

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 21. September 1934

Heft 41

## Salzlagerspeicher der N. V. Handelsmatschappy v. H. G. Eggink, Doesburg (Holland).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Hans Schauf, Niesky O/L.

Immer wieder hat sich gezeigt, daß sich Holz als Baustoff für Salzlagerspeicher ausgezeichnet eignet. Erstens wegen seiner Unempfindlichkeit gegen den Angriff der Salze, zweitens wegen seiner leichten Bearbeitung und somit raschen Fortganges der Arbeit und drittens wegen der Möglichkeit der Verwendung von landeseigenen Erzeugnissen. Für den Bau des im folgenden beschriebenen Lagerspeichers wurde der Entwurf der Dachkonstruktion, Binder und Wände einschl. der statischen Berechnung im Konstruktionsbüro der Abt. Freibau in Holz der Christoph & Unmack AG, Niesky O/L, ausgearbeitet. Die Gesamtkonstruktion wurde von Facharbeitern und unter der Leitung eines Spezial-Ingenieurs der Firma und zweier Richtmeister an Ort und Stelle hergestellt. Die metallenen Verbindungsmittel wurden im eigenen Werk ausgeführt. Der statischen Berechnung lagen mit wenigen Ausnahmen die preußischen Hochbauvorschriften zugrunde.

Hier wurden ausnahmsweise stählerne Patentsprossen (Wema) verwendet. Auf das übrige Dach verteilen sich sechs Pultoberlichter von 3 m Breite und 11 m Länge. Unter dem Firstoberlicht bewegt sich ein Förderband mit Abwurfwagen, ferner ist dort ein Laufsteg untergebracht. Der Fußboden wurde durch nebeneinander liegende 3 cm dicke Bohlen hergestellt. In der einen Längswand befinden sich zwei Drehtore von 3 m lichter Breite und 3,4 m Höhe. In den Giebelwänden sind je zwei Schiebetore von 3 m lichter Breite angeordnet. Im geraden Giebel erhält dieser eine lichte Höhe von 3,53 m, im schrägen Giebel dagegen von 6 m. In Abb. 2 ist ein Querschnitt der Tore mit 6 m Höhe wiedergegeben. Es sei noch bemerkt, daß diese Torart sich stets gut bewährt hat.

Die Pfetten sind durchweg als frei aufliegende Balken aufgefaßt worden. Ein Pfettenstoß ist im Querschnitt (Abb. 3) dargestellt.

### Die Binder.

Die Haupttragkonstruktion, bestehend aus neun geleimten Lamellenbogenbindern, stellt eine nicht alltägliche Leistung auf dem Gebiete der ingenieurmäßigen Holzkonstruktion dar. Die Stützweite der frei tragenden Bogen beträgt 54 m, deren gegenseitiger Abstand 5,4 m. Als System wurde mit Rücksicht auf die Herstellung, die Montage und den nicht ganz sicheren Baugrund ein Dreigelenkbogen mit einem stählernen Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubes gewählt. Außer der Eigenlast, dem Gewicht der Dachkonstruktion, dem Oberlicht, der Wirkung aus Wind und Schnee erhielten die Binder eine nicht unerhebliche Belastung durch das Förderband, den Abwurfwagen und den Laufsteg. Alle neun Binder haben dieselben geometrischen und statischen Abmessungen. Der aus zwei symmetrischen Hälften bestehende Bogen hat durchweg einen I-förmigen Querschnitt. Die Gesamtträgerhöhe schwankt zwischen 1 m am Binderfuß und Scheitel und 1,5 m an der stärksten Stelle. Abb. 3 zeigt eine Ansicht der vollwandigen Binder. Es wurden folgende Werte für die Belastung zugrunde gelegt:

Für die Oberlichter mit 40° Neigung	
Drahtglas $\frac{6}{8}$ mm, Sprossen und Verwahrung,	
Zargen und Pfetten . . . . .	40 kg/m <sup>2</sup>
Schnee . . . . .	75 "
Wind . . . . .	125 "

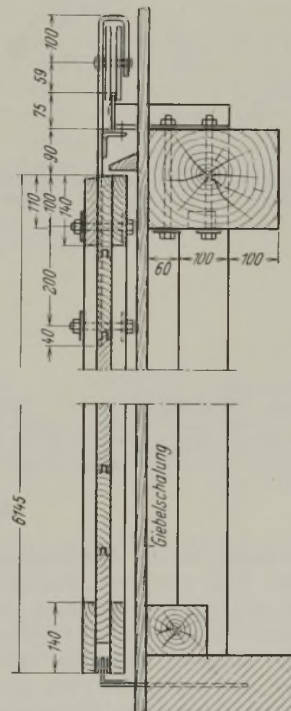


Abb. 2.

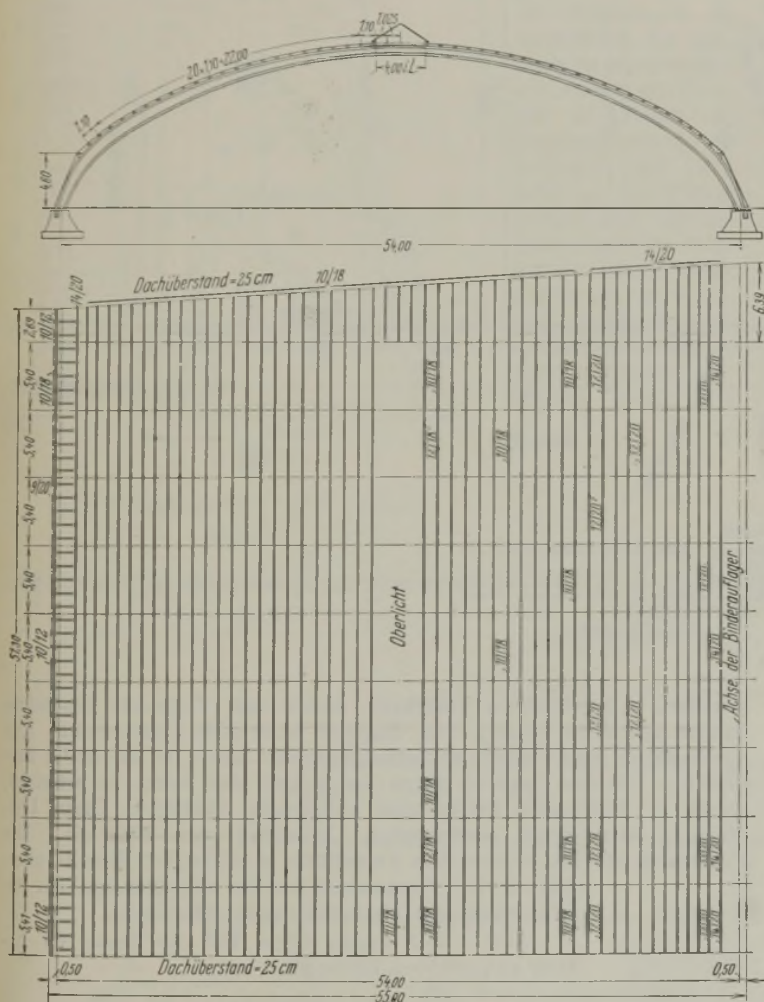


Abb. 1.

### Allgemeines.

Die Gesamtbreite der Halle beträgt 55 m. Die Giebelwände konnten aus örtlichen Gründen nicht parallel angeordnet werden, so daß ein Endfeld statt rechteckig trapezförmig ausgeführt werden mußte. Die mittlere Hallenlänge erhält man somit, wie aus Abb. 1 ersichtlich, zu  $5,41 + 8 \cdot 5,4 + (6,39 + 2,69) \frac{1}{2} = 53,15$  m. Die Halle ist so gebaut, daß sie sich ohne Schwierigkeit erweitern läßt. Die Dacheindeckung besteht aus doppellagiger teerfreier Pappe auf 24 mm dicker gespundeter Schalung. Die Seitenwände wurden durch parallel zum Binder laufende Sparren und darauf liegende und sich übergreifende Bretter gebildet. Im First befindet sich ein über die acht mittleren Felder laufendes 4 m breites Oberlicht.

Das beladene Förderband mit Abwurfwagen und Laufsteg hat ein Gewicht von 500 kg/m. Mit obigen Werten ergab sich das größte Moment zwischen den Punkten 2 und 3 (Abb. 3), und zwar zu  $-55,26$  tm. Dasselbst trat gleichzeitig eine Normalkraft von 27,14 t auf. Mit einer Trägerhöhe von 1,5 m erhielt man eine Beanspruchung von 94,9 kg/cm<sup>2</sup>. Die höchste Randspannung ergab sich jedoch am Punkte 3 dadurch, daß die Querschnittshöhe bereits um 3 cm gefallen war. Die Spannungen und Beanspruchungen wurden sorgfältig an jedem der bezeichneten Punkte untersucht. Die zulässige Beanspruchung der Leimfugen auf Abscheren wurde mit 12 kg/cm<sup>2</sup> angenommen. Am Auflager z. B. ergab sich eine Schubspannung von 19,48 kg/cm<sup>2</sup>. Hier wurde die Differenz zwischen  $\tau_{zul}$  und  $\tau_{vorh}$ , also 7,48 kg/cm<sup>2</sup>, durch entsprechend bemessene und gesetzte Bolzen übertragen.

Eine rasche Abnahme der Querkraft ermöglichte bald ein Weitersetzen der Bolzen. Der größte Horizontalschub beträgt 20,6 t. Für solche Teile, die gleichzeitig auf Druck und Biegung beansprucht sind, wurde die zulässige Spannung wie folgt herabgesetzt.



Wenn  $\sigma_B = \frac{M}{W}$ ,  $\sigma_D = \frac{P}{F}$   
ohne Knickbeiwert die vorhandenen Beanspruchungen und  $\sigma_B'$  und  $\sigma_D'$  die amtlich zugelassenen Beanspruchungen sind, so wurde gewählt:

$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_B' \cdot \sigma_B + \sigma_D' \cdot \sigma_D}{\sigma_B + \sigma_D}$$

Als Erläuterung zu Abb. 3 wäre noch folgendes zu bemerken:

Die Gurte der Bohlen bestehen aus fünf Bohlen je 2,4 cm dick und 30 cm breit, der Steg dagegen in der Nähe des größten Momentes aus 53 Bohlen von je 10 cm Breite. Bei den vorstehenden Konstruktionsarten werden übrigens sämtliche Bohlen gehobelt. Abb. 4 stellt einen Stoß bzw. die Anfänge der neuen Lamellen schematisch dar. Diese Stoßanordnung ist aus verschiedenen Gründen besonders erwähnenswert. Sie hat den Vorteil, daß die unschön wirkenden Stoßlaschen entfallen, ohne daß eine Schwächung der Randfaser eintritt, da gerade durch die Schrägung kein Querschnittverlust entsteht. Da die Leimfugen eine zum Teil

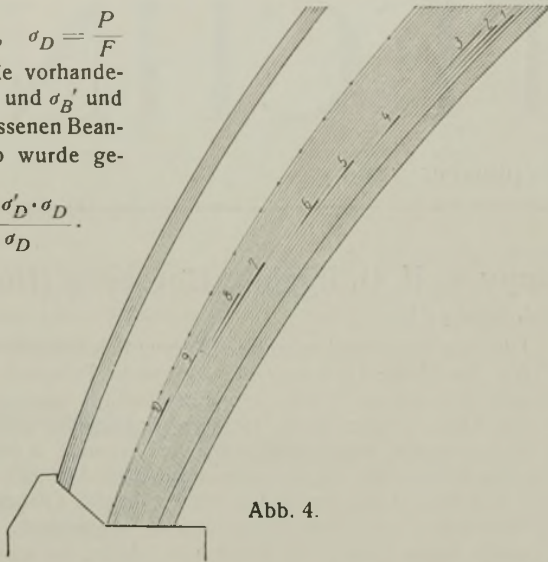


Abb. 4.

Gurte und nicht, um sich dem Momentenverlauf anzupassen, eine stufenförmige Absetzung der oberen Lamellen.

Mit außergewöhnlicher Genauigkeit wurden die Löcher für die 2 cm dicken Bolzen an der größten Trägerhöhe gebohrt. Es gehört immerhin eine große Geschicklichkeit dazu, um mit der elektrischen Handbohrmaschine die 1,5 m hohen Stellen einwandfrei durchzubohren. Die Stege der Bogen wurden alle 2,2 m durch hölzerne Laschen gegen Ausknicken gehalten, ferner sind die Untergurte an derselben Stelle gegen seitliches Ausweichen durch Kopfbänder gegen die Pfetten gestützt, so daß auch hier genügende Sicherheit gewährleistet ist. Das Scheitelgelenk wurde durch Keil und Nut gebildet, ferner durch zwei Sperrholzplatten gedeckt, jedoch nur so befestigt, daß die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigt wird. Die Auflagerfläche der Binderfüße ist entsprechend der Größe und Richtung der Reaktionen ausgebildet und außerdem für die Bauzeit durch zwei auch später bleibende Flacheisenanker in der erforderlichen Richtung

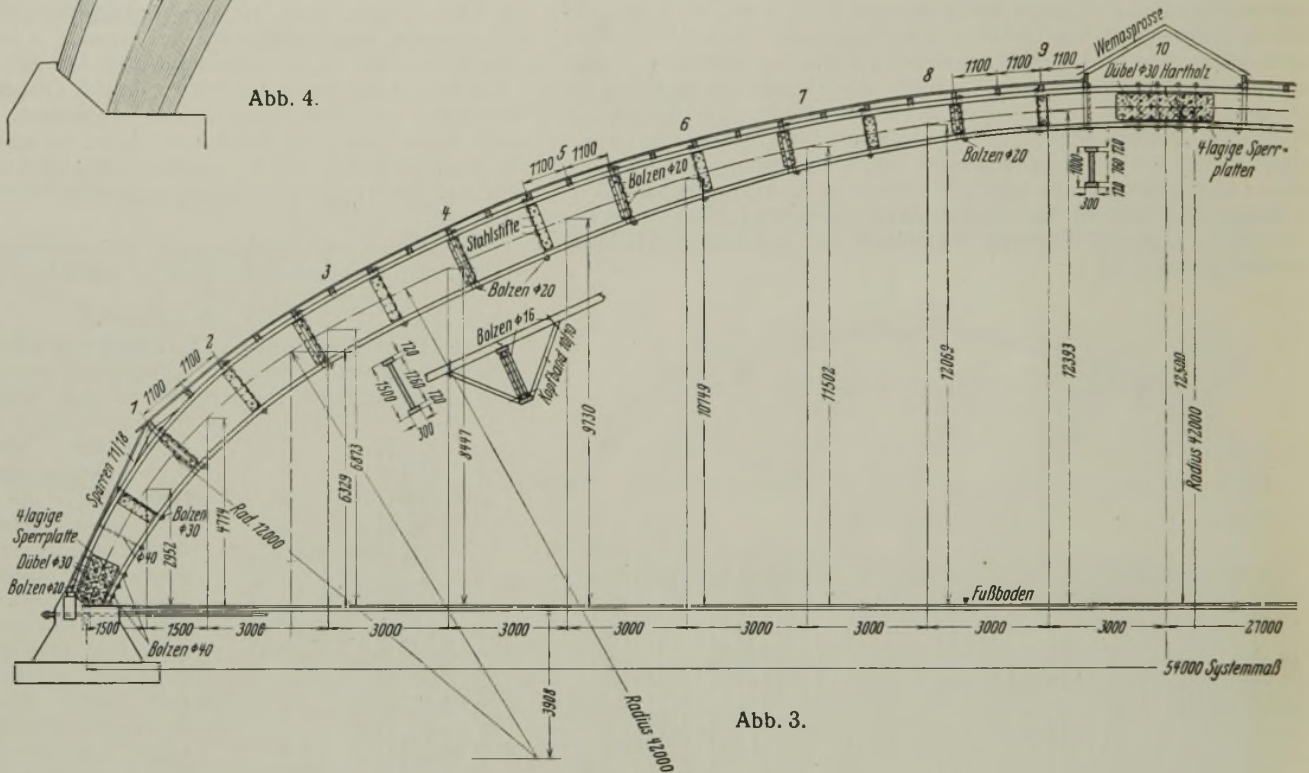


Abb. 3.

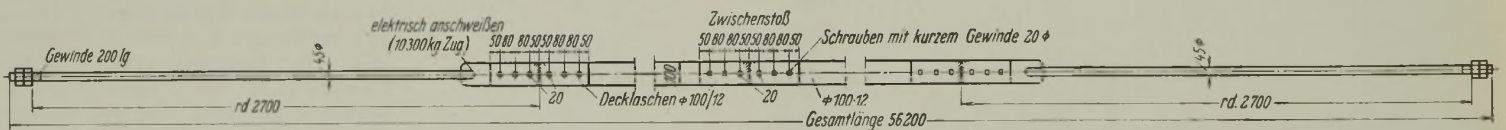


Abb. 5.

noch größere Tragfähigkeit als das Holz selbst haben, ist die Abschrägung somit noch unbedenklicher geworden. Bei den mehr zur Mitte gelegenen Lamellen hat man immer die Gewähr, daß der Druck einwandfrei auf den ganzen Querschnitt verteilt wird und nicht durch eine entstandene Fuge teilweise Überbeanspruchungen eintreten können. Außerdem sieht es besser aus als stumpf gestoßene Bretter und verhindert, daß sich Wasser in der Fuge absetzt, endlich erreicht man eine glatte Fläche der

gehalten. Als wichtigem Traggliede mußte dem Zugband besondere Sorgfalt geschenkt werden. Das Zugband ist in Abb. 5 dargestellt. Aus konstruktiven und Materialbeschaffungsgründen wurde es zweiteilig hergestellt. Um das Zugband gegen den Angriff des Salzes zu schützen, wurde es durch eine Betonschicht vollständig umkleidet. Diese Umkleidung hatte einen quadratischen Querschnitt von 20/20 cm. Die Horizontalkraft wird, wie aus Abb. 3 ersichtlich, durch zwei □-Eisen 16 übertragen. Die Fundamente wurden mit Rücksicht auf die Kostenfrage aus Hartbrandziegeln hergestellt.

Abb. 6 u. 7 zeigen einen Teil der Binder im bereits aufgestellten Zustande.

**Die Giebelwände.**

Jeder der beiden Giebelwände erhielt zwei Tore. Die allgemeine Anordnung geht aus Abb. 8 hervor. Die Giebelwände bestehen aus senkrechten und waagerechten Stäben. Die Riegel wurden sämtlich als Gelenkträger ausgebildet. Während die oberen Riegel nur die Windlast zu übertragen haben, werden die unteren durch den von innen nach außen wirkenden Salzdruck belastet. Ein Blick auf Abb. 8 läßt sofort erkennen, daß aus diesem Grunde die unteren Riegel entsprechend kräftiger ausgefallen sind, außerdem mußten diese mit Rücksicht auf die Wandverkleidung enger gesetzt werden. Sämtliche Längsriegel sind gegen Umkanten durch die an den Bockstützen angebrachten Konsole gestützt. Als Haupttragkonstruktion der Giebelwände dienen die Bock-

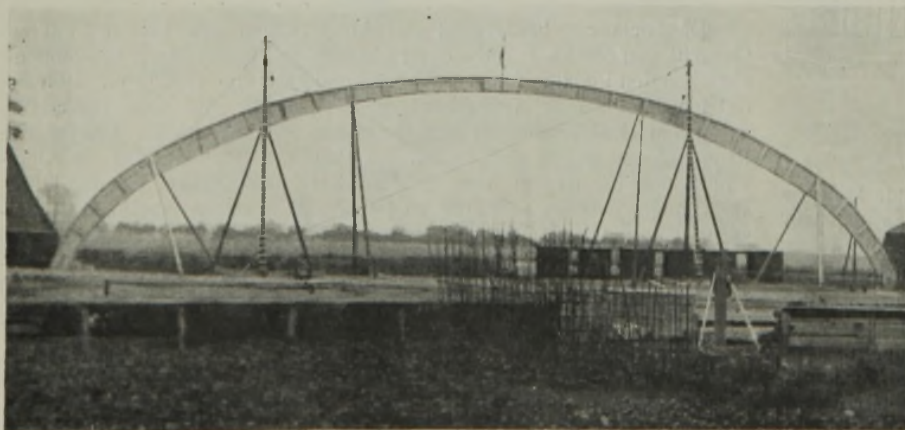


Abb. 6.



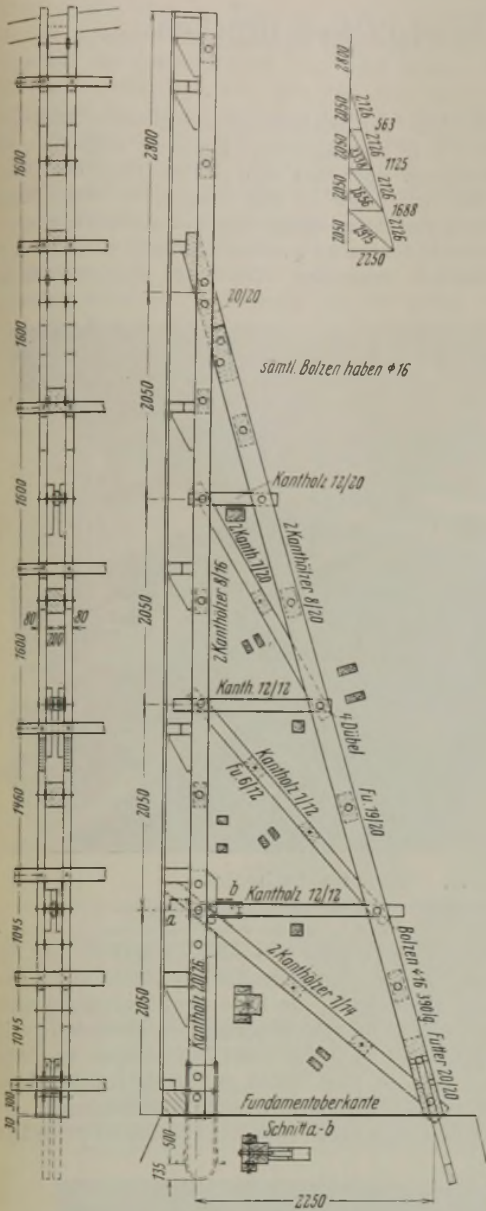


Abb. 9.



Abb. 7.

stützen (Abb. 9). Die Eigenart dieser Tragglieder liegt darin, daß diese die waagerechten Lasten, also Wind und Salzdruck, unabhängig von der übrigen Halle aufnehmen. Da jedoch kein Endbinder vorhanden ist, übernehmen die Bockstützen die halbe Dachlast der Endfelder, und zwar in der Form, daß die Pfetten auf biegefesten Balken aufliegen, die ihrerseits auf den Stützen gelagert sind. Die Einspannung der Bockstützen wird durch stählerne Anker erzielt, die durch Flacheisendübel mit der Holzkonstruktion verbunden sind. Um

eine einwandfrei passende Verbindung der Anker mit den Stützen bzw. Streben zu erreichen, wurden die Flacheisendübel nach dem Errichten der Stützen angebracht. Infolge der großen Normalspannungen und der gleichzeitig auftretenden Biegemomente im unteren Teil der senkrechten Stiele mußten diese im unteren Felde durch Kanthölzer 20/26 verstärkt werden.

#### Die Montage.

Das Hochziehen geschah mittels Handwinden. Nach der Fertigstellung der ersten beiden Bogenhälften wurden diese, wie aus Abb. 7 zu ersehen ist, hochgekatet, so daß Fuß und Scheitel den Boden berührten. Als dann wurde mit Hilfe zweier dreieckförmig gestützten und abgeheilten Richtbäume jede Bogenhälfte in das Seil genommen und mittels Handwinden hochgezogen, und zwar so hoch, daß eine Klaffung von etwa 50 cm am Scheitel entstand. Durch ein präzises und gleichmäßiges Nachlassen lagen die Scheitelflächen bald gegeneinander, und der Bogen trug sein Eigengewicht. Als Nächstes wurde das Scheitelgelenk mit den bereits erwähnten Sperrholzplatten gedeckt, dann wurden die Ankerbolzen eingezogen. Durch eine viermalige beiderseitige Abstützung des fertigen Bogens war dieser gegen Umkippen gesichert. Die hier gemachten Erfahrungen waren für die Errichtung der weiteren acht Bogen wertvoll, und es standen nach kurzer Zeit die neun meines Wissens weitestgespannten geleimten vollwandigen Holzbogen.

Die gesamte Montage wurde ohne unangenehme Zwischenfälle und stets besichtigt von vielen Fachkundigen und Laien in unerwartet kurzer Zeit beendet.

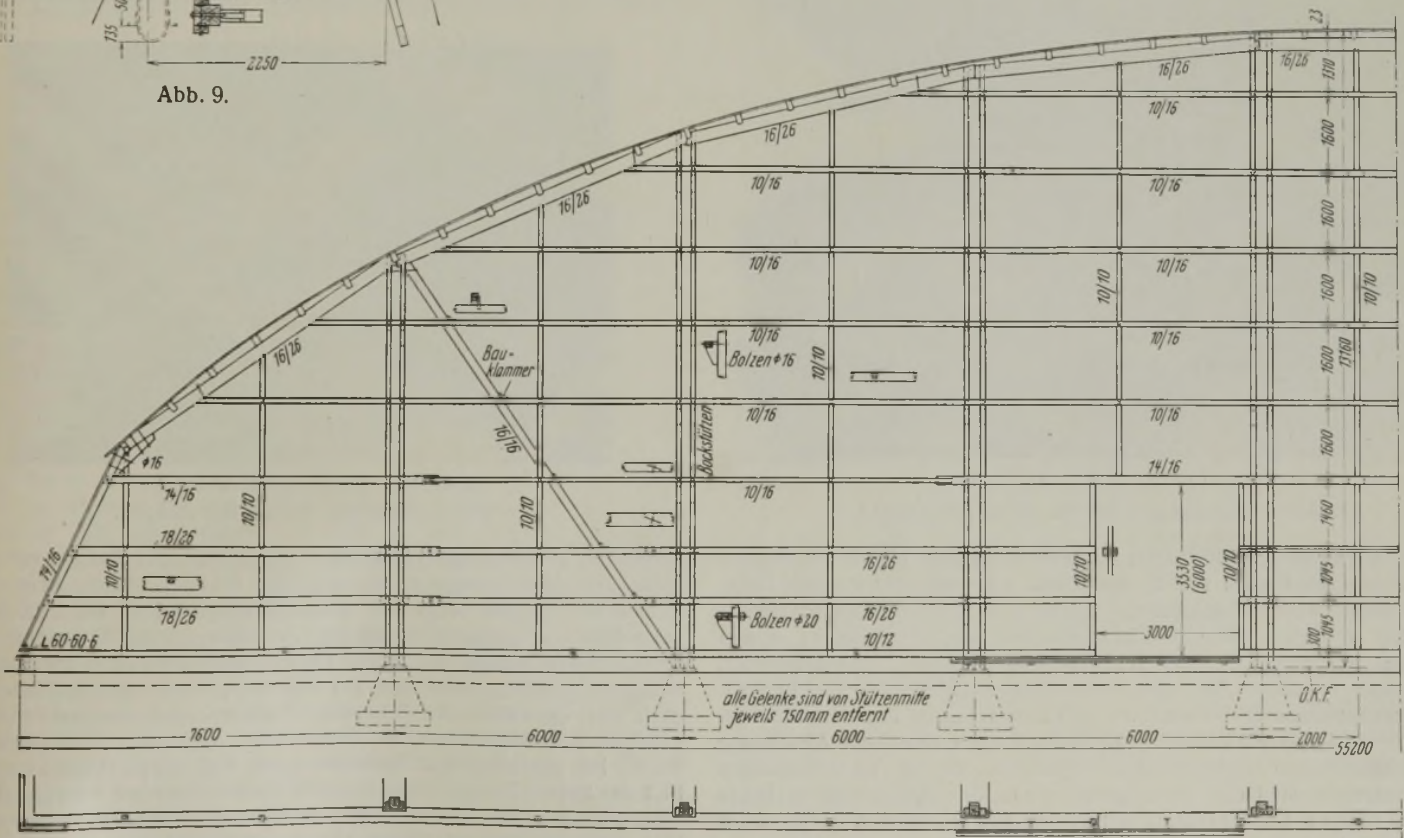


Abb. 8.



## Die Entwicklung der Schienenübergänge auf festen und beweglichen Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahn-Dipl.-Ing. Kober, Stettin.

(Schluß aus Heft 38.)

Bauart 3, genannt „Bauart Kober“.

Das bei Bauart 1 trotz des Anpressens der stumpfen Schienenzungen und ihrer Auflagerung auf der gemeinsamen Unterlagsplatte vom Verfasser beobachtete starke Hämmern der Räder an der Übergangsstelle ließ den Gedanken aufkommen, auch den stumpfen Stoß der Schienenzungen durch einen zweiten Schrägschnitt zu ersetzen und dadurch einen stoßfreien Übergang zu schaffen.

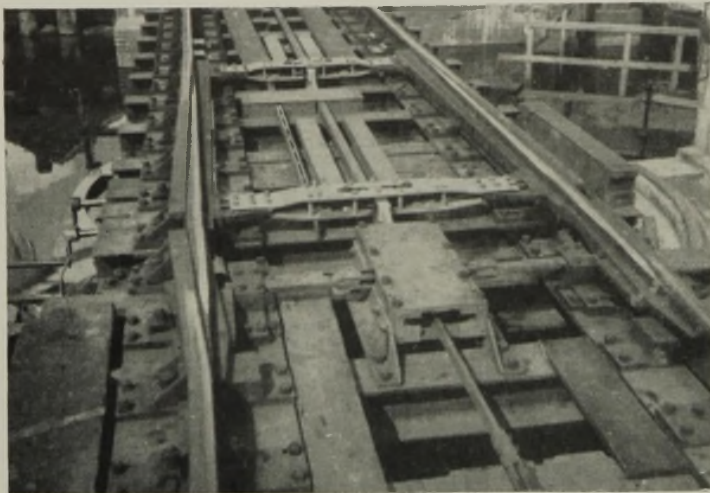


Abb. 13. Einarmige Drehbrücke. Geschlossener Zustand.

Eine im Jahre 1927 neu erstellte einarmige Drehbrücke, bei der zunächst „behelfsmäßig“ nach alter Art eine Schienenverbindung mittels verschleißbarer Laschen vorgesehen war, bot Gelegenheit, einen Versuch mit derartigen Schienenübergängen zu machen. Es verging jedoch noch geraume Zeit, bis der Gedanke, nach Überwindung vieler aufgetauchter Schwierigkeiten, in die Tat umgesetzt werden konnte.

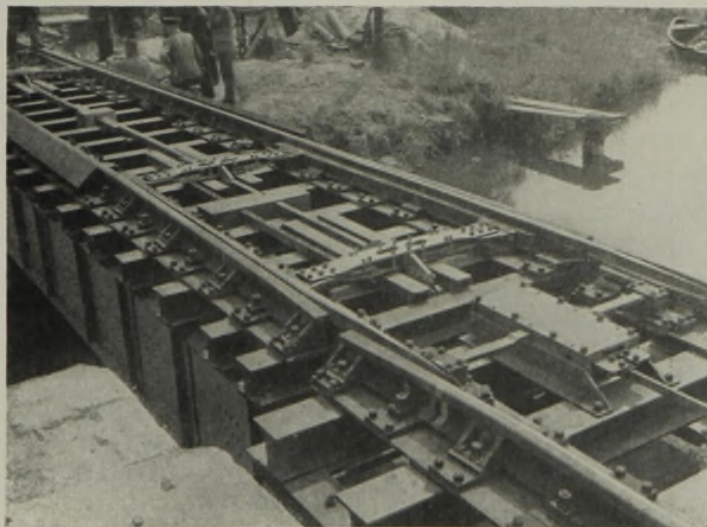


Abb. 14. Einarmige Drehbrücke.  
Schienenübergänge etwa 30 cm zurückgezogen.

Zur Vermeidung unliebsamer Höhenunterschiede wurde, im Gegensatz zu den Bauarten 1 und 2, das Gleis auf und dicht vor der Drehbrücke nicht auf Holzschwellen, sondern auf IP-Breitflansch-Eisenschwellen verlegt. Die IP-Eisenschwellen vor der Brücke ruhen wiederum auf einem in dem Endwiderlager einbetonierten Trägerrost, so daß auch für diesen Teil eine unverrückbare Höhenlage gesichert ist. Die Backenschienen (S 49) sind wie bei den Weichen mittels Unterlagsplatten (Rus 26) lotrecht gestellt. Die Befestigung und seitliche Abstützung der Backenschienen sowie die Führungsslitze für die zu bewegenden Schienenzungen sind den Befestigungsmitteln des Reichsbahnoberbaues und den schon erwähnten Musterentwürfen des Reichsbahn-Zentralamtes nach Möglichkeit angepaßt. Die Backenschienen vor und hinter der Drehbrücke sind mit den anschließenden 15-m-Schienen des Gleises verschweißt und durch Wanderklemmen gegen Bewegungen in Richtung der Gleisachse gesichert.

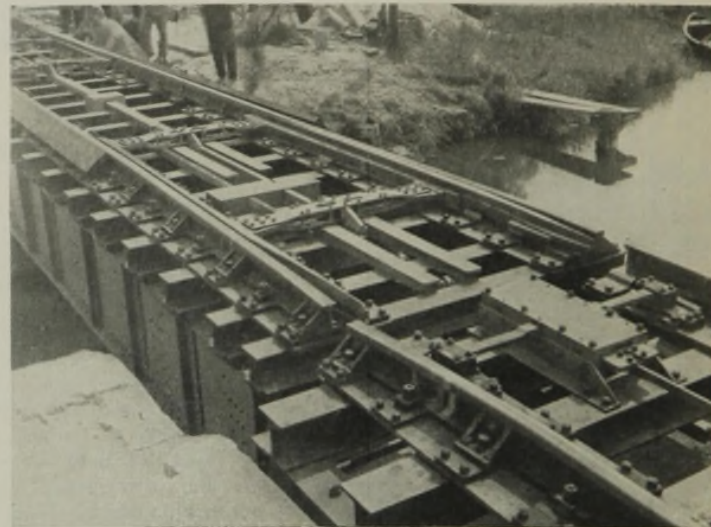


Abb. 15. Einarmige Drehbrücke.  
Schienenübergänge vollständig zurückgezogen.

zurückgezogenen Schienenübergänge geht aus Abb. 15 hervor. Der Antrieb beider Zungenpaare an den Brückenenden geschieht durch eine in Abb. 13 links erkennbare Handkurbel, die über zwei Umlenkungen ein Ritzel antreibt. Das Ritzel, das in dem in Brückenmitte auf Abb. 14 u. 15 erkennbaren Kasten untergebracht ist, treibt zwei Zahnstangen an, deren zahnlose Verlängerung — über je zwei leicht gespreizte Kniehebel mit Führungsrollen (Abb. 16) — die doppelwandigen Querverbindungen der Zungenpaare vorschiebt und zurückzieht. Die beiden Querverbindungen

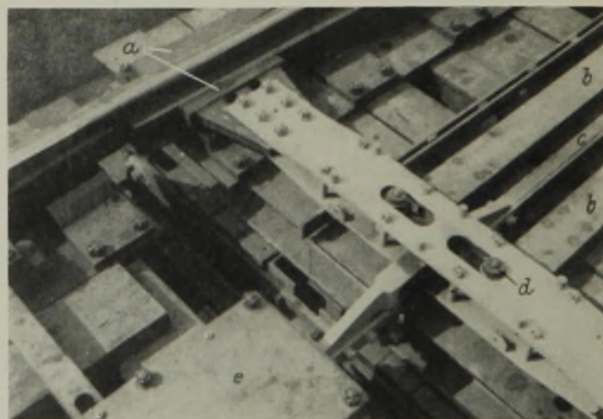


Abb. 16. Einarmige Drehbrücke.  
Querverbindung der beiden Zungen.

greifen an gabelförmigen „Schuhen“ an, die mit den Zungen verschweißt sind. Die gabelförmige Ausbildung der Schuhe läßt die beim Zurückziehen der Zungen längs des langen Schrägschnittes von 2400 mm unmerkliche Verengung zwanglos zu. Während der Bewegung wie in Ruhezustand werden die langen Enden beider Zungen je zweimal durch Knaggen geführt, die weder ein Abheben, noch eine Seitenbewegung nach der Gleismitte zu zulassen. Zudem liegen sie fest an der abgebogenen Backenschiene an und stützen sich nach oben gegen deren Kopf. Im geschlossenen Zustande greift der entsprechend ausgebildete Fuß des kurzen Zungenendes in einen über der zweiten Schwelle (Abb. 13) erkennbaren Schuh, wodurch jede seitliche wie lotrechte Bewegung auch hier ausgeschlossen ist. Dieser Schuh verhindert auch ein Wandern der ganzen Übergangsvorrichtung nach den Widerlagern zu. Eine Bewegung in umgekehrter Richtung unterbindet die (Abb. 13 bis 15) aus dem großen Kasten in Gleismitte beiderseitig herausragende Riegelstange. Sie faßt



scharf hinter eine am Fuß des kurzen Zungenendes erkennbare trapezförmige Knagge. Die genannte Riegelstellung dient gleichzeitig zur Verriegelung der Zungenspitzen. Sie wird bewegt durch eine der bekannten Kurvenscheiben (Abb. 17), die mit dem vorn sichtbaren Gestänge fest verbunden ist. Das Gestänge wiederum steht in zwangweiser Abhängigkeit mit den vor der Brücke aufgestellten Brückendeckungssignalen. Die Verbindung zwischen Verriegelung und der die Schienenzungen antreibenden Kurbel geschieht durch Abhängigkeitsschlüssel.

Es sei noch kurz auf die Querverbindung nach Abb. 16 eingegangen. Die in den Längsschlitten sichtbaren Führungs- und Druckrollen sind einerseits durch die bereits genannten Kniehebel mit der Schubstange gelenkig verbunden, andererseits mit den Enden von zwei Stempeln, durch die die Zungen fest gegen die Backenschienen gepreßt werden. Die Führungsrollen haben auch nach unten gleichartige Fortsetzungen, mit der sie sich gegen das zugeschweißte Kopfende der beiden langen C-Eisen lehnen und mit dazu beitragen, daß die Schienenzungen unter dem Einfluß der Bremskraft usw. sich nicht nach der Brückenmitte zu zurück-

angepreßt, dann durch Mitnehmen der Kurvenscheibe die Riegelstangen in die Lücke zwischen den beiden an der Zunge bzw. der Unterlagsplatte angeschweißten Knaggen eingeschoben.

Die bei der Ausführung nach Abb. 13 bis 15 gewonnenen und bei einem Neubau verwerteten Erfahrungen sind in Abb. 17 dargestellt, die die Schienenübergänge in den beiden Endlagen zeigt. Die Stellung und Wirkungsweise der in Abb. 16 nicht sichtbaren kurzen Kniehebel ist gut zu erkennen. Im Gegensatz zu Abb. 13 werden die in beiden Richtungen auftretenden Längskräfte durch die schon genannten doppelt angeordneten Knaggen auf die Riegelstangen übertragen. Dadurch wird es möglich, den die kurzen Zungenspitzen aufnehmenden Schuhen so viel Spiel zu geben, daß die durch die größere Brückenlänge bedingten Längenänderungen durch Wärmeschwankung unwirksam bleiben.

Einen Querschnitt der Zunge mit den angeschweißten Führungsknaggen, der Backenschiene sowie der Unterlagsplatte mit den Führungsschlitten auf der ersten Schwelle des anschließenden festen Überbaues ist in Abb. 18 dargestellt.

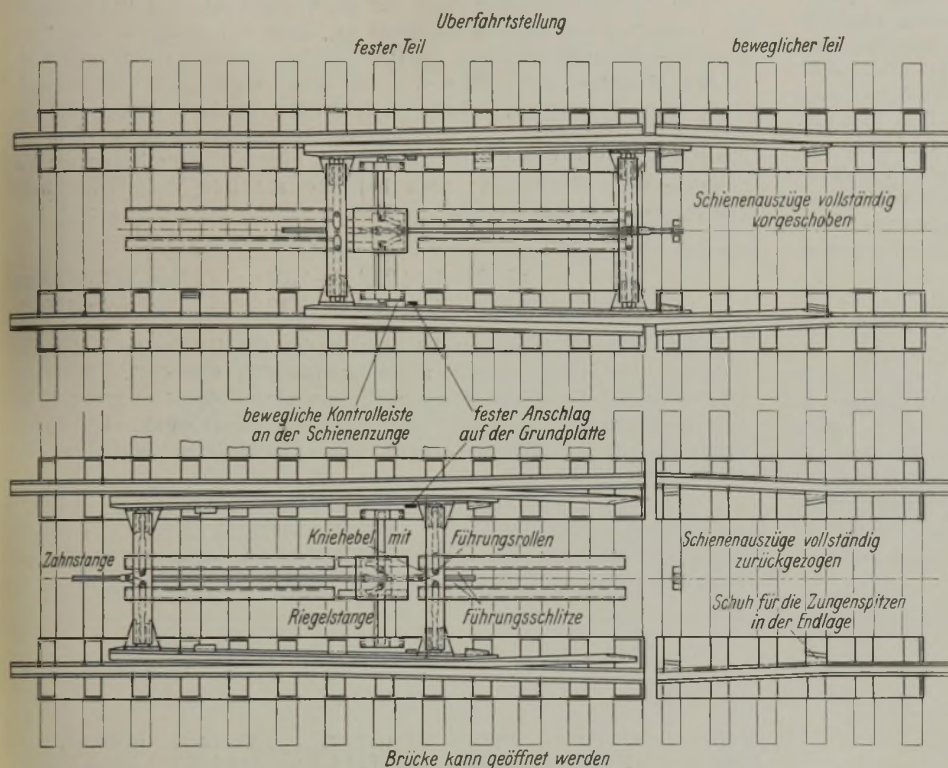


Abb. 17. Gesamtanordnung des neuesten Schienenüberganges einer beweglichen Brücke.

bewegen können. Wird die Schubstange durch die Brückenkurbel zurückgezogen, so gleiten die Führungsrollen (Abb. 16) in dem Schlitz nach Mitte Brücke zu und ziehen die Stempel von den Schienenzungen ab. Ist diese Endlage erreicht und sind die unteren nicht sichtbaren Führungsrollen an dem Längsschlitz zwischen dem C-Eisen und der Schubstange angelangt, so werden sie, in diesem entlangleitend, die Querverbindung und mit ihr die Schienenzungen zum Öffnen der Brücke zurückziehen.

Die Schienenübergänge haben nach Beseitigung geringfügiger Konstruktionsmängel, die wohl bei Neuausbildungen nicht immer zu vermeiden sind, einwandfrei gearbeitet. Ihr Zurückziehen oder ihr Vorschub kann von einem Mann in etwa 40 sek ausgeführt werden. Es sind also die bei diesem System zurückzulegenden Wege von 1200 mm nicht von Belang. Die in Abb. 13 erkennbare stärkere Abnutzung der kurzen Zunge, die auf zu starkes Abhobeln des Kopfes der Backenschiene zurückzuführen ist, hat dazu geführt, bei einer zur Zeit noch im Bau befindlichen, grundsätzlich gleichartigen Ausführung die Länge des kurzen Schrägschnittes der Zungen zu erhöhen. Im Gegensatz zu der Ausführung nach Abb. 13 bis 15 geschieht hier der Antrieb elektrisch. Außerdem sind die langen Zungenenden auf den anschließenden festen Brücken untergebracht. Hierdurch wird erreicht, daß die zu bewegende Brücke frei von Antriebsvorrichtungen, Kabeln und Kabelzuführungen bleibt, wodurch Störungsquellen beseitigt werden. Zur Verriegelung der Zungen in geschlossener Lage sollen hier ebenfalls Kurvenscheiben dienen. Die Bewegung der Kurvenscheiben geschieht durch die die Zungen antreibende Schubstange im Nachlauf. Riegelstangen und Kurvenscheibe sind im Bereich der langen Schrägschnitte angeordnet. Der Hub der Schienenübergänge beträgt — der Länge des kürzeren Schrägschnittes entsprechend — 1690 mm. Der Nachlauf der Schubstange beim Schließen macht weitere 120 mm aus. Während dieses Weges werden einmal die Zungen mittels der Kniehebel durch die Stempel an die Backenschienen

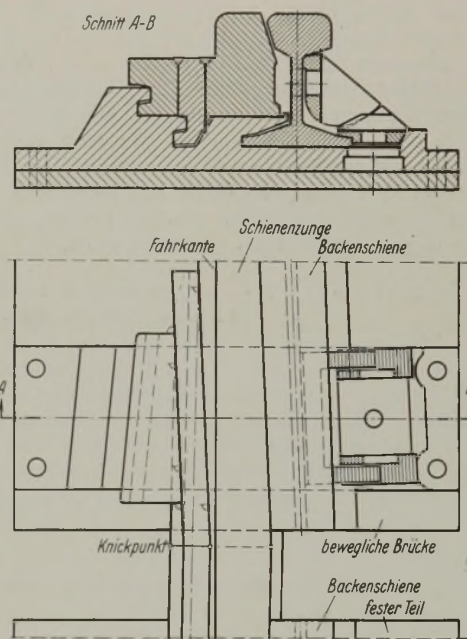


Abb. 18. Gesamtanordnung des neuesten Schienenüberganges einer beweglichen Brücke. Querschnitt der Zunge.

#### Zusammenfassung.

Der Vorteil der Bauart I mit einem Schrägschnitt und einem stumpfen Stoß der Zungen war die unbegrenzte Verwendungsmöglichkeit und das Zurücklegen kleiner Wege. Die Hauptforderung eines stoßfreien Überganges wird von ihr nicht erfüllt.

Die zweite Bauart mit den federnden Zungen gewährleistet den stoßfreien Übergang. Auch hier halten sich die zurückzulegenden Wege in mäßigen Grenzen, aber sie ist in ihrer Anwendungsmöglichkeit beschränkt und die Führungs- und Antriebsvorrichtungen zeigen eine verwickelte Anordnung.

Bei der dritten Bauart, nach dem Verfasser Bauart Kober genannt, betragen zwar die zurückzulegenden Wege mit 1200 bzw. 1600 mm Hub das etwa achtfache der Bauart I, aber sie hat mit ihr die gleiche unbeschränkte Ausführungsmöglichkeit<sup>2)</sup> und gewährt Erfüllung der Hauptforderung eines stoßfreien Überganges. Es sei noch erwähnt, daß die Längenänderungen der Brücke infolge von Wärmeschwankungen bei der neueren Art der Verriegelung ohne Einfluß sind, da die Zungenspitzen, in den Schuhen in der Quer- und Höhenlage sicher gehalten, in der Längsrichtung genügend Spiel haben.

Die konstruktive Durcharbeitung geschah im Benehmen mit dem Verfasser für beide Ausführungen durch die Firma Hein, Lehmann & Co. in Berlin-Reinickendorf, der auch die Lieferung für zwei Brücken nebst den zugehörigen Sicherheitseinrichtungen und Abhängigkeiten übertragen wurde. Die eigentlichen Zungen und Backenschienen mit den angeschweißten Führungsteilen waren von Hein, Lehmann & Co. an die Vereinigten Stahlwerke, Bochumer Verein, weiter vergeben worden.

<sup>2)</sup> Hierher gehören auch ungleich lange Zungen, wie sie bei zweigleisigen Drehbrücken mit stark gekrümmtem Fahrbahnabschluß oder bei schiefen Drehbrücken erforderlich werden.



# Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke.<sup>1)</sup>

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Fr. Dischinger, ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 36.)

## 4. Angaben über die Berechnung der Bogen und die darin auftretenden Spannungen.

Die in der DIN 1075 festgelegten höchsten Spannungen von 90 kg/cm<sup>2</sup> für Bogenbrücken mit mehr als 80 m Spannweite umfassen die Spannungen aus den Hauptkräften, d. h. aus ständiger Last, Verkehr, Schwinden, Temperaturschwankungen und aus den Zusatzkräften wie Wind, Bremskräften und Wirkungen der Widerlagerausweichungen.

Die Bremskräfte müssen nur bei Straßenbrücken mit hochstieligen Rahmen oder hohen Stützen in Rechnung gestellt werden. Bei den Windkräften besteht eine Erleichterung, daß bei Bogen unter der Fahrbahn die lotrechten Zusatzkräfte aus Wind nicht berücksichtigt werden müssen. Bei den Bogen der Moselbrücke wurden die Gewölbe als waagerechte Windträger zwischen den beiderseitigen Pfeilern oder Widerlagern benutzt, deshalb wurde die Berechnung für Wind genau durchgeführt. Außerdem wurde auch die Berechnung für Querezzentrität aufgestellt. Wenn nämlich die Brücke in der Mitte durch die schweren Schnellbahnzüge belastet ist, dann fällt der Schwerpunkt der Gesamtbelastung einer Brückenhälfte nicht mit der Gewölbeachse zusammen, und es findet eine Verdrehung der Gewölbe statt, durch die sowohl Verdrehungs- wie auch Biegungsspannungen ausgelöst werden. Diese Spannungen wurden ebenfalls nachgewiesen; sie müssen aber in den 90 kg/cm<sup>2</sup> nicht mit inbegriffen sein. Abgesehen davon, sind sie auch sehr gering und spielen gegenüber den Spannungen aus den obigen Hauptkräften gar keine Rolle.

### a) Angaben über die in den Bogen auftretenden Spannungen aus den Hauptkräften.

Die Spannungen am oberen und unteren Rande wurden gegeneinander genau ausgeglichen. An und für sich sind die Biegungsspannungen aus Verkehrslast am oberen und unteren Rande verschieden groß, bedingt durch die verschiedenartigen Kernpunktmomente. Einen Ausgleich der aus Eigengewicht und Verkehr usw. zusammengesetzten Spannungen kann man jedoch erhalten durch eine durch Rechnung genau zu bestimmende Exzentrizität der Eigengewichtskräfte gegenüber der Bogenachse.

In der nachstehenden Tabelle sind die Größen der Spannungen angegeben.

liegt aber fest, und nur die Verkehrslast kann sich tatsächlich erhöhen. Setzen wir nur eine dreifache Verkehrslast bei gleichbleibendem Eigengewicht ein, dann erhalten wir für den rechten Hohlbogen und den linken Massivbogen folgende Werte der größten und kleinsten Spannungen:

Rechter Hohlbogen:

$$\min \sigma = -57,72 - 3 \times 29,10 - 2,19 = -147,21 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}$$

$$\max \sigma = -57,72 + 3 \times 15,10 + 2,19 = -10,23 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}$$

Linker Massivbogen:

$$\min \sigma = -37,86 - 3 \times 29,70 - 1,85 = -128,81 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}$$

$$\max \sigma = -37,86 + 3 \times 20,00 + 1,85 = +23,99 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug)}$$

Die Zusammenstellung zeigt, daß die Tragfähigkeit des linken Bogens bei dreifacher Verkehrslast erschöpft ist, denn bei 24 kg/cm<sup>2</sup> Zug treten bei der geringen Eiseneinlage von 0,5% an jedem Rande (zusammen 0,1%) in dem Gewölbe schon Risse ein, und damit ergibt sich eine so starke Verformung des Bogens, daß die im folgenden Abschnitt dargestellten zusätzlichen Spannungen aus der Bogenverformung so groß werden, daß der Bruch herbeigeführt wird. Wesentlich günstiger aber liegen die Verhältnisse beim Hohlbogen; auch bei sechsfacher Verkehrslast treten erst folgende Spannungen auf:

Rechter Hohlbogen:

$$\min \sigma = -57,72 - 6 \times 29,10 - 2,19 = -234,51 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}$$

$$\max \sigma = -57,72 + 6 \times 15,10 + 2,19 = -35,07 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug)}$$

Mit diesen Spannungen ist aber weder die Druck- noch die Zugfestigkeit des stark bewehrten Hohlquerschnitts erschöpft. Man sieht also daraus, daß der Hohlbogen mehr als eine doppelt so große Sicherheit gegenüber Verkehrslast besitzt als der Massivbogen. Die Gründe liegen in der großen Kernweite des Hohl Bogens gegenüber dem Massivbogen.

Selbstverständlich ist die Sicherheit des Massiv Bogens mehr als hinreichend und erheblich größer als die Sicherheit von eisernen Brücken. Ich wollte mit diesen Ausführungen nur zeigen, daß die heutigen Bestimmungen bei verschiedenartigen Bogenbrücken sehr ungleichartige

Maßgebende Gewölbefuge (Abstand vom Scheitel) . . . . .	Rechter Bogen		Mittlerer Bogen		Linker Bogen	
	25,90 m		34,70 m		34,57 m	
	unterer Rand	oberer Rand	unterer Rand	oberer Rand	unterer Rand	oberer Rand
	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	
Spannungen aus Eigengewicht . . . . .	-57,72	-64,18	-39,77	-46,23	-37,86	-44,54
Spannungen aus Verkehr . . . . .	{ -29,10	-22,64	-28,85	-22,40	-29,70	-23,00
	{ +15,10	+12,85	+19,27	+19,70	+20,00	+20,20
Spannungen aus Temperatur, Schwinden und Bogenverdrückung	± 2,19	± 2,19	± 2,15	± 2,15	± 1,85	± 1,85
min σ . . . . .	-89,01	-89,01	-70,77	-70,77	-69,41	-69,41
max σ . . . . .	-40,43	-49,14	-18,35	-24,38	-16,01	-22,49
Mittlere Eigenpressung σ <sub>g</sub> . . . . .	-61		-43		-41,20	
Mittlere Biegungsspannung σ <sub>p</sub> . . . . .	± 28		± 27,8		± 28,20	
Verhältnis von $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$ . . . . .	= 2,18		= 1,54		= 1,45	

In der drittletzten Zeilengruppe sind die Größt- und Kleinstwerte max σ und min σ der Spannungen angegeben. Wie daraus zu ersehen ist, sind die größten Druckspannungen an beiden Rändern infolge dieses Ausgleiches genau gleich groß. In der vorletzten Zeilengruppe dagegen sind die mittlere Eigengewichtsspannung σ<sub>g</sub> und die mittlere Biegungsspannung σ<sub>p</sub>, in der letzten Zeile das Verhältnis  $\frac{\sigma_g}{\sigma_p}$  angegeben.

Die erzielten Würfelspannungen  $W'_{b28} = K_{b90}$  sind, wie aus dem Abschnitt II 1 hervorgeht, etwa fünfmal so hoch wie die zulässigen Beanspruchungen. Deshalb besitzen die Bogen eine fünffache Sicherheit in dem üblichen Sinne, d. h. die Spannungen werden erst bis zur Grenze ausgenutzt, wenn die fünffache Verkehrslast und zugleich auch das fünffache Eigengewicht vorhanden ist. Das Eigengewicht

Sicherheit ergeben, denn es sind auch Massivbogen ausgeführt, deren Sicherheit gegenüber Verkehrslast wesentlich geringer ist als die der Bogen von Koblenz.

Grundsätzlich sind Druckgewölbe den Zuggewölben immer überlegen. Der Begriff des Druck- und Zuggewölbes stammt von Engeßer, und zwar bezeichnet er mit Druckgewölbe solche Bogen, für deren Bemessung die zulässigen Druckspannungen maßgebend sind, und mit Zuggewölben solche, bei denen die zugelassenen Zugspannungen die Querschnittshöhe bestimmen und bei denen die Druckspannungen infolgedessen gar nicht ausgenutzt werden können. Die Bogen der Moselbrücke sind also, wie aus der vorstehenden Tabelle hervorgeht, sämtlich Druckgewölbe und haben deshalb eine sehr große Sicherheit, wobei wiederum der Hohlbogen dem Massivbogen gewaltig überlegen ist.

Man sieht daraus auch, daß die in den Bestimmungen mit 90 kg/cm<sup>2</sup> festgesetzten Größtwerte der Druckspannungen wohl erhöht werden könnten; die Bestimmungen geben in diesem Punkte bei außerordent-

<sup>1)</sup> Die anlässlich der Einweihung der Brücke herausgegebene Festschrift ist ein erweiterter Sonderdruck aus der „Bautechnik“.



lichen Bauwerken auch freie Hand<sup>2)</sup>, denn selbst bei vielfacher Verkehrslast werden die Druckspannungen niemals ausgenutzt werden können.

Es folgen nun die Angaben über die Berechnung der Bogen gegenüber den Windkräften und gegenüber exzentrischen Lasten. Wie ich schon erwähnte, überträgt die Fahrbahn die auf sie entfallenden Windkräfte zum Teil nach dem Scheitel des Gewölbes, zum Teil durch die Bockkonstruktion der Abb. 36 nach dem Kämpfergelenk. Der Bogen muß diese in seinem Scheitel angreifenden waagerechten Kräfte sowie die auf ihn selbst entfallenden Windkräfte nach den beiderseitigen Pfeilern bzw. dem Widerlager abtragen und wird dadurch auf Biegung in waagerechter Richtung und auf Verdrehung beansprucht. Untersucht wurde der große rechte Bogen. Dieser Bogen ist bezüglich der Bogenmitte nicht ganz symmetrisch, aber die Unterschiede in den Windflächen der beiden Hälften sind so gering, daß mit Symmetrie gerechnet werden konnte, denn die Unsymmetrie erschwert die Berechnung des Bogens auf Wind wesentlich, weil in diesem Falle das System dreifach statisch unbestimmt ist, ganz gleich, ob es ein eingespannter oder Dreigelenkbogen ist, und zwar deshalb, weil die Gelenke in der Querrichtung als solche nicht wirken, vielmehr quer zum Gewölbe Biegemomente (Vektor senkrecht zur Gewölbe- fläche) durch das Widerstandsmoment der Gelenkachse übernehmen können. Hierbei erhalten die Gelenke auf der einen Seite einen zusätzlichen Druck, auf der anderen Seite eine Druckverminderung.

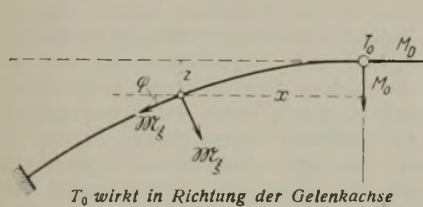


Abb. 44.

Die drei statisch unbestimmten Größen eines Bogens bei Winddruck oder exzentrischer Belastung.

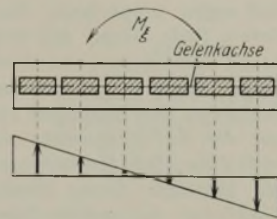


Abb. 45. Die Aufnahme der Verdrehungsmomente des Bogens an den Gelenken durch Kippung.

Bei Symmetrie dagegen ist nur eine statisch unbestimmte Größe vorhanden. Ein statisch bestimmtes System erhält man, wenn man das Gewölbe in der Mitte aufschneidet, so daß gegenüber den Windkräften diese Gewölbehälften nunmehr als waagerechte Kragarme wirken. In diesen beiden Kragarmen ergeben sich unter dem Einfluß des Windes an der Stelle  $x$  das statisch bestimmte Biegemoment  $\mathfrak{M}_\eta$  und das statisch bestimmte Verdrehungsmoment  $\mathfrak{M}_\xi$ , die in Abb. 44 mit ihren Vektoren eingezeichnet sind. Im Gewölbequerschnitt wird das Verdrehungsmoment aufgenommen durch Torsionsspannungen. Die Gelenkachse selbst besitzt aber keinen Verdrehungswiderstand; hier muß die Verdrehung durch Kippung aufgenommen werden. Es ergeben sich daraus, wie in Abb. 45 dargestellt ist, an den Gelenken Querkkräfte bei geradliniger Verteilung; durch diese Kräftepaare wird dem Drehmoment  $M_\xi$  das Gleichgewicht gehalten. Nun müssen im Scheitel, wo wir aufgeschnitten haben, um ein statisch bestimmtes System zu erhalten, bei Unsymmetrie drei statisch unbestimmte Größen angebracht werden. Es sind diese:

- ein Biegemoment  $M_0$  mit lotrechttem Vektor,
- ein Drehmoment  $M_D$  mit waagerechtem Vektor, und
- eine Querkraft  $T_0$  in Richtung der Gelenkachse wirkend

(Abb. 44). Sobald der Bogen und damit die angreifenden Windkräfte symmetrisch zur Bogenachse sind, müssen wegen der Symmetrie die beiden letzteren Größen  $M_D$  und  $T_0$  zu Null werden, und es bleibt nur noch eine statisch unbestimmte Größe  $M_0$  übrig, die sich nach dem Satze vom Minimum der Formänderungsarbeit aus der nachstehenden Gleichung ergibt:

$$0 = M_0 \int m_\eta^2 \cdot \frac{ds}{E J_2} + \int \mathfrak{M}_\eta m_\eta \cdot \frac{ds}{E J_2} + M_0 \int m_\xi^2 \cdot \frac{ds}{G J_d} - \int \mathfrak{M}_\xi m_\xi \cdot \frac{ds}{G J_d}$$

Hierbei ist

- $J_1$  das Trägheitsmoment um die waagerechte Achse des Bogenquerschnitts,
- $J_2$  das Trägheitsmoment um die lotrechte Achse des Bogenquerschnitts,
- $J_d = \frac{J_1 J_2}{0,375 \cdot (J_1 + J_2)}$  das Trägheitsmoment gegen Verdrehen des Bogenquerschnitts,
- $E$  = Elastizitätsmodul,
- $G$  = Gleitmodul =  $\frac{m}{2(m+1)} \cdot E \approx \frac{10}{2 \cdot 11} \cdot E \approx 0,45 E$ ,

<sup>2)</sup> Vgl. DIN 1075 I. Vorbemerkungen.

$m_\eta$  und  $m_\xi$  bezeichnen das Biegemoment in Richtung  $\eta$  und das Drehmoment in Richtung  $\xi$ , das an der Stelle  $x$  durch die statisch Unbestimmte  $M_0 = 1$  erzeugt wird. Also

$$m_\eta ds = \cos \varphi ds = dx$$

$$m_\xi ds = \sin \varphi ds = dz$$

Damit ergibt sich die statisch unbestimmte Größe  $M_0$  zu

$$M_0 = - \frac{\int \mathfrak{M}_\eta \cdot \frac{dx}{J_2} - \int \mathfrak{M}_\xi \cdot \frac{dz}{0,45 J_d}}{\int \cos^2 \varphi \cdot \frac{ds}{J_2} + \int \sin^2 \varphi \cdot \frac{ds}{0,45 J_d}}$$

Hieraus ergeben sich dann die tatsächlichen Biege- und Verdrehungsmomente:

$$M_\eta = \mathfrak{M}_\eta - M_0 m_\eta$$

$$M_\xi = \mathfrak{M}_\xi - M_0 m_\xi$$

Bei belasteter Brücke ist mit  $150 \text{ kg/m}^2$  Winddruck zu rechnen. Die Durchführung der Rechnung für den rechten Bogen zeigte, daß die sich daraus ergebenden Spannungen gering sind. Man erhält folgende Ergebnisse:

1. Torsion:

Größe Torsionsspannung im Massivquerschnitt neben dem Kämpfergelenk . . . . .  $\tau = 3,20 \text{ kg/cm}^2$   
Im Hohlquerschnitt bleiben sie unter . . . . .  $\tau \leq 1,00$  "

2. Kippung im Kämpfergelenk:

Größe Querkraft in einem äußeren Lager . . . . .  $Q = 11,05 \text{ t}$

3. Zusätzliche Drücke in dem Randgelenk des Scheitels durch das Biegemoment  $M$  . . . . .  $\Delta N = 36,12 \text{ t}$   
gegenüber einem Druck von  $N = 1405 \text{ t}$  je Lager aus Eigengewicht und Verkehr;

4. Biegungsspannungen im Bogen durch das Moment  $M_\eta$

im Betonquerschnitt neben dem Scheitel . . . . .  $\Delta \sigma = \pm 2,33 \text{ kg/cm}^2$   
im Hohlquerschnitt im Abstände  $x = 40,12 \text{ m}$  vom Scheitel . . . . .  $\Delta \sigma = \pm 1,62$  "  
im Gewölbequerschnitt neben dem Kämpfergelenk . . . . .  $\Delta \sigma = \pm 5,40$  "  
im Gewölbehals am Einspannquerschnitt . . . . .  $\Delta \sigma = \pm 5,75$  "

Merkbar sind nur die zusätzlichen Biegungsspannungen am Kämpfergelenk und im Gewölbehals. Da hier aber die zulässigen Spannungen bei weitem nicht ausgenutzt sind, sind diese Zusatzspannungen ganz bedeutungslos. Die Schubspannungen von  $3,10 \text{ kg/cm}^2$  werden durch die hohen Druckspannungen so überlagert, daß sie keinen Einfluß haben.

Die Berechnung gegenüber einer Exzentrizität der Belastungen liefert bedeutungslose Spannungen. In Abb. 46 ist die in der Gewölbe mitte angreifende Tragkraft  $A$  und die exzentrische Last  $B$ , bestehend aus Eigengewicht und Verkehr, angegeben. Bei Eigengewicht bedingt die Querexzentrizität  $e = 5,4 \text{ cm}$  nach innen und bei Eigengewicht und Verkehr eine solche von  $e = 15 \text{ cm}$ . Die Biege- und Verdrehungsmomente werden ganz in der gleichen Weise berechnet. Die sich daraus ergebenden Zusatzspannungen sind, wie schon gesagt, ebenfalls bedeutungslos.

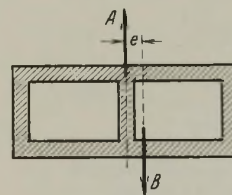


Abb. 46. Die exzentrische Belastung der Gewölbe.

b) Berechnung der zusätzlichen Biegemomente des großen rechten Bogens, die durch die Verformung bei Verkehrslast entstehen.

Die Ergebnisse des Wettbewerbs der weitgespannten Bogenbrücken über den Mälarsee bei Stockholm<sup>4)</sup> haben gezeigt, daß bei weitgespannten Brücken nicht unwesentliche Biegemomente dadurch auftreten können, daß infolge der Verbiegungen des Bogens durch Verkehrslast die Stütze eine gewisse Exzentrizität zur Achse erhält. In den deutschen Bestimmungen ist dieser Nachweis nicht verlangt, und in der zugelassenen Höchstspannung von  $90 \text{ kg/cm}^2$  sind deshalb auch die Zusatzspannungen nicht mitenthalten.

Mit Rücksicht auf die Kühnheit des zwischen den Kämpferpunkten  $107 \text{ m}$  weit gespannten Bogens mit einem Stichverhältnis von  $1:13,2$  sollen diese Zusatzspannungen jedoch nachgewiesen werden, und zwar

<sup>3)</sup> S. hierzu auch die Ausführungen von Prof. E. Mörsch über den eingespannten Bogen, B. u. E. 1923, S. 53 ff.

<sup>4)</sup> Vgl. Bautechn. 1930, Heft 21, S. 321; Heft 44, S. 661; 1932, Heft 27, S. 365.



für den Viertelpunkt des Bogens. Da die Abweichung des Bogens gegenüber einer Parabel nur gering ist, wird die Parabelform zugrunde gelegt.

In Abb. 47 ist die Kämpferspannweite, die 107 m beträgt, mit  $l$  bezeichnet. Die gesamte Spannweite beträgt etwa 119 m. Der Einfachheit halber wurde in der Untersuchung angenommen, daß die Auskrägung der Kämpfergelenke auf beiden Seiten gleich groß ist, während sie tatsächlich etwas verschieden ist. Für den Viertelpunkt beträgt gemäß Abb. 47 a die Entfernung der Lastscheide vom Scheitelgelenk  $d = 0,10 l$ ; die senkrechten Auflagerkräfte aus der einseitigen Belastung ergeben sich zu  $A = 0,18 p l$ ,  $B = 0,42 p l$  und der waagerechte Schub zu  $H = 0,085 p l^2$ . In Abb. 47 b sind die sich aus dieser Laststellung ergebenden Balken- und Bogenmomente dargestellt. Die tatsächlichen Biegemomente des Dreigelenkbogens ergeben sich als Differenzen dieser beiden Momentenkurven. In

Zu diesen Verformungen durch die Biegemomente tritt nun noch eine Senkung des Scheitels durch Zusammendrücken des Bogens infolge der Normalkräfte aus Verkehrslast hinzu. Bei dem sehr flachen Bogen kann die Normalkraft gleich dem waagerechten Schub gesetzt werden.

Es beträgt  $H = \frac{0,085 p l^2}{f} = 0,085 \cdot 10,5 \cdot \frac{107^2}{8,12} = 1260 \text{ t}$ . Die Querschnittsfläche des Gewölbes ist fast konstant und beträgt im Viertel 15,48 m<sup>2</sup>.

Demnach ergibt sich eine Normalspannung von  $\sigma = \frac{1260000}{154800} = 8,15 \text{ kg/cm}^2$ . Die Verkürzung der Bogenhälfte beträgt also:

$$\Delta x = \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{l}{2} = \frac{8,15}{210000} \cdot 59,50 = 0,0023 \text{ m}$$

bzw. beträgt die Scheitelsenkung

$$\Delta f = \Delta x \cdot \frac{l/2}{f} = \frac{0,0023 \cdot 53,50}{8,12} = 0,0152 \text{ m}$$

Alle übrigen Punkte des Gewölbes senken sich hierbei proportional der Entfernung vom Kämpfergelenk.

Die nach geraden Linien verlaufenden Senkungen aus den Normalkräften sind in Abb. 47 f aufgetragen. Darüber lagern sich die Hebungen bzw. Senkungen aus den Biegemomenten, die für die Viertelpunkte mit 2,70 cm bzw. 1,50 cm ermittelt worden waren. Durch Addition sind nunmehr die Gesamtformänderungen gegeben.

Es würden nun keine Biegemomente entstehen, wenn die gesamten Senkungen proportional den Ordinaten der Stützlinie wären; denn in diesem Falle wären die neuen Ordinaten ebenfalls Stützlinienordinaten. Da sie aber davon abweichen, ergeben sich Biegemomente, und die Größe dieser Biegemomente ist diesen Abweichungen proportional. Um diese Abweichungen festzustellen, wurde durch das Scheitelgelenk und die Kämpfergelenke eine der Stützlinie entsprechende Parabel in verzerrtem Maßstabe aufgezeichnet. Am linken Viertelpunkt ergeben sich nun zwischen dieser Parabel und der Biegelinie Abweichungen von -3,08 cm, am rechten Viertelpunkt von +1,12 cm. Der waagerechte Schub bei einseitiger Verkehrsbelastung beträgt  $Hg + p/2 = 10307 \text{ t}$ . Durch die Exzentrizität dieses Schubes werden folgende Momente erzeugt:

am linken Viertelpunkte  $-M'_z = -10307 \cdot 0,0308 = -320 \text{ tm}$ ,  
am rechten Viertelpunkte  $+M''_z = +10307 \cdot 0,0112 = +116 \text{ tm}$ .

Wir vergleichen nun dieses Zusatzmoment infolge der Verformung mit dem ursprünglichen Verkehrslastmoment in Größe von

$$M_p = 0,0188 p l^2 = 0,0188 \cdot 10,5 \cdot 107^2 = 2260 \text{ tm}$$

und stellen fest, daß das Zusatzmoment  $M'_z = 14,2\%$  und  $M''_z = 5,1\%$  des ursprünglichen Momentes ist.

Durch diese Zusatzmomente entsteht nun wieder eine neue Formänderung, die wiederum Zusatzmomente auslöst in Größe von

$$M'_{1z} = M'_z \cdot 0,142 = 320 \cdot 0,142 = 45,5 \text{ tm}$$

$$M''_{1z} = M''_z \cdot 0,051 = 116 \cdot 0,051 = 5,9 \text{ tm}$$

und diese lösen wiederum weitere Zusatzmomente aus in Größe von

$$M'_{2z} = 45,5 \cdot 0,142 = 6,5 \text{ tm}$$

$$M''_{2z} = 5,9 \cdot 0,051 = 3,0 \text{ tm usw.}$$

Die gesamten Zusatzmomente betragen also

$$\Delta M' = 320 + 45,5 + 6,5 = 372 \text{ tm}$$

$$\Delta M'' = 116 + 5,9 + 3,0 = 124,9 \text{ tm}$$

Daraus ergibt sich die größte Biegungsspannung zu

$$\Delta \sigma' = \frac{\Delta M'}{W} = \frac{372}{11,68} \cdot \frac{1}{10} = 3,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma'' = \frac{\Delta M''}{W} = \frac{124,9}{11,68} \cdot \frac{1}{10} = 1,07 \text{ kg/cm}^2$$

Durch eine Verlagerung der Eigengewichtstützlinie könnte man noch einen Ausgleich dieser Zusatzspannung auf  $\frac{3,19 \cdot 1,07}{2} = 2,13 \text{ kg/cm}^2$  herbeiführen.

Um einen Vergleich zwischen der Zusatzspannung des hohlen Bogens mit den Massivbogen zu führen, habe ich die gleiche Rechnung auch für den Mittelbogen durchgeführt. Es ergaben sich Zusatzspannungen in Höhe von

$$\Delta \sigma' = 5,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma'' = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

Wir sehen also wiederum, daß der Hohlbogen dem Massivbogen weit überlegen ist, denn die Zusatzspannungen infolge Verformung sind im Massivbogen fast doppelt so groß. Auch hier macht sich die größere Kernweite des Hohl Bogens bemerkbar. (Schluß folgt.)

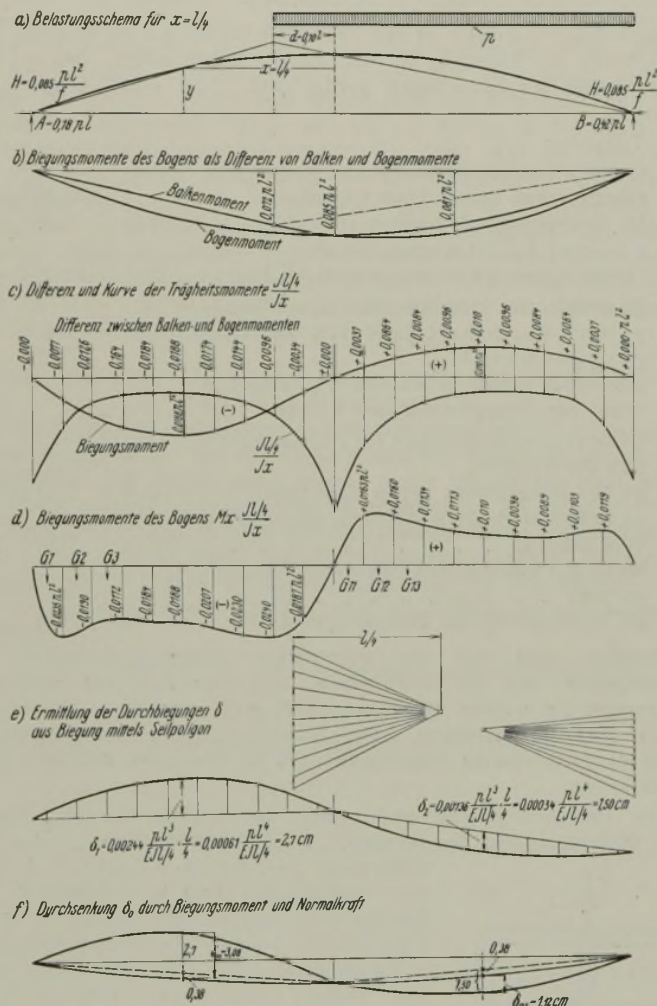


Abb. 47. Die Ermittlung der zusätzlichen Biegemomente infolge der Verformung der Bogen bei Verkehrslast.

der Tabelle zu Abb. 47 c sind diese Momente zahlenmäßig von  $l/20$  zu  $l/20$  der Stützweite  $l$  und im Kämpfer ausgerechnet. In Abb. 47 c sind die sich als Differenz ergebenden Biegemomente des Dreigelenkbogens in vergrößertem Maßstabe dargestellt. Zugleich ist in dieser Abbildung auch der Verlauf der Trägheitsmomente gezeigt durch den Koeffizienten  $\frac{J_{l/4}}{J_x}$ .

Hierbei ist  $J_{l/4}$  das Trägheitsmoment im Viertelpunkte und  $J_x$  das Trägheitsmoment an einer beliebigen Stelle des Bogens. Die Größe der Trägheitsmomente ist hierbei der statischen Berechnung entnommen. In

Abb. 47 d ist die  $M_x \cdot \frac{J_{l/4}}{J_x}$ -Kurve dargestellt, mit deren Hilfe in Abb. 47 e

mittels Seilpolygons die Durchbiegung der beiden Äste des Dreigelenkbogens infolge dieser Biegemomente ermittelt wurde. Für den linksseitigen, nicht belasteten Ast ergibt sich eine Hebung von 2,70 cm, für den rechtsseitigen belasteten Ast eine Senkung von 1,50 cm.



Alle Rechte vorbehalten.

## Erdbaufragen der Reichsautobahnen.

Von Dr.-Ing. F. Kögler, o. Professor, Freiberg/Sa.  
(Schluß aus Heft 37.)

### V. Trassierung und geotechnische Fragen.

Wie weit die geotechnischen Fragen auch in die Aufriß-Trassierung gerade der Reichsautobahnen hineinspielen, soll im folgenden näher dargelegt werden. Sie beeinflussen sie nämlich überall da, wo mit Senkungen des Untergrundes oder mit Setzungen des Dammes oder mit beiden zu rechnen ist.

Es ist nicht schwer, auf Grund geotechnischer Untersuchungen die Größe der Setzungen vorher ungefähr abzuschätzen. Nun liegen hohe Dämme häufig im Anschluß an Bauwerke; dann ergibt sich die Erscheinung, daß gegenüber dem Bauwerk, das tief gegründet ist und sich nicht oder nur ganz wenig senkt, die Senkung des anschließenden Dammes sich ganz besonders unangenehm bemerkbar macht.

Fall I. Ansteigender Damm über ebenem Gelände. Es entsteht Abb. 11: Von der abgesenkten Bahn  $E-F$  zu der auf dem Bauwerk liegende Bahn  $A-B$  wäre ein Übergangsbogen zu schaffen. Dieser muß natürlich aus einem Bogenstück  $C-G$  mit dem Ausrundungshalbmesser  $R_3$  und einem Stück Tangente  $G-H$  bestehen; selbstverständlich ist  $R_3$  wesentlich kleiner als  $R_2 = R_1$  (vgl. Abb. 12).

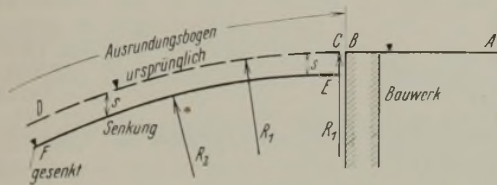


Abb. 11. Ansteigender Damm neben Bauwerk setzt sich um das Maß  $s$ .

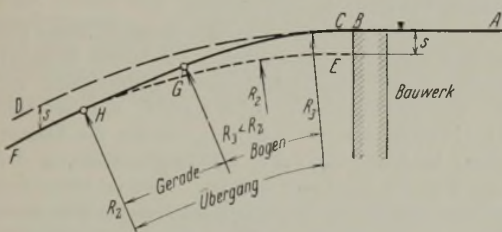


Abb. 12. Übergangsbogen  $GC$  hat kleineren Ausrundungshalbmesser als ursprünglich, weil Waagrechte vor Bauwerk fehlt.

1. Stellt man aber die Forderung — und sie ist für die Reichsautobahnen durchaus berechtigt —, daß der neue Übergangsbogen denselben Ausrundungshalbmesser  $R_3$  haben soll wie die frühere Ausrundung  $R_2 = R_1$ , so läßt sich das nur dadurch erreichen, daß man rechtzeitig Vorsorge trifft, indem man den alten Ausrundungsbogen  $CD$  mit dem Halbmesser  $R_1$  nicht sofort am Bauwerk bei  $B$  beginnen läßt, sondern ihn weit genug abrückt und an das Bauwerk erst ein Stück Waagrechte anschließen läßt (Abb. 13). Das heißt aber, es muß schon bei der Trassierung der Strecke auf die Möglichkeit der Senkung der Dämme Rücksicht genommen werden, und zwar durch Einschaltung der Waagrechten  $BC$  nach Abb. 13.

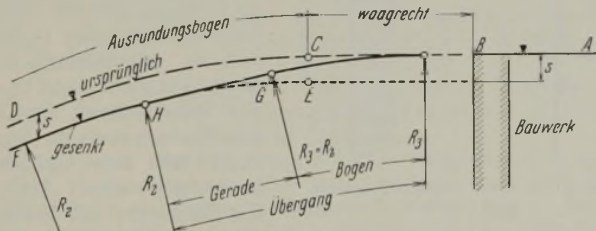


Abb. 13. Übergangsbogen  $GC$  hat denselben Ausrundungshalbmesser wie ursprünglich.

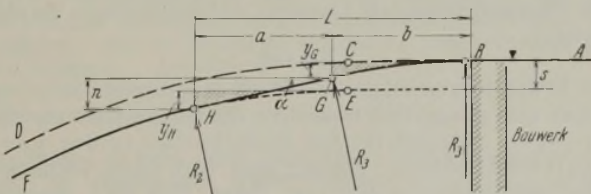


Abb. 14. Mathematische Zusammenhänge.

Es ist die Frage zu beantworten, wie lang die waagrechte Strecke  $BC$  gemacht werden muß, um für verschiedene Ausmaße der Senkung die erforderliche Verbesserung bzw. Wiederinstandsetzung der Trasse unterbringen zu können, ohne den Ausrundungshalbmesser  $R_3$  wesentlich kleiner als  $R_2 = R_1 = 15000$  m machen zu müssen.

Für die Berechnung sei die Annahme gemacht, daß  $R_3 = R_2 = R_1$  ist. Dann ergeben sich aus Abb. 14 folgende Beziehungen:  $GH$  ist Tangente an den neuen Übergangsbogen  $BG$  und an den alten (abgesenkten) Bogen  $HF$ . Der Bogen  $BG$  hat also in  $G$  dieselbe Neigung wie der Bogen  $FHE$  in  $H$ . Da außerdem die beiden Bogen  $BG$  und  $EH$  je in  $B$  und  $E$  waagrecht beginnen und beide denselben Halbmesser haben, so müssen sie kongruent sein:  $BG \cong EH$ , daraus  $y_H = y_G$ . Da nun  $y_H + s = y_G + n$ , so folgt  $n = s$ . Es berechnet sich

$$n = a \cdot \operatorname{tg} \alpha = a \cdot \alpha = a \cdot \frac{GB}{R},$$

$$(1) \quad n = a \cdot \frac{b}{R} = s.$$

Die Wahl der Ansatzpunkte der Tangente  $GH$  ist so zu treffen, daß der ganze Übergangsbogen  $HB = L$  möglichst kurz wird;  $\frac{dL}{da} = 0$ .

$$L = a + b = a + \frac{sR}{a},$$

$$\frac{dL}{da} = 1 - \frac{sR}{a^2} = 0,$$

$$a^2 = sR, \quad a = \sqrt{sR}, \quad b = \frac{sR}{a} = \sqrt{sR} = a.$$

Mit dem Zahlenwert  $R = 15000$  m ergibt sich für verschiedene Werte von  $s$ :

Tabelle 5. Erforderliche Übergangslängen gemäß Abb. 14.

Senkung $s =$	2,5	5	10	15	20 cm
$a = b =$	19,4	27,4	38,8	47,4	54,8 m
$L =$	38,8	54,8	77,6	94,8	109,6 m.

Man sieht aus diesem Ergebnis deutlich, daß schon eine Senkung der fertigen Straße infolge Zusammengehens des Dammes oder seines Untergrundes um das Maß  $s = 5$  cm eine Ausbesserungslänge von 55 m bedingt, wenn am Krümmungsverhältnis des Straßenaufisses nichts geändert werden soll; bei einer Senkung von  $s = 10$  cm beträgt diese Länge sogar rd. 78 m.

Aus Abb. 14 folgt noch weiter — der Beweis ist sehr leicht zu führen —, daß  $BC = a$ ; d. h.: wenn die obengenannten Bedingungen erfüllt werden sollen, so darf der Bogen  $DC$  nicht bis an das Bauwerk heranrücken, wie z. B. in Abb. 11 gezeichnet, sondern es muß eine waagrechte Strecke  $CB$  verbleiben, wie in Abb. 13 u. 14; diese ist erforderlich, um etwaige Senkungen des Dammes ausgleichen zu können, ohne daß das Längsprofil der Straße verschlechtert wird. Die Länge  $a$  dieser waagrechten Strecke ergibt sich aus der Tabelle 5.

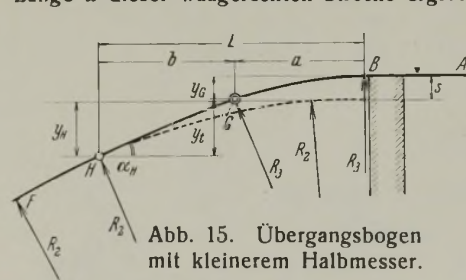


Abb. 15. Übergangsbogen mit kleinerem Halbmesser.

2. Wenn keine solche Waagrechte vorhanden ist, dann muß der Übergangsbogen dadurch hergestellt werden, daß man dem Bogenstück  $GB$  einen kleineren Halbmesser gibt. Der Ansatz gestaltet sich dann nach Abb. 15 folgendermaßen:

$$y_H + s = y_G + y_t \quad y_H = \frac{(a+b)^2}{2R_1} \quad y_G = \frac{a^2}{2R_3}$$

$$\alpha_H = \frac{a}{R_3} = \frac{a+b}{R_1} = \frac{y_t}{b}$$

Hieraus folgt in einfacher Rechnung

$$(2) \quad L = a + b = \sqrt{\frac{2sR_1^2}{R_1 - R_3}}$$

Mit  $R_1 = 15000$  m ergeben sich die Werte der folgenden Tabelle 6.

Tabelle 6. Erforderliche Übergangslängen gemäß Abb. 15.

Senkung $s =$	2,5	5	10	15	20 cm
$R_3 = 3000$ m	$\left\{ \begin{array}{l} L = 30,6 \\ a = 6,1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 43,3 \\ 8,7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 61,3 \\ 12,3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 75,0 \\ 15,0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 86,6 \\ 17,3 \end{array} \right.$ m
$R_3 = 5000$ m	$\left\{ \begin{array}{l} L = 33,5 \\ a = 11,2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 47,5 \\ 15,8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 67,1 \\ 22,4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 82,2 \\ 27,4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 94,8 \\ 31,6 \end{array} \right.$ m
$R_3 = 10000$ m	$\left\{ \begin{array}{l} L = 43,3 \\ a = 28,9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 61,3 \\ 40,8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 86,6 \\ 57,8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 106,2 \\ 70,7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 122,5 \\ 81,6 \end{array} \right.$ m

Selbstverständlich ergibt  $R_3 = R_2 = R_1$  in diesem Falle den Wert  $L = \infty$ . Andererseits liefert  $R_3 = 0$  den Wert  $L = a + b = \sqrt{2sR_1}$ , d. h. die Tangente  $HG$  geht durch den Punkt  $B$ . Eine solche Linienführung ist



selbstverständlich praktisch unzulässig, während die Anwendung der Halbmesser  $R_3 = 10\,000\text{ m}$  bis sogar  $R_3 = 3000\text{ m}$  praktisch gelegentlich sehr wohl erforderlich werden wird, wenn nicht genügend Vorsorge für den Fall von Senkungen getroffen war. Die genannten Werte von  $R_3$  bergen auch keine Gefahr in sich, da sie nur auf eine um so kürzere Strecke ( $a$  in der Tabelle 6) vorhanden sind, je kleiner  $R_2$  ist, und da sie infolgedessen die Sicht des Fahrers und die Bremslänge nicht ungünstig beeinflussen können.

Ein zweiter Weg, das Längsprofil der Reichsautobahnen in dem geforderten guten Zustand zu erhalten, wäre der, die Fahrbahn auf den Bauwerken dem etwa sich senkenden Dämme anzupassen, d. h. sie auch mit abzusenken. Es kann sehr wohl sein, daß sich das billiger stellt, als das vorstehend gekennzeichnete und erörterte Verfahren der Dammhebung. Unter Umständen könnte man sogar daran denken, in geeigneten Fällen das ganze Brückentragwerk absenkbar zu machen und dem sich setzenden Dämme folgen zu lassen. Die konstruktive Durchführung eines solchen Gedankens bietet keine Schwierigkeiten.

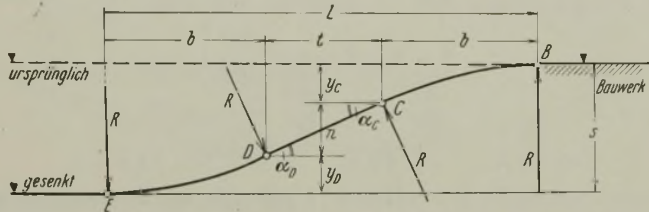


Abb. 16. Ausgleichung der Dammsetzung bei waagrechtem Damm durch S-Bogen.

Fall II. Waagerechter Damm in Talmulde. Die Herstellung eines Übergangsbogens bei Senkung des Dammes ist hier ungleich viel schwieriger als im Falle I, besonders dann, wenn ein Bauwerk vorhanden ist. Hier führt der Anschluß vom gesenkten Damm zum nicht gesenkten Bauwerk (Abb. 16) zu einer doppelten S-Kurve, die sehr große Übergangslängen braucht. Deshalb gewinnt hier der Gedanke, die Fahrbahn auf dem Bauwerk oder das Tragwerk des Bauwerks um das Maß der Dammsenkung absenkbar zu machen, stark an Bedeutung und Wert.

Hierbei ist allerdings zu beachten, daß die Übersicht auf einem solchen Damm für den Fahrer nicht gestört ist, daß also sehr viel kleinere Ausrundungshalbmesser zulässig sind. Immerhin kommt man auch unter Anwendung von z. B.  $R = 3000\text{ m}$  für die Ausrundung noch zu sehr erheblichen Längen. Es gilt

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha_c &= \frac{BC}{R} = \frac{b}{R} = \frac{ED}{R} = \operatorname{tg} \alpha_D, & y_C &= \frac{b^2}{2R} = y_D, & n &= t \cdot \operatorname{tg} \alpha_C \\ s &= y_C + y_D + n = \frac{b^2}{2R} + \frac{b^2}{2R} + t \cdot \frac{b}{R} = \frac{b^2}{R} + \frac{tb}{R}, \\ L &= 2b + t = \min = 2b + \frac{Rs}{b} - b = b + \frac{Rs}{b}, \\ \frac{dL}{dR} &= 1 - \frac{Rs}{b^2} = 0, & b &= \sqrt{Rs}, & t &= 0. \end{aligned}$$

Für verschiedene Halbmesser  $R$  ergibt sich:

Senkung $s =$	2,5	5	10	15	20 cm
$R = 3000\text{ m}$	$b = 8,7$	12,3	17,3	21,2	24,5 m
$R = 5000\text{ m}$	$b = 11,2$	15,8	22,4	27,4	31,6 m

Einer Dammsenkung von 10 cm entspricht bei einem Ausrundungshalbmesser von  $R = 3000\text{ m}$  also immerhin eine Gesamtlänge  $L = 2b + t = 2 \cdot 17,3 + 0 = 34,6\text{ m}$  oder besser  $2 \cdot 17,3 + 10 = 44,6\text{ m}$ , die in nachgiebiger Bauweise der Straßendecke zu belegen wäre.

### VI. Bauliche Einzelheiten.

#### 1. Wahl der Decke beeinflusst durch geotechnische Fragen.

Daß die geotechnischen Verhältnisse auch die Wahl der Decke beeinflussen, ist selbstverständlich. Gerade der im vorigen Abschnitt näher behandelte Anschluß von hohen Dämmen an Bauwerke zwingt auch hinsichtlich der Wahl der Decke zu ganz besonderer Vorsicht. Die Bauwerke sind tief gegründet, senken sich also kaum. Die anschließenden Dämme sind oft hoch, erfahren somit jedenfalls Senkungen, die beträchtlich sein können. Eine Betondecke könnte und würde also an den Stellen neben den Bauwerken infolge der Verschiedenheit der Senkungen Beschädigungen erleiden, wenn sie sofort auf die jungen Dämme verlegt wird. Um diesen Nachteil und die Notwendigkeit von schwierigen und teuren Ausbesserungen zu vermeiden, wird es sich empfehlen, die Straße auf hohen Dämmen im Anschluß an Bauwerke zunächst nicht mit Betondecke zu befestigen, sondern auf entsprechende

Länge (vgl. vorigen Abschnitt unter V) eine Befestigungsart zu wählen, in der sich Ausbesserungen und Aufhöhungen leicht und billig vornehmen lassen.

Es handelt sich dabei ganz ausgesprochen um ein mit voller Überlegung gewähltes Provisorium, bis die Senkungen wirklich zu Ende gegangen sind, also z. B. für 1 bis 3 Jahre. Hebung muß sofort nach eingetretener Senkung folgen; später kann eine Betondecke aufgebracht werden.

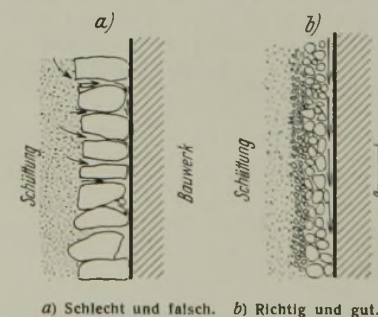
Das Vorhandensein einer anderen Befestigungsart muß man auf einige Zeit in Kauf nehmen. Jeder Benutzer der Reichsautobahnen weiß dann, daß solches Provisorium an den Bauwerken auf nachgiebigen Unterbau hindeutet und daß es eine Mahnung zum langsameren Fahren ist. Um nicht einen zweimaligen Übergang vor und hinter dem Bauwerk zu haben, dürfte es sich empfehlen, auch auf der Brücke usw. selbst die Befestigung in vorläufiger Bauweise zu machen. Ob man als solche vorläufige Bauweise Pflaster wählt oder eine schwarze Decke, ist Sache örtlicher Entscheidung. Beide sind bei richtiger Ausführung beweglich genug, um etwaigen Ungleichmäßigkeiten der Setzung folgen zu können, ohne Risse zu bekommen; die schwarze Decke hat gegenüber dem Pflaster den Vorteil, daß sich Senkungen der Planie und der Decke in einfachster Weise dadurch ausgleichen lassen, daß man auf die schwarze Decke nach entsprechender Reinigung eine neue Lage von Asphalt- oder Teerbeton aufbringt, ohne daß man die Decke aufzureißen, geschweige denn Teile von ihr herauszunehmen braucht. Das ist ein erheblicher Vorteil gerade für solche Strecken, auf denen mit Senkungen zu rechnen ist. Allerdings entsteht dann die Frage, ob man die schwarze Decke noch als ein Provisorium betrachten oder nicht einfacher als endgültige Befestigung belassen soll.

Über Senkung der Brückenfahrbahn bzw. des Brückentragwerks anstatt Hebung des Dammes vgl. unter V.

#### 2. Steinpackungen an den Bauwerken.

Im geotechnischen Sinne nachteilig sind die Steinpackungen hinter den Widerlagern von Brücken und ähnlichen Bauwerken. Sie sollen bekanntlich den Abfluß des Wassers hinter den Stützmauern, Widerlagern und Flügelmauern erleichtern. Ihr Nachteil besteht darin, daß sie sehr große und zahlreiche Hohlräume aufweisen, in die die Dammschüttung oder Hinterfüllung im Laufe der Jahre eindringen kann, so daß sie neben den Bauwerken starke Setzung erfährt. Dies ist besonders nachteilig, weil die Bauwerke selbst, die tief gegründet sind, sich nicht oder nur ganz unwesentlich setzen, gerade am Übergang zwischen Damm und Bauwerk also erhebliche Setzungsunterschiede entstehen können. Welche Bedeutung solche Setzungen im Anschluß an Bauwerke haben, ist im Absatz 1 eingehend dargelegt.

Es sollte deshalb gefordert werden, daß man die Steinpackung am besten überhaupt ganz wegläßt. Bei dem heutigen Stande der Isoliertechnik müßte das möglich sein! Will man sich aber darauf nicht verlassen, so sollte man die Steinpackung nicht aus Bruchsteinen aufbauen, sondern aus grobem Schotter schütten, dessen Korngröße von der Mauer ab nach der Erdhinterfüllung hin abnimmt und an dieser mit einem so kleinen Korn endigt, daß der Erdstoff der Hinterfüllung nicht in die Steinpackung hineindringt (Abb. 17).



a) Schlecht und falsch. b) Richtig und gut.

Abb. 17.

Steinpackung neben Bauwerk.

Auch hier heißt es, neue Wege zu gehen, um an allen Stellen die beste Dammschüttung als Unterbau der hochwertigen Straßendecken zu erreichen.

#### Schluß.

Zum Schluß scheint folgender Hinweis angebracht: Schon bei Hochbauten muß man gelegentlich feststellen, daß keine „Abnahme“-Zeichnung vorliegt; dieser Mangel ist bei Erdarbeiten leider heute eine Selbstverständlichkeit. Solange man noch Leute ausfindig machen kann, die mitgearbeitet haben, ist etwas über den Bauvorgang zu erfahren; aber auch dies nicht immer und nie mit Sicherheit. Ich kenne keinen Fall, wo irgendwelche schriftlichen Unterlagen über die Erdarbeiten, also über die geotechnische Baugeschichte, vorhanden gewesen wären.

Auch in dieser Richtung muß bei den Reichsautobahnen Wandel geschaffen werden. Eine Streckenbeschreibung als „Geotechnische Baugeschichte“ muß enthalten: Lage der Bohrlöcher und Schürfe, vor-



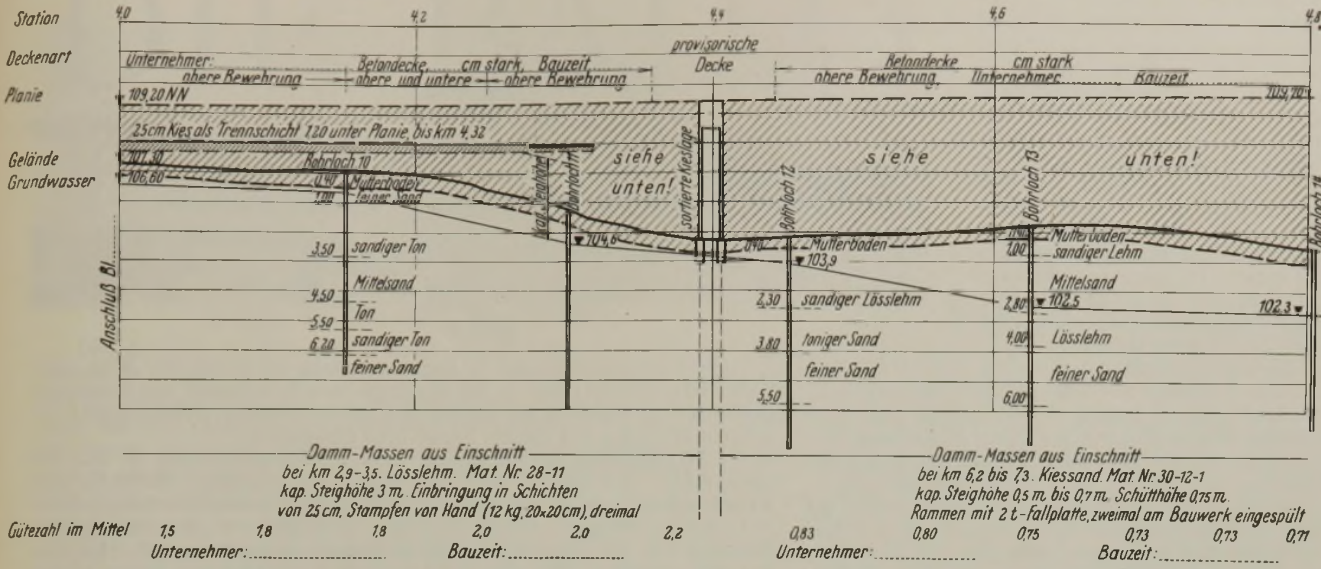


Abb. 18. Geotechnische Baugeschichte. Muster für die Aufzeichnungen.

genommene Bodenuntersuchungen und deren wichtigste Ergebnisse, Aktenweis für die nicht aufgeführten Ergebnisse, Angabe der Stellen, die die Untersuchungen durchgeführt haben, Grundwasserstände.

Für Dämme: Schüttstoffe nach Art und Beschaffenheit, ihre Herkunft, Schüttdauer der einzelnen Strecken, Schüttart, Verdichtung von Hand, durch Walzen, durch Rammen oder Stampfen, Anzahl der Verdichtungsgänge, Wasserzugabe, Prüfung der erzielten Verdichtung (Bestimmung des Raumgewichtes, Gütezahl mit Dichteprüfer), Angabe über Wetter bei der Schüttung und Verdichtung. — Besondere Angaben über Schüttung und Verdichtung neben Bauwerken, über Art der Steinpackung neben diesen. — Verhalten der Dämme nach der Schüttung, während des Aufbringens der

Decke und noch für Jahre danach.

Wertvoll ist es in dieser Richtung noch, wenn die Aufsicht über die Straße in den Händen eines der Ingenieure verbleibt, die schon beim Bau mitgewirkt haben, damit er seine Beobachtungen vom Bau her übertragen und vergleichen kann mit den Beobachtungen über das spätere Verhalten der Straßendecke oder des Untergrundes. Wenn es möglich ist, diesen Fachmann schon rechtzeitig zu bestimmen, so dürfte das wesentlich dazu beitragen, sein Interesse für alle Dinge der geotechnischen Baugeschichte zu wecken und zu steigern.

Vermischtes.

63. o. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt e. V. Deutscher Binnenschifffahrtstag 1934 in Breslau im Landeshaus, Gartenstraße 74. Freitag, den 28. September: 9<sup>15</sup> Uhr Geschäftliche Mitgliederversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt e. V. 9<sup>45</sup> Uhr Vorträge: Staatssekretär Koenigs, Berlin, „Die verkehrspolitische Fürsorge für die Grenzgebiete“; Verbandsdirektor Schreiber, Berlin, „Gegenwartsfragen der deutschen Binnenschifffahrt“; Oderstrombaudirektor Franzius, Breslau, „Der Ausbau der Oder zur Großschiffahrtsstraße“; Oberbergwerksdirektor Falkenhahn, Gleiwitz, „Die Wirtschaft und die Oder“. Sonnabend, den 29. September: 8<sup>00</sup> Uhr Abfahrt vom Schloßplatz zur Besichtigung der Breslauer Schiffsanlagen (Stadthafen und Schleuse Ransern); 9<sup>30</sup> Uhr Abfahrt vom Schloßplatz in Breslau nach Ottmachau, Besichtigung des Staubeckens.]

einen Eisenbetonviadukt und ist insgesamt 365 m lang, wohingegen die Nordrampe einschließlich der Eisenbetonkonstruktion rd. 90 m lang ist.

Die 6. Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie E.V. findet anlässlich des 25jährigen Bestehens der Gesellschaft am 5. u. 6. Oktober in der Technischen Hochschule in Berlin-Charlottenburg (Saal 158 des Hauptgebäudes) statt. An Vorträgen sind in Aussicht genommen:

Freitag, den 5. Oktober, vorm. 9<sup>30</sup> Uhr, Reg.-Rat Dr. Lüscher: „Anwendung und Erfolge der Photogrammetrie“; Prof. Dr. v. Gruber: „Neuerungen an photogrammetrischen Geräten“;

Sonnabend, den 6. Oktober, vorm. 9<sup>30</sup> Uhr: Mitgliederversammlung; 10<sup>30</sup> Uhr, Prof. Dr. Lacmann: „Die von Norwegen seit 1906 in der Arktis durchgeführten photogrammetrischen Arbeiten“; 11<sup>30</sup> Uhr, Dipl.-Ing. Heilmayer, Hansa Luftbild G.m.b.H.: „Erfahrungen aus dem Gebiete der Luftbildvermessung.“

Am 5. Oktober finden um 19 Uhr im Flugverbandshaus, Berlin W 35, Blumeshof 17, Filmvorführungen statt. Alle Interessenten der Photogrammetrie und des Luftbildes, Vermessungsfachleute, Ingenieure, Architekten, Studierende sind zur Teilnahme eingeladen; eine Teilnahmegebühr wird nicht erhoben. Anmeldung an den Schriftführer, Oberregierungsrat O. Koerner, Berlin-Halensee, Karlsruher Straße 1.

Caughnawaga-Brücke über den Lawrence-Fluß. Im vergangenen Winter wurde etwa 20 km stromaufwärts von Montreal über den St. Lawrence-Fluß von der Lake St. Louis Bridge Corp. eine neue Landstraßenbrücke errichtet, die das südlich des Flusses gelegene Caughnawaga-Gebiet mit der am Nordufer liegenden Ville La Salle verbindet. Die Brückenkonstruktion selbst ist rd. 1370 m und einschließlich der Rampen über 1800 m lang. Die Südrampe umfaßt einen Erdamm und

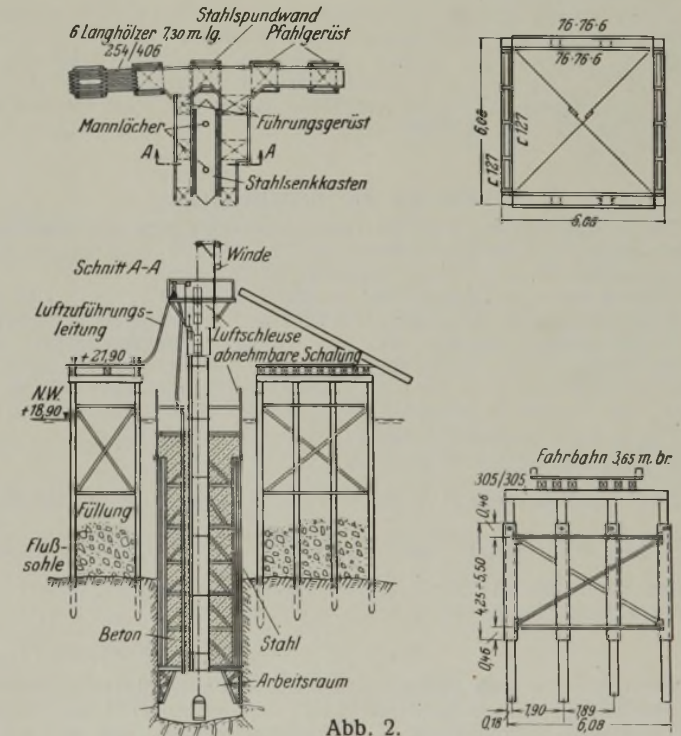
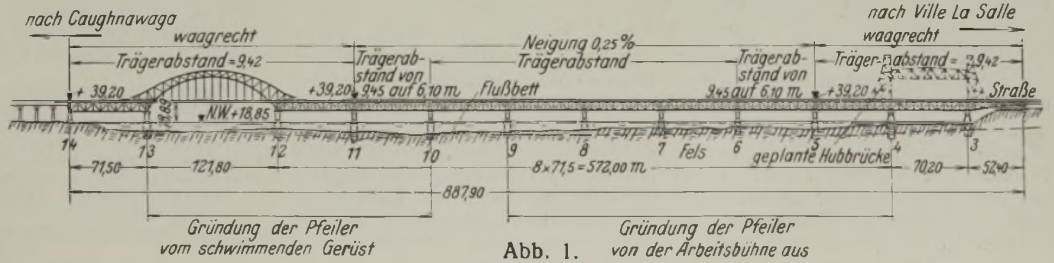


Abb. 2.

Abb. 1. Gründung der Pfeiler von der Arbeitsbühne aus



Abb. 1 zeigt die Systemskizze. — Am Nordende ist in der zweiten Öffnung für den St. Lawrence-Schiffahrtskanal später eine Hubbrücke vorgesehen. Die Flußtiefe wechselt zwischen 1 m am Nordufer bis zu 10 m zwischen Pfeiler 10 und 11. Mit Ausnahme des Flußteiles unter der Bogenbrücke ist der Fluß wegen seichter Stellen und Felseinlagerungen nicht schiffbar. Im nördlichen Teil des Flußbettes liegt Sand und Geröll, während im südlichen Teile mehr felsiger Untergrund vorhanden ist. Alle Pfeiler sind auf dem unterliegenden Sandstein gegründet. Die Arbeiten auf dem Fluß wurden durch starke Stürme im Sommer und durch Eis im Winter erschwert. Der Bau der seitlichen Zufahrten, der Widerlager und Pfeiler wurde, vom November 1932 beginnend, innerhalb eines Jahres vollendet.

Die Senkkasten für die Luftdruckgründung der Stropfpfeiler haben besonders starke geschweißte Stahlmütel. Die tiefste Gründung liegt 18 m unter dem Wasserspiegel. Die Gründung der Stropfpfeiler geschah von stromaufwärts errichteter Arbeitsbühne aus, deren Ausbildung aus Abb. 2 ersichtlich ist. Diese stand auf einzelnen Holzpfeilergerüsten, die innerhalb verstreuter Stahlrohre im Flußbett eingerammt wurden.

Diese Pfeilergerüste wurden mittels eines Kranes eingesetzt, der auf der Arbeitsbühne lief. Zur Führung der Senkkasten waren ähnliche Pfeilergerüste neben der Arbeitsbühne vorgesehen, wie dies aus Abb. 2, Grundriß, ersichtlich ist; die Pfeilergerüste wurden im Innern mit einer Bodenfüllung beschwert.

Die Aufstellung der Bogenbrücke über der Schiffahrtrinne geschah durch Auskragen von beiden Seiten aus. Da die Konstruktion über drei Öffnungen stetig durchläuft, ergaben sich besondere Maßnahmen für den Schluß des Bogens, wobei je ein Auslegerkran auf der Fahrbahn und ein solcher auf der nördlichen Hälfte des Bogens verwendet wurde. Die benachbarten Brückenteile 11 und 13 wurden als rückwärtige Verankerungen während des Auskragens der beiden Bogenhälften benutzt. Zuerst wurde der Untergurt geschlossen, und zwar durch Verschieben der südlichen Hälfte auf Rollen auf dem Pfeiler 13 nordwärts um etwa 10 cm. Die Verbolzung wurde bei einer vorgeschriebenen Temperatur ausgeführt, danach wurden die Endlager der seitlichen Brücken auf den Pfeilern 11 und 14 angehoben, um den Obergurt zum Schluß zu bringen, wonach die Einstellung der Lager entsprechend den vorgesehenen Spannungsverteilungen vorgenommen wurde. Diese Bauarbeiten wurden während ungewöhnlich harter Winterkälte im März 1934 durchgeführt. Abb. 3 zeigt den fertigen bogenförmigen Teil mit den angrenzenden Öffnungen. Zs.

**Berichtigungen.** In dem Aufsätze betr. den Brückenzug San Francisco—Oakland, Bautechn. 1934, Heft 36, bitten wir auf S. 465 folgende Berichtigungen zu vermerken:

In der Tabelle über die Werkstoffeigenschaften beträgt die zulässige Zugbeanspruchung des Nickelstahls (Spalte 4) offenbar nicht 3780 kg/cm<sup>2</sup> (54 000  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ), wie im Original angegeben, sondern 2380 kg/cm<sup>2</sup> (34 000  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ). Ferner ist in Spalte 5 in den Ausdrücken für die zulässige Druckbeanspruchung zu setzen anstatt 0,49 der Wert 4,9 und anstatt 0,63 der Wert 6,3. Drittens muß es in Zeile 5 von unten anstatt 20 ct lauten: 2,0 ct.

### Zuschrift an die Schriftleitung.

**Zur Beanspruchung von Gewichtstauwauern durch das strömende Sickerwasser.** Zu diesem in Bautechn. 1934, Heft 29, erschienenen Aufsätze von Prof. Dr. v. Terzaghi bemerke ich folgendes:

Wie ich schon in „Zuschriften“ an die Z. d. Oe IAV (1934, Heft 5/6 und 7/8) gezeigt habe, kann aus den Versuchen v. Terzaghis keineswegs der Schluß gezogen werden, daß die „wirksame Flächenporosität“ des Betons nahezu 1 sei. Auch die „analytische Darstellung des Sachverhaltes“ in Bautechn. 1934, Heft 29, gestattet leicht, die Widersprüche zu zeigen, die in der Berechnung des  $n_w$  enthalten sind und auf die ich v. Terzaghi schon mündlich aufmerksam gemacht habe, bevor seine erste Veröffentlichung hierüber erschienen war.

Nach den Versuchen v. Terzaghis ist  $\frac{P}{F}$  nahezu gleich  $c_0$ , bald etwas größer, bald etwas kleiner, also im Mittel  $\left(\frac{P}{F} - c_0\right) = 0$ . Dann ist aber für den nicht umhüllten (freien) Probekörper auch der „Winkel der inneren Reibung“  $\varphi = 0$  zu setzen, und es wird nach Gl. (3) S. 379

$$n_w = 1 - \frac{0}{0}, \text{ somit unbestimmbar.}$$

Wenn ferner  $\varphi$  vom Spannungszustande der porenfüllenden Flüssigkeit unabhängig ist, wie behauptet wird, so muß auch für den wasserdicht umkleideten Probekörper  $\varphi = 0$  gesetzt werden, und die Gl. (1) und (2) lauten dann

$$\frac{P}{F} = c_0 = 2\tau_0.$$

Dieses Ergebnis würde besagen: auch beim umhüllten Probekörper hat ein überlagerter allseitiger Druck keinen Einfluß auf die Bruchgefahr. Ohne mich auf versuchstechnische Probleme einzulassen, halte ich dieses Ergebnis nicht für ganz unmöglich, weil ein ähnliches Ergebnis bekannt ist. Dr. A. Föppl fand bei geschmierten Druckflächen, also bei stark verminderter Reibung an den Druckplatten, die Umschlingungsfestigkeit von Steinen gleich der Druckfestigkeit. — Ist dem aber so, so besteht kein grundsätzlicher Unterschied zwischen umhüllten und nicht umhüllten porösen Körpern, und man muß von vornherein darauf verzichten, die „wirksame Flächenporosität“ durch diese Vergleiche zu finden.



Abb. 3.

Über den Kapillardruck in Talsperren habe ich in der Ww, Wien 1934, Heft 13/14, gezeigt, daß er bei der statischen Berechnung von Talsperren nicht die geringste Rolle spielt. Da dieser Aufsatz unbeanstandet geblieben ist, kann ich diesen Punkt hier übergehen.

Die Einzeichnung von Strom- und Aquipotentiallinien in das Talsperrenprofil schließlich muß als eine recht zwecklose Mehrarbeit gewertet werden, denn „der wahre Verlauf der Drucklinien hängt davon ab“, wie v. Terzaghi selbst bemerkt, „welcher von den aufgezählten Faktoren für die Durchlässigkeitsverhältnisse maßgebend ist“. Es wäre nur hinzuzufügen, daß eine für die ganze Lebenszeit der Sperre gültige Voraussage über diese Verhältnisse im Zeitpunkte des Entwurfs überaus problematisch wäre.

P. Fillunger, o. ö. Professor  
an der Technischen Hochschule Wien.

### Erwiderung.

Die Einwendungen Fillungers gegen mein Verfahren zur Bestimmung der wirksamen Flächenporosität fußen auf der unbewiesenen und unbeweisbaren Annahme, daß der Winkel  $\varphi$  der inneren Reibung des nicht umhüllten, zum Unterschiede von jenem des umhüllten, gleich Null sei. Eine Auseinandersetzung über die Berechtigung dieser Annahme findet sich in der Z. d. Oe IAV 1934, Heft 5/6 u. 7/8. Mit besonderem Nachdruck verweise ich auf meine Erwiderung auf den einschlägigen Aufsatz Fillungers im Bauing. 1934, Heft 29/30, die in Kürze erscheinen wird.

Die Abhandlung Fillungers über den Kapillardruck in Talsperren, Ww, Wien 1934, Heft 13/14, ließ ich unerwidert, weil sie ebenfalls auf Annahmen fußt, deren Anfechtbarkeit ich schon vorher in den oben aufgezählten Zuschriften dargelegt habe.

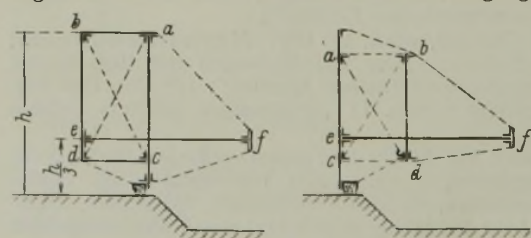
Zum Schlußsatze der Zuschrift Fillungers wäre zu bemerken, daß man bei der Beurteilung des Sicherheitsgrades eines Bauwerks stets die ungünstigsten Möglichkeiten berücksichtigen muß, die sich im Laufe des Bestandes des Bauwerks ergeben können. Die rechnerische Untersuchung des Einflusses solcher Möglichkeiten auf den Sicherheitsgrad von Stauwauern entspricht in jeder Hinsicht der Untersuchung des Einflusses der ungünstigsten Setzungsmöglichkeiten auf den Spannungszustand statisch unbestimmter Bauwerke und darf daher bei gewissenhafter Bearbeitung des Entwurfs für eine Stauwand nicht unterbleiben.

K. v. Terzaghi, o. ö. Professor  
an der Technischen Hochschule Wien.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

### Patentschau.

**Roll- oder Segmentschütz.** (Kl. 84a, Nr. 579015 vom 14. 11. 1928 von Dr.-Ing. Ludwig Bosch in Dortmund.) Um die Beschädigung des Schützes durch unter ihm hindurchgeschulte Fremdkörper zu vermeiden, wird das Tragwerk des Schützes aus nur einem waagerechten Hauptträger  $e-f$ , der zweckmäßig in Höhe der Mittelkraft des Wasserdruckes liegt, und zwei oder mehreren senkrechten Eigengewichtsträgern  $ac$  und  $bd$ , die zu einem torsionsfesten Kasten verbunden werden, zusammengesetzt.



Auf diese Weise ist der Hauptträger in eine genügende Höhe über der Wehrsohle gerückt und dem schädlichen Angriff des unter dem Schütz durchschießenden Wasserstrahles entzogen. Es ist gleichgültig, ob der die Stauwand bildende senkrechte Träger  $a-c$  vor oder hinter dem zweiten Träger  $b-d$  liegt. Durch Verbindung der Gurte  $a$  und  $b$  bzw.  $c$  und  $d$  durch waagerechte Verbände  $a-b$ ,  $c-d$  ist ein Gebilde von viereckigem Querschnitt  $a-b$ ,  $c-d$  geschaffen, das einen einheitlichen torsionsfesten Kastenträger darstellt.

**INHALT:** Salzlagertempel der N. V. Handelsmaatschappij v. H. G. Eggink, Doesburg (Holland). — Die Entwicklung der Schienenübergänge auf festen und beweglichen Brücken. (Schluß) — Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz, genannt Adolf-Hitler-Brücke. (Fortsetzung). — Erdbaufgaben der Reichsautobahnen. (Schluß). — Vermischtes: 63. o. Hauptversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. — 6. Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie E. V. — Caughnawaga-Brücke über den Lawrence-Fluß. — Berichtigungen. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.

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