierungsrates ausgestatteten Regierungsbaurat I. Kl. im Staatsministerium des Innern August Schüller zum Bauamtsdirektor und Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Regensburg; in etatmäßiger Eigenschaft unter Berufung in das Beamtenverhältnis ernannt: den Bauassessor bei der Regierung von Niederbayern und der Oberpfalz, K. d. L., Otto Bauschinger zum Regierungsbaurat am Landbauamt Amberg; den bei der Ministerialbauabteilung im Staatsministerium des Innern verwendeten Bauassessor bei der Regierung von Oberbayern, K. d. L., Karl Gsänger zum Regierungsbaurat beim Landbauamt Traunstein; den Bauassessor beim Kulturbauamt Hof Hermann Ehrmann zum Regierungsbaurat bei diesem Amte.

Kraft allgemeiner Ermächtigung durch den Reichsstatthalter in Bayern wird mit Wirkung vom 1. September 1934 der Regierungsbaurat am Landbauamt Nürnberg Dr.-Ing. Winfried Leonhardt in gleicher Diensteseigenschaft an das Landbauamt Ansbach berufen und der Regierung von Oberfranken und Mittelfranken, K. d. L., zur Dienstleistung zugeteilt; mit Wirkung vom 1. November 1934 der mit dem Titel und Rang eines Regierungsoberbaurates ausgestattete Bauamtsdirektor und Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Regensburg Josef Schmid in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Bamberg in etatmäßiger Weise berufen.

Der Reichsstatthalter in Bayern hat auf Vorschlag der bayer. Landesregierung mit Wirkung vom 1. Oktober 1934 den Bauassessor bei der Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg, K. d. L., Hans Poppel zum Regierungsbaurat am Straßen- und Flußbauamt Würzburg unter Berufung in das Beamtenverhältnis in etatmäßiger Eigenschaft ernannt.

Dem wegen Erreichung der gesetzlichen Altersgrenze mit Wirkung vom 1. November 1934 in den dauernden Ruhestand tretenden, mit Titel und Rang eines Regierungsoberbaurates ausgestatteten Bauamtsdirektor und Vorstand des Landbauamtes Amberg Ferdinand Rothe wurde für seine treuen Dienste der Dank ausgesprochen.

Der Reichsstatthalter in Bayern hat auf Vorschlag der bayerischen Landesregierung mit Wirkung vom 1. November 1934 den Regierungsbaurat I. Kl. bei der Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg, K. d. L., Hans Eitel zum Bauamtsdirektor und Vorstand des Landbauamtes Amberg in etatmäßiger Weise ernannt, den Regierungsbaurat I. Kl. beim Landbauamt Regensburg Ferdinand Wenning in gleicher Diensteseigenschaft an die Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg, K. d. L., in Würzburg in etatmäßiger Weise berufen, den Bauassessor bei der Regierung von Oberbayern, K. d. L., Karl Fischer zum Regierungsbaurat beim Landbauamt Regensburg unter Berufung in das Beamtenverhältnis in etatmäßiger Eigenschaft ernannt.

**Hessen.** Ernann wurden: der planmäßige außerordentliche Professor für aeronautische Meteorologie an der Technischen Hochschule Darmstadt Dr. Walter Georgii zum persönlichen Ordinarius, die Privatdozentin an der Technischen Hochschule Darmstadt Dr. Ottilie Rady zum außerplanmäßigen außerordentlichen Professor.

**Preußen.** Der Regierungsbaurat (W) Odenkirchen bei der Wasserstraßendirektion in Hannover ist zum Regierungs- und Baurat ernannt worden. Der Regierungsbaumeister (W) Fritz Küper ist unter Wiederübernahme in den Staatsdienst dem Neubauamte in Münster i. W. überwiesen worden.

**Sachsen.** Die Regierungsbauführer: Krauß, Wittgenstein, Schwarz, Haenel, Dr.-Ing. Rauda und Hoyer erhielten die Befugnis zur Führung der Bezeichnung „Regierungsbaumeister“.

**Württemberg.** Der Reichsstatthalter hat im Namen des Reichs den im Geschäftskreis des Technischen Landesamtes planmäßigen Baurat der Bes.-Gr. 4a Steinheil beim Straßen- und Wasserbauamt Ludwigsburg zum Vorstand dieses Amtes ernannt.

**INHALT:** Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Offen i. W. (Schluß) — Über die Knicksicherheit vollwandiger Bogen. — Vermischtes: Technische Hochschule Aachen. — Betonverteller mit Mischer für Straßenaufbau. — Prüfung der hydraulischen Bindemittel. — Druckluft-Bitumenmaschine. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.