

# DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 12. April 1940

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

## Umbau einer gewölbten Eisenbahnbrücke.

Von Oberreichsbahnrat Dr.-Ing. Rudolf Kern, Entwurfsdezernent der DRB.

### 1. Alter Bauzustand und Erhaltungsfragen.

Schon bald nach Vollendung der Brücke (vor dem Jahre 1854) traten in den Gewölben Risse parallel zum Gleis, Abtrennungen der Stirnmauern und andere Schäden auf. Da die im Bogen liegende Brücke sehr schlank war, wurde sie durch Einziehen von neuen Gewölben unter den alten und durch Anbau von zunächst drei Strebepfeilern auf der Außenseite des Gleisbogens verstärkt (Abb. 1 u. 2). Die Anbauten wurden mit dem alten Mauerwerk gut im Verbande vermauert („verschmatzt“).

Schon beim Bahnbau sind viele schlechte Ziegel verwendet worden, so daß dauernd Verwitterungsschäden zu beheben waren. Zuerst verkleidete man mit gewöhnlichen Ziegeln, dann mit Betonformsteinen, endlich mit Spritzbeton. Die Schalen hatten zum Teil keinen Verband mit dem dahinterliegenden Mauerwerk. Manche Stellen lösten sich später wieder los. Es zeigten sich viele Nachteile der nachträglichen Schalenverkleidung, die an anderer Stelle besprochen worden sind<sup>1)</sup>.

Bei diesem Kampfe gegen die Verwitterung wurde nämlich immer wieder übersehen, daß ein großer Teil der Schäden durch Wasser verursacht wird, das von den Gleisen heruntersickert und dann aus dem Innern des Bauwerks an die Oberfläche heraustritt. Die Erneuerung der Sichtflächen ohne gleichzeitige Erneuerung der wasserdichten Abdeckung ist ganz wertlos. Oft wird die zweite Arbeit, weil sie den Betrieb sehr stört, und aus Gründen der Sparsamkeit jahrelang hinausgeschoben. Das bedeutet eine vollständige Verkennung der Ursachen der Verwitterungsschäden.

Im vorliegenden Falle sollte das nur scheinbar billige Herumflicken aufgegeben und gründliche Arbeit geleistet werden.

### 2. Entwurfswahl.

Der Umbau wurde auf die Jahre 1937 und 1938 verteilt. Die zweckmäßigste und wirtschaftlichste von verschiedenen Lösungen war das Einziehen von neuen Eisenbetongewölben unter die bestehenden Gewölbe (Abb. 2), eine Bauweise, die in Bayern und in der Ostmark<sup>2)</sup> wiederholt mit gutem Erfolge angewendet worden ist. Eigentlich ist das Verfahren eine Wiederholung der schon 1855 an derselben Brücke ausgeführten Unterwölbung, nur diesmal durch Eisenbeton und Zementlempressen ins Neueitliche übertragen. Selbstverständlich war gleichzeitig die wasserdichte Abdeckung zu erneuern. Damit wurden erreicht:

- a) geringe Baukosten;
- b) verringerte Unterhaltungskosten, weil die Ziegel nicht mehr in den Sichtflächen liegen;
- c) die Verstärkung des Bauwerks auf einen neuzeitlichen Belastungszug.

Hingegen waren die Betriebsstörungen nicht nur auf die Zeit beschränkt, die für die Erneuerung der wasserdichten Abdeckung erforderlich war, sondern sie dauerten in jedem Jahre rd. 5 Wochen länger, weil Teile der bestehenden Pfeiler und Gewölbe abgetragen werden mußten.

<sup>1)</sup> Abb. 5 in Bauing. 1937, Heft 51/52, S. 802, zeigt einen abgelösten Stirnring der Brücke.

<sup>2)</sup> Muey, Bautechn. 1927, Heft 43 u. 45, S. 622 u. 654.

### 3. Gründung und Verformungen.

Dem Umbau war eine Untersuchung der Gründung vorausgegangen. Die Brücke führt über ein Tal, das bis zur heutigen Geländehöhe mit Lehm und darin eingebettetem Moränenschutt ausgefüllt ist. Nur ein Pfeiler der Brücke steht auf Fels, vier stehen auf Pfahlrost, bei den übrigen und bei den Widerlagern hatte man, wie es zur Zeit des Bahnbaues üblich war, das Mauerwerk auf Balkenroste oder Bohlenroste gestellt. Die Pfahl- und Schwellenroste stehen im Grundwasser und sind gut erhalten, nur bei Pfeiler 1 war kein Grundwasser, hier war das Holz des Balkenrostes verrottet. Da der Raum zwischen den Balken mit Steinen ausgezwängt ist, kann sich der Pfeiler nur um einen Teil des darüberliegenden Bohlenbelages gesetzt haben. Eine solche Setzung dürfte

ziemlich gleichmäßig vor sich gehen. Daher waren im Pfeiler keine Risse zu sehen. Daß aber die Pfeilersenkung in den anschließenden Gewölben Schäden hervorgerufen hat, liegt auf der Hand.

Im übrigen zeigt das Bauwerk jene Verformungen, die man bei einer fast 90 Jahre alten gewölbten Brücke aus Ziegeln gewöhnt ist. Die Pfeiler haben sich in der Mitte bis zu 35 mm gegenüber den Pfeilerschmalseiten gesenkt, weil sie auf bindigem Boden aufgesetzt waren. Die Scheitel der Gewölbe waren bis zu 10 cm gegenüber den benachbarten Pfeilern durchgesackt. Alle Gewölbe waren in der Gleisrichtung gegen das talseitige Widerlager verdrückt<sup>3)</sup>. Auch solche Verformungen müssen selbstverständlich Risse im Mauerwerk hervorrufen. Trotz dieser Schäden wurde

das Bauwerk ohne jede Verkehrsbeschränkung befahren, ein neuer Beweis dafür, wieviel man gewölbten Brücken zumuten kann.

### 4. Beschreibung des Entwurfes.

Die Grundwerke der alten Widerlager und Pfeiler bestehen aus sehr großen Quadern, sie sind daher zur Auflagerung der neuen Einbauten verwendet worden (Abb. 2a). Deshalb mußte oberhalb der Grundwerke ein Teil der im Jahre 1855 zugebauten Pfeiler- und Gewölbeverstärkungen wieder abgeschlagen werden. Dieses Ziegelmauerwerk war zum Teil verwittert, zum Teil bestand es aus nachträglich vorgesetzten Schalen, deren Tragfähigkeit zweifelhaft war.

Die neuen Pfeilerwände und Gewölbe bestehen aus Eisenbeton und haben eine gleichbleibende Dicke von 85 cm. Sie greifen um die stehengebliebenen Reste der schmalen Zubauten vom Jahre 1855 hakenförmig herum und haben infolgedessen an den vier Ecken der Pfeiler und bei den Widerlagern säulenartige Fundamentverbreiterungen (Abb. 2c), die auf dem alten Mauerwerk aufstehen. Überdies wurden die Grundkörper jener Pfeiler, die auf Pfahlrost stehen, an den Längsseiten verbreitert (Abb. 2a), obwohl die Entlastung nicht groß ist.

Über den Pfeilern hatte der Gewölbetrog eine Tiefe bis zu 4,5 m unter S.O. Von hier gingen ursprünglich die Entwässerungsröhre durch die Gewölbe nach außen. Ein so tiefer Gewölbetrog erschwert die Erneuerung der wasserdichten Abdeckung ungemein, und aus diesem Grunde

<sup>3)</sup> Abb. 14 in Bauing. 1939, Heft 3/4, S. 41, zeigt ein verdrücktes Gewölbe der Brücke.



Abb. 1. Das alte Bauwerk mit den Strebepfeilern auf der Bogenaußenseite. Entwässerung gegen die Stirnmauern.



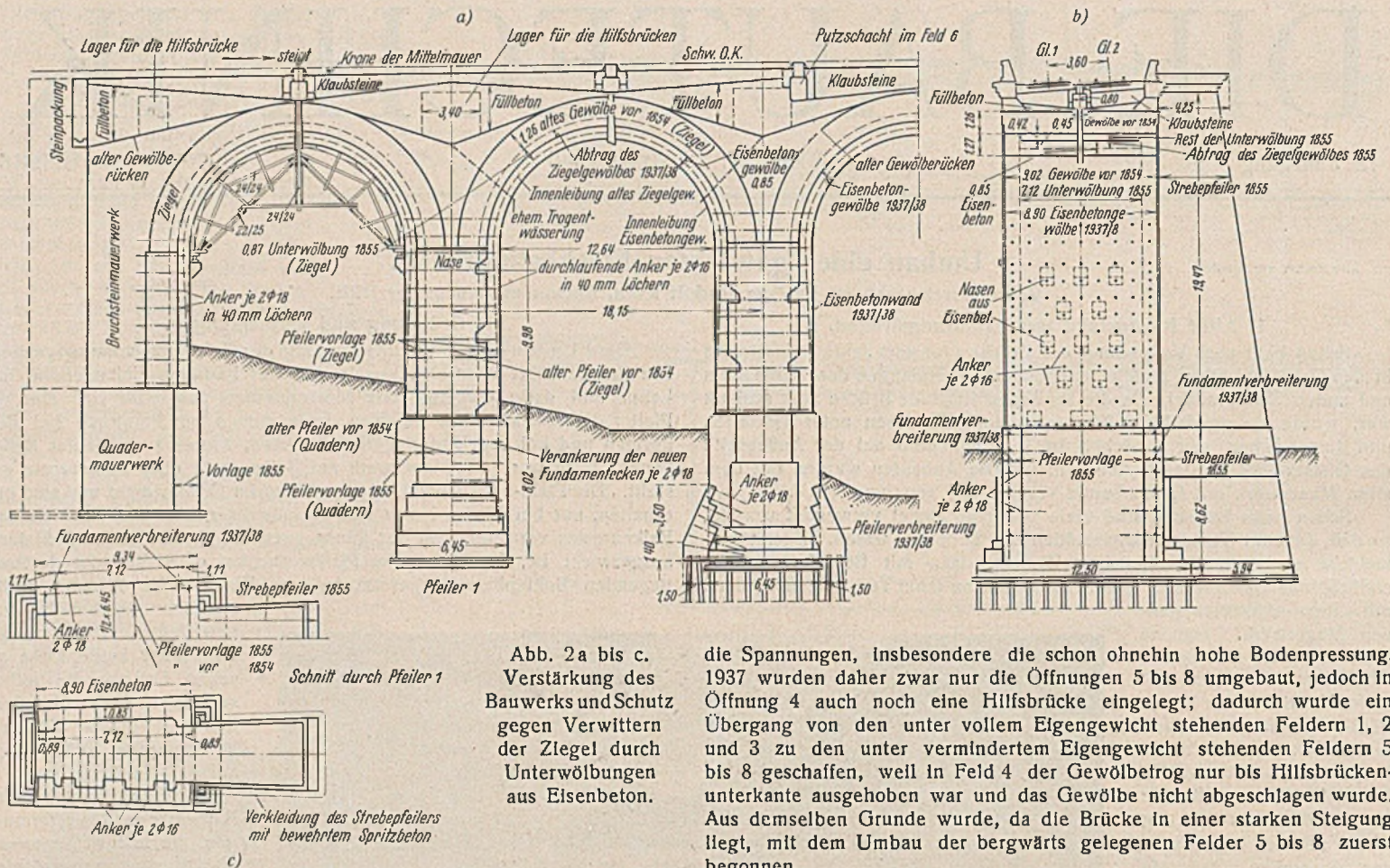


Abb. 2a bis c.  
Verstärkung des  
Bauwerks und Schutz  
gegen Verwittern  
der Ziegel durch  
Unterwölbungen  
aus Eisenbeton.

war wohl auch 1909 unmittelbar unter dem Schotterbett eine schwebende Abdeckung ausgeführt worden (Abb. 6a). Der Gewölbetrog wurde daher über den Pfeilern möglichst hoch aufbetoniert, das Wasser wird jetzt mit einer Ausnahme zu den Gewölbescheiteln geleitet und läuft durch lotrechte, trompetenförmige Abfallrohre ab. Über jedem Abfallrohr ist ein Einsteigeschacht. Das ist die beste Lösung, weil das Eis vom Gleis aus leicht mit Stangen durchstoßen werden kann, auch wenn der Schacht schon voll Wasser steht. Liegt aber das Abfallrohr unter einem Winkel zum Lot, wie es bei der Entwässerung von der Pfeilermitte aus üblich ist, dann ist das Öffnen eines zugefrorenen Rohres sehr erschwert. Das Schmelzwasser kann sich bis in Schwellenhöhe stauen, und da es unter Druck steht, dringt es durch die schwachen Stellen der Abdichtung in das Innere des Bauwerks.

### 5. Berechnung.

Es ist klar, daß alle Berechnungen dieses Bauwerks, bei dem die einzelnen Teile aus verschiedenen Baustoffen bestehen, die noch dazu zu verschiedenen Zeiten ineinandergelagert wurden, nur den Wert grober Näherungsrechnungen haben können, die man aber trotzdem durchführen muß, wobei man immer fallweise eine möglichst ungünstige Annahme machen wird.

Die neuen Gewölbe wurden so stark gemacht, daß sie ihr Eigengewicht, das der alten Brücke und die ganze Verkehrslast aufnehmen können. Rechnungsmäßig ist also auf die Mitwirkung der alten Gewölbe verzichtet worden. Wärmewechsel, Schwinden und annähernd die Nachgiebigkeit der Pfeiler wurden berücksichtigt. Wegen des gleichbleibenden Querschnitts konnten die geschlossenen Ausdrücke von Dr.-Ing. Schweda<sup>1)</sup> benutzt werden, die ein genaues Erfassen der Gewölbezwickel und die rasche Ermittlung der erforderlichen Bewehrung gestatten.

Die dünnen Wände eines Pfeilers wären für sich allein nicht stand-sicher. Sie sind daher miteinander durch viele Anker verbunden. Das alte Pfeilermauerwerk muß hier auch statisch mitwirken. Die Schubspannungen zwischen den neuen Betonwänden und dem alten Ziegelmauerwerk infolge waagerechter Kräfte werden durch Nasen aus Eisenbeton aufgenommen, die überdies die von den neuen Gewölben aufgenommenen Lasten in die Mitte der Pfeiler leiten, soweit dies infolge des verschiedenen elastischen Verhaltens möglich ist.

### 6. Herstellung der Gewölbeeinbauten.

Da von den alten Gewölben und Pfeilern große Teile abgetragen werden mußten, wurden die Gewölbe durch 16,4 m lange Hilfsbrücken entlastet (Abb. 6). Das Ausräumen des sehr tiefen Gewölbetroges und das Abtragen von Gewölbemaierwerk erhöhte in einzelnen Querschnitten

die Spannungen, insbesondere die schon ohnehin hohe Bodenpressung. 1937 wurden daher zwar nur die Öffnungen 5 bis 8 umgebaut, jedoch in Öffnung 4 auch noch eine Hilfsbrücke eingelegt; dadurch wurde ein Übergang von den unter vollem Eigengewicht stehenden Feldern 1, 2 und 3 zu den unter vermindertem Eigengewicht stehenden Feldern 5 bis 8 geschaffen, weil in Feld 4 der Gewölbetrog nur bis Hilfsbrückenunterkante ausgehoben war und das Gewölbe nicht abgeschlagen wurde. Aus demselben Grunde wurde, da die Brücke in einer starken Steigung liegt, mit dem Umbau der bergwärts gelegenen Felder 5 bis 8 zuerst begonnen.

Das Quadermauerwerk der Grundkörper zeigte bei den Pfeilern keine Sprünge, litt aber, je nachdem es von Grundwasser durchspült war, mehr oder weniger an Mörtelarmut. Es wurde durch Einpressen von Zementmörtel wieder instand gesetzt und hat jetzt einen besseren Verband als ursprünglich.

Das Gelände fällt unter der Brücke steil ab. Daher konnten bei einzelnen Pfeilern das Grundwasser und das Spülwasser durch tiefe Abzugsgräben abgeleitet werden. Die Gräben mußten jedoch vor dem Wiederauffüllen der Baugruben so verdämmt werden, daß das Grundwasser mindestens 1 m über die Holzroste gestaut wird.

Die durchlaufenden Anker in den Pfeilern sollten dazu benutzt werden, die Schalungen zu beiden Seiten der Pfeiler gegeneinander zu verhängen. Das ging aber nicht bei allen Pfeilern, weil an einigen Stellen beim Einpressen von Zementmörtel in die Ankerlöcher schon bei einem Druck von nur 2 kg/cm<sup>2</sup> das alte Ziegelmauerwerk aus dem ohnehin schon geschwächten Pfeiler trichterförmig herausgedrückt wurde.

In Kämpferhöhe waren alle Rundstäbe gestoßen, so daß Pfeilerwände und Gewölbe für sich, und zwar auf die volle Brückenbreite betoniert werden konnten.

Die Gewölbe wurden von den Kämpfern in einem Zuge gegen den Scheitel zu betoniert. Die Lehrgerüste wurden gegen das alte Gewölbe abgestützt, um dem Aufsteigen entgegenzuwirken. Die Stempel bekamen einen ziemlichen Druck und mußten herausgehackt werden. Daher wurden später die Lehrgerüste waagerecht ausgesteift.

Das Betonieren eines Gewölbes mit rd. 200 m<sup>3</sup> Inhalt dauerte etwa 21 Stunden. In den unteren Teilen der Schenkel wurde weicher Beton

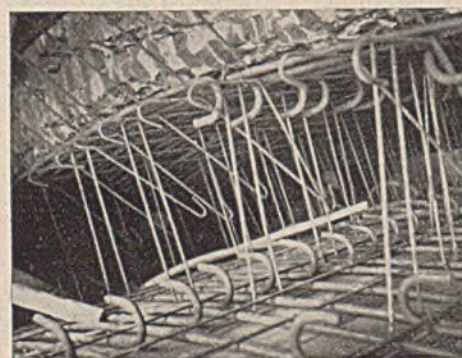


Abb. 3. Bewehrung im Scheitel des Gewölbes mit der zum Teil abgetragenen Unterwölbung vom Jahre 1855.

verwendet und mit Rüttlern bearbeitet. Gegen den Scheitel zu war beides nicht mehr möglich, es mußte schließlich Gußbeton eingebracht werden. Das Arbeiten in dem eingeschalteten, durch Bügel eingegengten Gewölberaum (Abb. 3), in dem die Luft sehr heiß und sehr feucht war, strengte ungemein an. Selbstverständlich wurde die Betonmasse solange als möglich durchgestocht.

Abb. 4 ist eine Draufsicht auf das Gewölbe

<sup>1)</sup> Bauing. 1937, Heft 37/38, S. 586.



und zeigt den Schluß des Betonierens. Mischer M1 stand in Geländehöhe und bediente durch den Aufzug A die Gußrohre 1, 2 und 6, die die Betonmasse durch die linke Stirnschalung zuführten. In Gleishöhe stand der Mischer M2, der mittels der Gußrohre 3, 4 und 5 den Gewölbeteil rechts der Brückenachse beschickte. Das alte Gewölbe war im Scheitel durchgestoßen, hier mußte ohnehin das Abfallrohr für die Trogentwässerung eingesetzt werden. Durch dieses Loch wurden die Rohre 3 und 4 bedient, während Rohr 5 durch die rechte Stirnschalung ging. In den Rohren 1 und 2 wurde die Tätigkeit zuerst eingestellt. Die Rohre 5 und 6 wurden erst zum Schluß benutzt, sie hielten schließlich die Betonmasse des Gewölbbscheitels unter Druck (Abb. 5). Nach dem Erhärten wurden die aus der Schalung herausstehenden Gußansätze abgearbeitet.

Die Betongewölbe schwinden und setzen sich nach dem Ausrüsten. Um die Aufnahme der Verkehrslast und das Zusammenarbeiten mit dem alten Gewölbe zu gewährleisten, wurde in die Fugen zwischen den neuen und alten Gewölben Zementmörtel eingepreßt. Das Einpressen sollte vier Wochen nach dem Betonieren und nach dem Absenken der Lehrgerüste vorgenommen werden, mußte aber aus Betriebsrücksichten teilweise schon viel früher geschehen. In einzelnen Feldern war die eingepreßte Zementmenge sehr hoch; es muß angenommen werden, daß der größte Teil davon in die Risse des alten Mauerwerks eingedrungen ist.

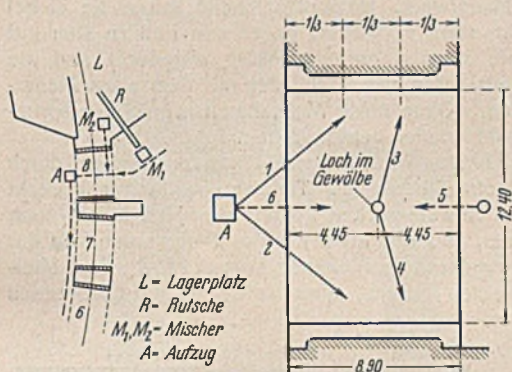


Abb. 4. Draufsicht auf die Baustelle und ein Gewölbe. Anordnung der Gußrohre beim Betonieren des Gewölbbscheitels.



Abb. 5. Betonieren des Gewölbbscheitels mit dem Gußrohr 5 der Abb. 4. Schließen in der Stirnmauer.

Daß die neuen Gewölbe tatsächlich einen Teil der Verkehrslast übernehmen, ergaben die Belastungsproben, bei denen sich die Scheitel unter dem befahrenen Gleis um 0,04 bis 0,05 mm, ausnahmsweise um 0,07 mm senkten. Gleichzeitig senkten sich die Scheitel unter dem nicht befahrenen Gleis um 0,01 bis 0,02 mm. Diese Maße geben infolge der Meßeinrichtung nicht die absoluten Scheitelsenkungen, sondern nur die Verkürzung des Gewölbepfeilers bis zum Kämpfer an.

#### 7. Erneuern der wasserdichten Abdeckung.

Im Jahre 1909 ist eine neue Abdeckung ausgeführt worden, aber aus Ersparnisgründen nicht auf der Gewölbeübermauerung, sondern auf einer 30 cm dicken unbewehrten Betonschicht, die unmittelbar unter dem Schotterbett auf der Gewölbeüberschüttung lag (Abb. 6a). Die gewissermaßen schwebende Betonplatte hatte infolge ihrer Herstellung in zwei Teilen eine Längsfuge zwischen den beiden Gleisen und zeigte beim Abtragen keine Risse, der Beton war sehr hart. Trotzdem war das Bauwerk stellenweise sehr naß, z. B. bildeten sich in einem Schauloch, das in einem Pfeiler in 3 m Höhe über dem Sockel geschlagen wurde, sofort Elzapfen vom Sickerwasser. Das Tagewasser muß also beim seitlichen Anschluß der schwebenden Abdeckung an die Stirnmauer oder in der nicht überdeckten Längsfuge oder bei den Wasserableitungsstellen oder durch die Stirnmauern in das tiefer gelegene Mauerwerk gedrungen sein. Es ist das ein Beweis dafür, daß man bei der Erneuerung der wasserdichten Abdeckung und beim Schutze des Bauwerkes gegen Regen und Schnee nicht gewissenhaft genug vorgehen kann.

Das Arbeiten unter Hilfsbrücken mit vier Hauptträgern ist dann ganz abzulehnen, wenn zwischen Beton und Hilfsbrücke nur ein kleiner Abstand verbleibt. Daher wurde trotz der großen Betriebstörung eingleisig gefahren.

Der Grund für das Erhöhen des Gewölbetroges ist unter 4. angegeben. Dabei wurde in folgender Weise vorgegangen. Zuerst wurde über den Pfeilern unter 10 m langen Hilfsbrücken das alte Mauerwerk abgetrept (Abb. 6b) und die Auflager für die großen Hilfsbrücken von 16,4 m Länge aufbetoniert (vgl. unter 8). Dann wurde Gleis 1 abgetragen, der Gewölbetrog darunter jeweils nur so tief ausgeräumt, als es die großen Hilfsbrücken erforderten (Abb. 6a), und diese mittels fahrbarer Wagenkrane eingelegt. Der Verkehr wurde dann auf Gleis 1 verlegt, Gleis 2 abgetragen, der Gewölbetrog ganz ausgeräumt und im Gleis 2

vollständig, im Gleis 1 so weit, als es die Hilfsbrücken gestalteten, aufbetoniert und zwischen den beiden Gleisen eine mit Altschienen bewehrte Mittelmauer (Abb. 6c), im Gewölbbscheitel der Einstiegschacht hergestellt. Im Gleis 2 wurde dann vollständig abgedeckt, die Klaubsteine eingebracht, Gleis 2 neu verlegt und dem Betrieb übergeben.

Dann wurden die Hilfsbrücken herausgehoben und die restlichen Betonier- und Abdekarbeiten unter Gleis 1 vollzogen.

Die Mittelmauer erlaubt, daß in Zukunft für die Erneuerung der wasserdichten Abdeckung keine besonderen Maßnahmen getroffen werden müssen; es genügt, die Gleise abwechselnd zu sperren.

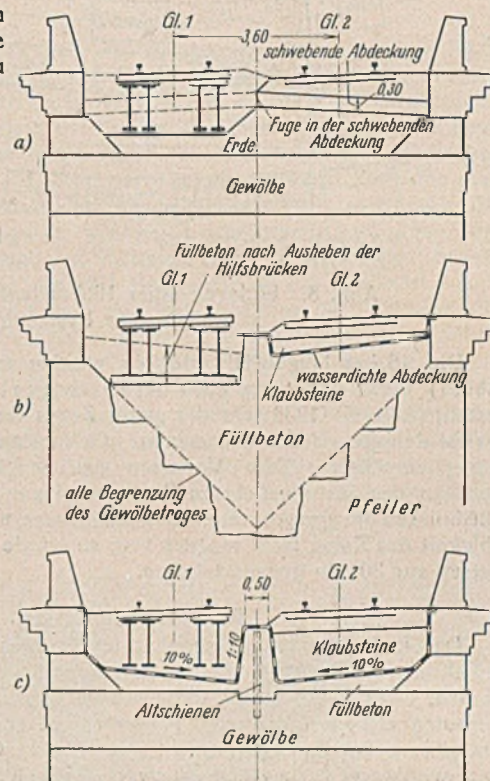


Abb. 6a bis c. Ausbetonieren des Gewölbetroges und Erneuern der wasserdichten Abdeckung mittels Hilfsbrücken.

Der Gewölbetrog sollte frühestens eine Woche nach dem Betonieren des jeweils darunterliegenden Gewölbes aufbetoniert werden. Diese Frist konnte aus Betriebsrücksichten nicht eingehalten werden. Der Füllbeton wurde daher möglichst gleichmäßig zu beiden Seiten des Scheitels eingebracht, um jede Verdrückung des noch frischen Gewölbes zu vermeiden.

Wie bei den meisten alten Ziegelbrücken waren auch hier die Stirnmauern teilweise abgerissen (unter 9. und Abb. 9). Trotz der neuen Gewölbeinbauten und des Aufbetonierens des Gewölbetroges wurden die Stirnmauern durchbohrt und in jedem Felde durch sechs starke waagerechte Schließen zusammengehalten (Abb. 11).

#### 8. Hilfsbrücken.

Die 16,4 m langen Hilfsbrücken ruhten auf den Pfeilern auf und hatten die Aufgabe, die Gewölbe während der Abtragsarbeiten zu ent-



Abb. 7. Einlegen einer 16,4 m langen Hilfsbrücke im Jahre 1938. Ein Trägerpaar liegt schon in der Baugrube, das zweite wird abgesenkt. Rechter Kranwagen mit Schienenzangen und Holzstempeln gesichert.



lasten. Gleichzeitig erleichterten sie die Erneuerung der wasserdichten Abdeckung. Ihr Einbau war insofern etwas umständlich, als man nacheinander drei Arten von Hilfsbrücken einlegen mußte: zuerst seitlich von den Pfeilern Schienenhilfsbrücken von 3 m Stützweite für den Einbau der aus Schwellenstapeln bestehenden Auflager für die 10 m langen Hilfsbrücken, sodann die 10 m langen Hilfsbrücken über den Pfeilern, um die Auflager für die 16,4 m langen Hilfsbrücken aufbetonieren zu können, und endlich diese selbst.

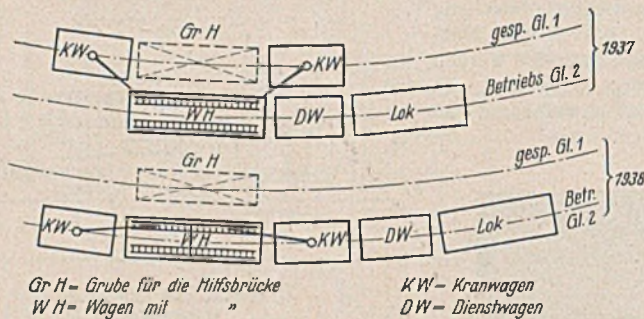


Abb. 8. Einlegen einer 16,4 m langen Hilfsbrücke.  
Stellung der Fahrzeuge.

Die 16,4 m langen Hilfsbrücken wurden mit Kranwagen eingelegt (Abb. 7). 1937 hatte man noch die Kranwagen im gesperrten Gleis aufgestellt (Abb. 8). 1938 fuhr der ganze Zug samt den beiden Kranen auf das Betriebsgleis auf. Man ersparte die umständlichen Gleisarbeiten im gesperrten Gleis. Vom Verlassen des Baugleises bis zum Wiederabstellen des zurückgekehrten Zuges vergingen 42 min. Hätte man die Hilfsbrücken im ganzen verladen können, was wegen der geringen Tragfähigkeit der Krane nicht möglich war, so würde die Sperre des Betriebsgleises nur 30 min gedauert haben.

#### 9. Zementeinpressen.

Das Einpressen von Zementmörtel in altes Mauerwerk ist ein unentbehrliches Hilfsmittel für den Brückenerhalter und Brückenbauer geworden, denn ohne dieses Verfahren hätte man die neuen Eisenbetoneinbauten nicht auf die alten Pfeiler setzen können und auch die alten Stirnmauern erneuern müssen. Es leistet bei Quader- und Bruchsteinmauerwerk ausgezeichnete Dienste, versagt aber leider bei Ziegelmauerwerk.

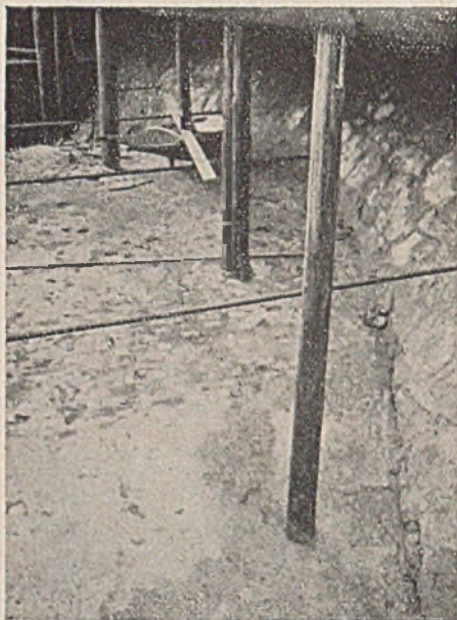


Abb. 9. Nach dem Ausräumen des Gewölbebogens fand man die meisten Stirnmauern abgerissen.

Neben der zweiten Stütze ein Riß im Gewölbe parallel zum Gleis.

Wenn an einzelnen Stellen auch das Ziegelmauerwerk außerordentlich viel Mörtel aufgenommen hat, so ist das auf die vielen Risse im alten Bauwerk zurückzuführen. Nach dem Ausräumen des Gewölbetrages fand man die Stirnmauern vielfach abgerissen (Abb. 9), der beste Beweis für die unter 1. aufgestellte Behauptung, daß das bloße Verkleiden der verwitterten Sichtflächen eines Bauwerks ohne gleichzeitige Erneuerung der wasserdichten Abdeckung wertlos ist.

Beim Spülen der Bohrlöcher zeigte sich immer wieder, wie weit die Hohlräume im alten Mauerwerk untereinander in Verbindung stehen.

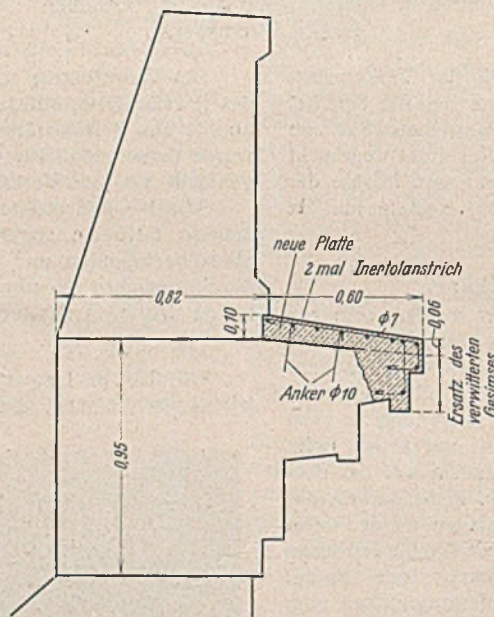


Abb. 10.  
Schützen und Ausbessern der schadhaften  
Gesimse mittels einer Eisenbetonplatte.

Es kam vor, daß das in die linke Stirnmauer eingepreßte Spülwasser in der Höhe des Kämpfergesimses auf der rechten Seite heraustrat. Dieser Weg muß aber auch dem Sickerwasser zur Verfügung stehen, wiewohl es nicht unter hohem Druck wie Spülwasser steht, und es wird verständlich, wie schon verhältnismäßig geringe Schäden in der wasserdichten Abdeckung eine weitgehende Durchfeuchtung des ganzen Bauwerks zur Folge haben können.

Bei dem eingepreßten Mörtel wurde das Mischungsverhältnis von Zement zu Sand dem Verwendungszweck angepaßt: für die Anker 1:1, für die Quaderfundamente und die darin sitzenden Anker 1:2, für das Bruchsteinmauerwerk der Stirnmauern 1:3. Ein solches Mischungsverhältnis war noch möglich, weil eine Pumpe mit ununterbrochenem Betrieb verwendet wurde, wodurch nicht nur viel schneller gearbeitet wird, sondern auch Verstopfungen seltener vorkommen.

#### 10. Verschiedenes.

Auf eine Vergrößerung des Gleisabstandes auf Kosten der Brüstungen wurde mit Rücksicht auf andere Bauwerke derselben Strecke verzichtet; außerdem bilden die schweren Brüstungsmauern einen viel besseren Schutz bei Entgleisung als Stahlgeländer.

Die 1 m hohen Gesimsquadern wurden auf Vorschlag der Bauunternehmung in sehr zweckentsprechender Weise instand gesetzt und abgedeckt (Abb. 10 u. 11).

Bei den Strebepfeilern war die Quaderabdeckung auf den Pfeilerköpfen nicht ordentlich instand gehalten worden. Das Wasser sickerte durch die Fugen in das Mauerwerk. Dementsprechend waren die Ziegel in den Pfeilerköpfen sehr stark verwittert, gegen den Fuß zu aber gut erhalten. Die Pfeilerköpfe wurden ordnungsmäßig abgedeckt und die Pfeiler mit bewehrtem Spritzbeton verkleidet, der mit dem alten Mauerwerk gut verankert wurde. Ohne diese Maßnahmen würde der Spritzbeton von den Ziegeln bald wieder herunterfallen.

Die Hinterflächen der beiden Widerlager sind nur im obersten, durch die Arbeiten im Gewölbetrag berührten Teile wasserdicht abgedeckt worden (s. Abb. 2a). Vom Gewölberücken kommt aber jetzt kein Wasser mehr hinter die Widerlager, und das etwa auf der Dammkrone von der Bergseite her gegen die Brücke heranfließende Wasser wird schon oberhalb der Brücke durch einen großen, quer zu den Gleisen liegenden Sickerschlitz abgefangen.

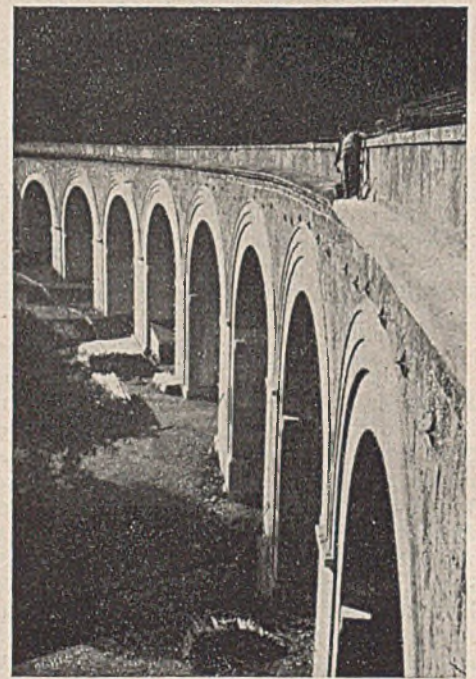


Abb. 11. Talseite des umgebauten Bauwerks.  
Kragsteine für die Lehrgerüste, Schließen in der Stirnmauer, Gesims zum Teil abgedeckt.

Durch den Umbau hat sich an den äußeren Formen des Bauwerks wenig geändert (Abb. 11), nur das lebhaftes Rot der Ziegel ist verschwunden.

Die Arbeiten waren an eine aus drei Bauunternehmungen gebildete Arbeitsgemeinschaft vergeben worden. Sie gewährte nach der Zuschlagserteilung aus eigenen Stücken einen namhaften Nachlaß mit der Begründung, daß auch im Osten des Reiches das Bauwesen einen so großen Aufschwung nehmen müsse, daß sich dadurch die Grundlagen der Unkostenberechnung des Angebots zugunsten des Bauherrn wesentlich verschieben würden; eine Handlung im nationalsozialistischen Sinne, die festgehalten zu werden verdient.



Alle Rechte vorbehalten.

## Hubtor oder Stemmtor für Schleusen?

Von Reg.-Baumeister August Schäfer, Stuttgart.

Ba 421

Selten führt die Frage nach dem betrieblich und kostenmäßig besten Verschuß der Häupter von Kammerschleusen zu solch umfangreichen und ernsten Überlegungen und in der Folge auch zu Meinungsverschiedenheiten wie die Entscheidung zwischen der Anwendung von Hub- oder Stemmtoren. Der Streit erhebt sich weniger deshalb, weil die Mehrkosten des Hubtores, die einschließlich der beiden Hubgerüste mindestens 100% gegenüber dem Stemmtor betragen, unter Hinweis auf seine Vorteile verteidigt werden müssen, als wegen der Nachteile, die dem jahrhundertalten und bewährten Stemmtor nachgesagt werden. Man lobt das Hubtor mit dem Hinweis auf folgende Punkte:

1. Es kann jederzeit nachgesehen und ohne Einsetzen eines Notabschlusses Instand gesetzt werden.
2. Es ist unempfindlich gegen Treibzeug und Geschlebe, Eisbildung und Eisgang.
3. Die Schleuse kann zur Hochwasserentlastung und Eisabführung benutzt werden.
4. Durch Anheben des Tores kann die Schleuse unmittelbar gefüllt und entleert werden.
5. Die Füll- und Entleerungszeiten lassen sich durch Hochfahren des Verschlusses vor der Ausspiegelung der Wasserstände abkürzen.
6. Tor, Dichtung und Windwerk sind sehr einfach auszubilden.
7. An Schleusenlänge wird gespart.



Abb. 1. Hubtor.

Wenn nun im folgenden diese Vorteile des Hubtores mit den jeweils dem Stemmtor entsprechenden Eigenschaften Punkt für Punkt in Vergleich gesetzt werden, so geschieht dies nicht, um die Anwendung des Hubtores als Schleusenverschuß auszuschließen, sondern um das Stemmtor aus wirtschaftlichen und Sparsamkeitsgründen sowie auch aus höheren Erwägungen in Schutz zu nehmen. Überdies deckt der streng sachliche Vergleich bei beiden Verschußarten Mängel auf, die abgestellt werden müssen.

Zunächst ist allgemein auf folgendes hinzuweisen:

Daß heute noch die Mehrzahl der Schleusen an unseren Wasserstraßen mit Stemmtoren ausgerüstet wird, ist der sichtbare Beweis dafür, daß eben die Vorteile des Hubtores entweder dem Stemmtor nicht abgehen oder sich doch in der Praxis nicht als so wertvoll erwiesen haben, daß die hohen Mehrkosten in jedem Falle vertreten werden können. Lassen sich nicht, bewußt oder unbewußt, manche Schleusenbauer von dem eindrucksvollen Anblick des Hubtores beeinflussen? Gewiß, wir lieben das Stattliche, wie es sich auf Abb. 1 u. 2 darstellt, und folgen gern den oben aufgezählten sorgenenthebenden Fortschritten; aber alles ist bedingt. Gerade bei der Anwendung der Technik draußen in freier Natur ist zwischen Zweck und Ort zu unterscheiden, und hier müssen oft technische Vorteile höheren Rücksichten weichen. So wird die Verteidigung einer

in Grenznähe liegenden Wasserstraße nicht gefördert, wenn ihre empfindlichsten Anlagen — die Schleusen — durch „stattliche“ Hubgerüste noch besonders hervorgehoben werden. Immerhin ist zu untersuchen, ob das Hubtor nicht doch solche betrieblichen und auch kostenmäßigen Vorteile bringt, daß seine Anwendung sich trotzdem empfiehlt, wobei aber weder seine Nachteile noch die Vorteile des Stemmtores vergessen werden dürfen.

### Zu Punkt 1.

Unbestritten ist der Vorteil des Hubtores, daß es jederzeit leicht nachgesehen, ausgebessert und neu gestrichen werden kann, während beim Stemmtor, namentlich am Unterhaupt, das Nachsehen der Dichtungen durch Taucher und im Schadensfalle die Ausbesserung im Schutze eines Notabschlusses — der aber auch beim Hubtor erforderlich ist — geschehen muß. Bei dem Hubtor ist also der Zeitaufwand zum Einsetzen und Entfernen des Notabschlusses und zum Leerpumpen der Gruben, der selbst bei guten Verschlüssen wie bei einschwimmbaren Trägern mit vom Kranschiff aus versetzbaren Stautafeln zwei Tage dauert, nicht notwendig. Viel wichtiger ist aber die Frage, wie oft die Schifffahrt wegen der Ausbesserung der Dichtungen und Instandhaltung der Anstriche stillgelegt werden muß. Die Praxis antwortet, daß beim Stemmtor im Mittel alle acht Jahre, beim Hubtor jedoch im Mittel alle fünf Jahre eine Stilllegung nötig ist. Beim Hubtor ist der Anstrich durch den steten Wechsel zwischen Wasser und Luft in erhöhtem Maße den farbfilmzerstörenden chemischen Einwirkungen von Wasser und Sonne und den mechanischen Beanspruchungen von Reif und Eis ausgesetzt. Selbstverständlich wird zum Instandsetzen der Tore möglichst eine im Laufe der Jahre eintretende Frostsperrung der Schifffahrt ausgenutzt.

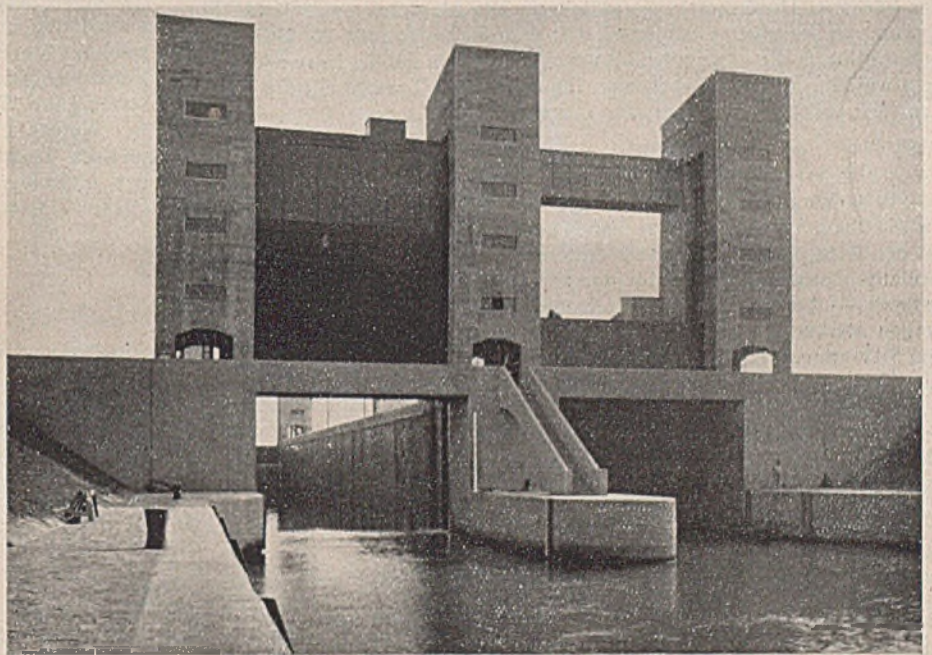


Abb. 2. Doppelschleuse mit Hubtoren.

### Zu Punkt 2.

Namentlich bei Schleusenanlagen im freien Fluß bringt das zuströmende Schleusungswasser Zweige, Äste, Stämme, Wurzelstücke, ja ganze Baumstümpfe, Brettstücke, Balken, Papier, Lumpen, Seilstücke, Draht und sonstiges an Holz festgemachtes Eisenzeug, kurz Treibzeug genug, um die Sohlen- und Seitendichtungen der Schleusentore und namentlich der Füllschütze recht oft zu versetzen und zu beschädigen. Da ein Hubtor, wenn es hochgezogen ist, alle Dichtungen freilegt, so daß eingeklemmtes Treibzeug abschwimmt oder mühelos entfernt werden kann, ist es besonders gegenüber dem Stemmtor mit eingebauten Schützen, bei dem das Füllwasser das Schwimmzeug gegen das Tor treibt, sehr im Vorteil. An allen Schleusenanlagen, bei denen bei der Bedienung der Stemmtore und Schütze wirkliche Schwierigkeiten auftreten, hat man es jedoch unterlassen, wirksame Maßnahmen zur Fernhaltung des Treibzeuges zu treffen. Das Wasser strömt stets auf dem kürzesten Wege zu einer Entnahmestelle. Was liegt näher, als die nahe dem Tore liegende Seitenmauer und die anschließende Leitmauer im Oberwasserkanal zur Wasserzuleitung zu durchbrechen und diese Einlaßöffnungen des Schleusenwassers mit Grobrechen zu versehen, die von Zeit zu Zeit gereinigt werden (Abb. 3)? Fast alles Treibzeug und das Treibels wird auf diese Weise von dem Obertor ferngehalten.







Die seitlichen Federblechdichtungen werden bei dem täglich mehrmaligen Auf- und Abfahren der Tore durch eingeklemmte Gegenstände, hauptsächlich aber durch die Eisbildung entlang der Anschlagfläche stark verbogen, so daß das Wasser oft in dicken Strahlen herausschleßt. Abhilfe durch Anpressen der Dichtungsbleche mittels abgefederter Schrauben bringt nicht den wünschenswerten Erfolg, erhöht aber die Dichtungsreibung beim Hochziehen des Tores beträchtlich. Welt besser ist die Anschlagdichtung,

hölzer rechtzeitig ausgewechselt werden. Fassen wir die durch die Blechhaut und den Kreuzverband verbundenen Einzelträger, wie Riegel, Spanten und Säulen, als eine verwindungs- und biegungssteif zusammengefügte Tafel auf, dann kommen wir auch über die statischen Bedenken, die sich aus der Dreipunktlagerung des gegen widerstehenden Stau- oder Winddruck bewegten Tores ergeben, leicht hinweg. Kräftig gehaltene Wende- und Schlagsäulen entlasten den Kreuzverband, aber nicht umgekehrt. Es ist eine unnötige Erschwernis, wenn die Schrägstäbe des Kreuzverbandes mit der Torhaut unmittelbar verbunden werden, die Befestigung an den einzelnen Riegeln genügt zur Aussteifung der Tortafel.

Beim Vergleich der Torlagerung setzen wir voraus, daß sowohl der Torschuh als auch das Halslager des Stemmtores nachstellbar ist, so daß die Toranschläge genau eingestellt werden können. Ebenfalls muß bei der Berechnung der Halslagerverankerung die zusätzliche Beanspruchung durch das Bewegen des Tores gegen einen Staudruck berücksichtigt sein. Halslagerbrüche, die durch ein Festklemmen von Gegenständen zwischen Unterkante Tor und Drempelsohle bei der Torbewegung da und dort entstanden sind, können durch einen freien Abstand des Tores von der Drempelsohle von mindestens 30 cm verhütet werden. Wenn trotz dieser Vorsichtsmaßnahmen beide Halslageranker brechen sollten, dann kann kein Unfall durch Umkippen des Stemmtores entstehen, weil es durch die Schubstange noch gehalten wird.

Wesentlich schwieriger gestaltet sich die Aufhängung des Hubtores, wobei besondere Maßnahmen zu treffen sind, um eine Überbeanspruchung einzelner Trag- oder Hubseile oder ein Verkanten des Tores beim Heben oder Senken zu verhüten. Zur Erfüllung des ersten Zweckes werden sowohl die Hauptgegengewichte als auch die Ausgleichgegengewichte (Treibgewichte) Seil für Seil auf Federsäulen gelagert, und die beiderseitigen Hubseile greifen das Tor in einer Schwinde zusammengefaßt an, während die Erfüllung der zweiten Bedingung die Verbindung der beiderseitigen Hubseilgruppen über Winkelhebel und ein spannbares Gestänge verlangt, was schließlich eine Menge von Bolzenverbindungen zur Folge hat. Obwohl Seilbrüche und Brüche von Bolzenverbindungen bei deutschen Hebezeugen selten sind und ein Hubtorunfall durch Herabstürzen des Tores noch nie bekannt geworden ist, blickt man, wenn man nun noch die Menge Seilumlenkrollen für die Lagerung der Gegengewichte und die Hubtrommeln des Torwindwerks ins Auge faßt, erleichtert auf die einfache Lagerung des Stemmtores zurück.

Abmessungen, Gewicht und Kosten eines Windwerks sind in erster Linie von der Größe der zu hebenden Last abhängig. Die Hubgeschwindigkeit der Last beeinflusst wohl die Motorstärke, aber nicht die statische Beanspruchung oder das Gewicht des Windwerks. Im Gegenteil, mit der Steigerung der Drehzahl des Antriebszels  $n_1 = \frac{\text{Hubgeschwindigkeit des Hubtores}}{\text{Teilkreisumfang des Ritzels}}$

$= \frac{v_1}{2\pi r_1}$  erhöht sich das Übersetzungsverhältnis  $i = \frac{n_1}{n_x}$  ( $n_x = \text{Drehzahl des Motors}$ ) und verringert sich die Anzahl der Vorgelege. Obwohl also das Hubtor mit Fallschütz beim Hochfahren etwa fünfmal schneller als das Stemmtor bewegt wird, hat es nur einen stärkeren Antriebsmotor, aber kein schwereres Windwerk notwendig, wenn wir an der Bedingung, daß das Stemmtor gegen einen mindestens 20 cm hohen Wasserüberdruck bewegt werden soll, festhalten. Die Überlegenheit der Einfachheit des Stemmtorantriebs zeigt sich jedoch in dem Fehlen der Verbindungswelle mit Tragbrücke der beiderseitigen Windwerke, die beim Hubtor wegen des gesicherten Gleichlaufs der beiden Antriebe erforderlich ist.

#### Zu Punkt 7.

Es ist schon behauptet worden, daß durch die Verwendung von Hubtoren die Schleusenlänge kürzer gehalten und somit die Baukosten der Schleusenkammer vermindert würden, obwohl die Schiffer beim Fahren durch Schleusen gleicher Nutzlänge nicht dieser Ansicht sind, weil der Schiffsbug am Oberhaupt gut in die stromauf gerichtete Stemmnische paßt und nach Abb. 7 erfahrungsgemäß auch am Unterhaupt dem Stemmtor kein Nachteil in der Raumfrage entsteht.

Wegen der Wellenbildung bei der Vernichtung der lebendigen Kraft des einströmenden Wassers müssen die Schiffe im Mittel etwa 3 m von dem Einströmungsort des Füllwassers entfernt festgemacht werden, ebenso muß wegen des Richtungswechsels der Trossenzüge beim Schleusen und des dadurch hervorgerufenen Pendelns des Schiffes der Abstand des Heckruders vom Untertor mindestens 2 m betragen. Diese Erfahrungsabstände schalten also ein kleinliches Bemessen der nutzbaren Länge

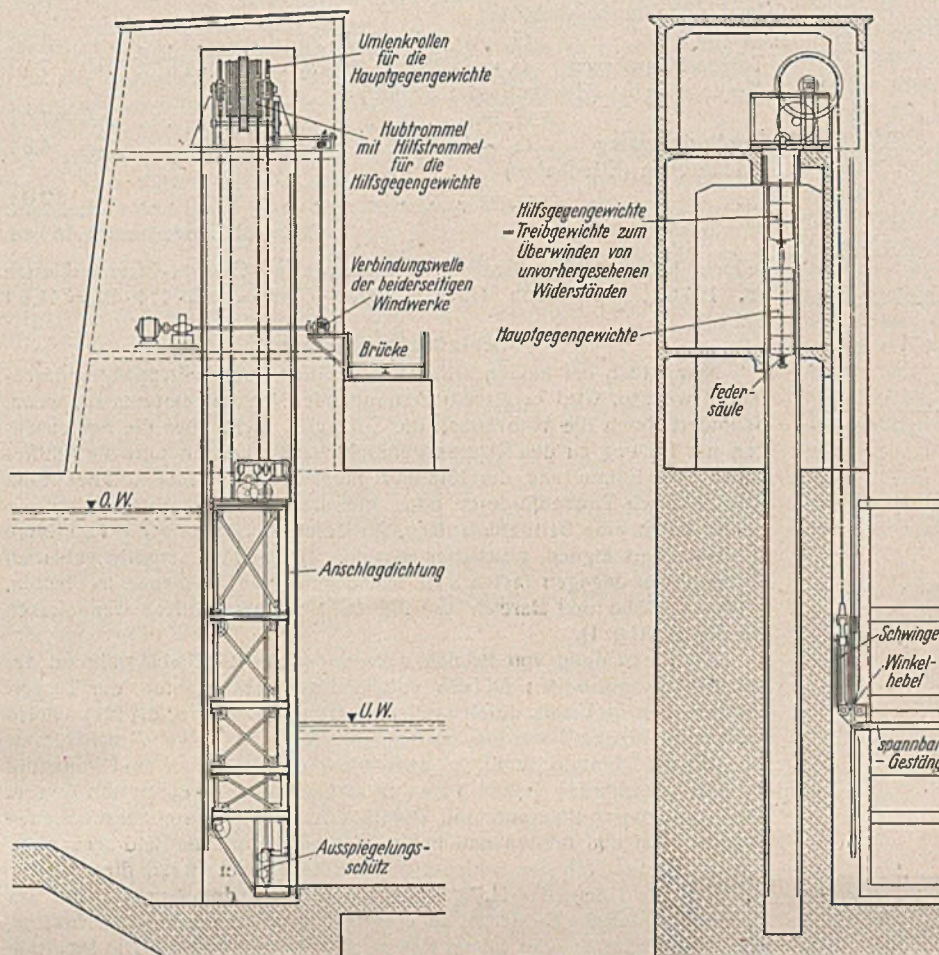


Abb. 6. Hubtor mit Windwerk und Ausspiegelungsschutz.

bei der der Wasserdruck das ganze Tor bei entlasteten Tragrollen gegen den gepanzerten Toranschlag der Schleusenmauer preßt. Wenn man noch die nicht einfache Lagerung — Kipplager und Laufrollen mit Walzenlagern in Rollenwagen — der unter hohem Wasserdruck zu bewegenden Tore in Betracht zieht, ist es vollends verständlich, warum in stark vom Wasserdruck belasteten Hubtoren Schütze eingebaut werden.

#### Zu Punkt 5.

Werden die Laufrollen des Hubtores mit eingebautem Schütz auf Federn gelagert, die das Tor gegen Schluß des Füllens oder Entleerens vom Toranschlag abheben, so kann ohne Verstärkung des Windwerks mit der Freigabe der Schleuseneinfahrt bereits bei einem 30 bis 50 cm hohen Wasserüberdruck begonnen werden, was für die Verkürzung der Füll- und Entleerungszeit gegen Ende der Ausspiegelung der Wasserstände sehr von Vorteil ist. Wollte man dagegen das Stemmtor unter einem solch hohen Überdruck öffnen, so müßten nicht nur das Windwerk, sondern auch der Querverband und das Halslager einschließlich der Verankerung des Tores verstärkt werden. Allerdings wird dieser Gewinn an Schleusungszeit beim Hubtor durch die große Hubhöhe von 6 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstände wieder ausgeglichen, denn um Unfällen durch eine zu hohe Hubgeschwindigkeit bei plötzlich eintretenden Hemmungen und Widerständen vorzubeugen, wird das Hubtor in etwa zwei Minuten hochgezogen, während das Stemmtor in der Regel in einer Minute geöffnet wird.

#### Zu Punkt 6.

Es ist klar, daß der Hinweis auf die Einfachheit der Ausbildung des Hubtores ohne eingebautes Schütz nur im Vergleich mit dem Stemmtor mit eingebautem Schütz zu Recht besteht, da das Schütz, das an den unteren Riegel des Tores angehängt wird, die Ausbildung des Tores sehr erschwert. Unrichtig ist dagegen, daß das statische Kräftespiel beim Stemmtor durch die Auflagerung der Stemmriegel auf dem hölzernen Dichtungsanschlag der Schlagsäule unklar werde, weil dort Stemmnaggen erfahrungsgemäß nicht notwendig sind, wenn morsch werdende Dichtungs-



beim Vergleich der beiden Schleusenarten aus. Wichtiger als der Strellt um einige Meter nutzbarer Schleusenlänge wäre nach meinen Beobachtungen das unverschiebliche Festmachen der Kähne an auf- und abgehenden, sogenannten schwimmenden Poltern. In diesem Falle könnte dann auch der Zwischenraum zwischen zwei hintereinander in der Schleuse liegenden Schiffen um einige Meter verringert und damit die Nutzlänge vergrößert werden.

#### Gewichtvergleich.

Ein großes Hindernis für die Anwendung des Hubtores wird heute sein bedeutend höherer Werkstoff- und Arbeitszeitaufwand gegenüber dem Stemmtor sein. Es ist leicht nachzuweisen, daß sich, um gleiche Trägergewichte zu erhalten, die Trägerhöhen wie die zweiten Potenzen der Auflagerentfernungen, multipliziert mit den wirklichen Trägerlängen, verhalten müssen, also

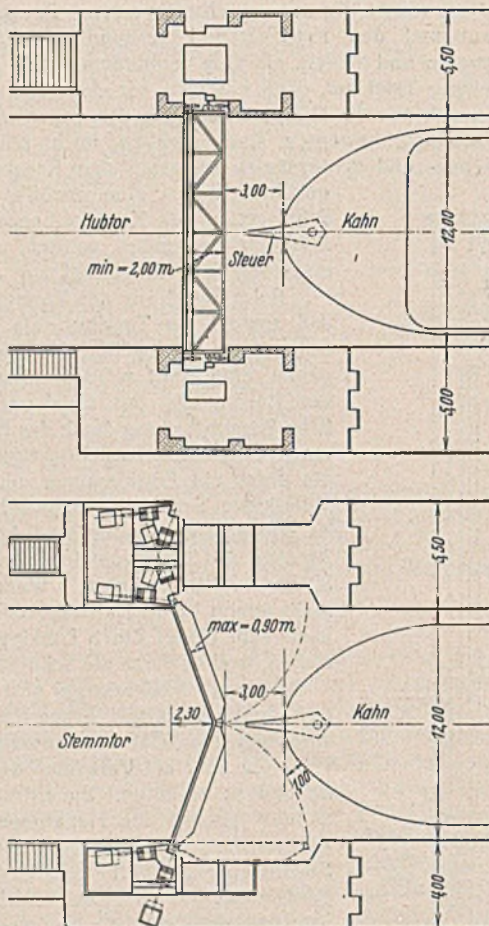


Abb. 7. Freie Schleusenlänge bei Hub- und Stemmtor.

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{l_1^2 L_1}{l_2^2 L_2}$$

Daher müßte bei 12 m Torweite mit den aus Abb. 7 zu entnehmenden Zahlenwerten die Trägerhöhe des Hubtores mindestens  $h_1 = 0,8 \cdot \frac{12,4^2 \cdot 13,0}{6,7^2 \cdot 13,6} = 2,6$  m betragen. Um einen Überblick über die Gewichte der einzelnen Bauteile der Schleusentore zu erhalten, wird auf Grund überschläglicher Gewichtsermittlung folgender Vergleich gegeben.

#### Gewichtszusammenstellung

für das Untertor einer Schleuse von  $H = 6,0$  m Gefälle und 12,0 m Breite.

Gesamtfläche des Stemmtores	. . . . .	= 145,0 m <sup>2</sup>
des Hubtores	. . . . .	= 136,0
der eingebauten Schütze	. . . . .	= 7,7
Länge der seitlichen Toranschläge	. . . $s_1$	= 23,0 m
Länge des Sohlenanschlages	. . . $s_2$	= 12,8
Höhe des Hubgerüsts	. . . . .	= 12,0

#### Stemmtor:

Stahlteile des Stemmtores	$G_1 = 0,14 F \sqrt{H} = 0,14 \cdot 145 \cdot 2,45$	. . . . .	= 50,0 t
Segmenttorschütz mit Dichtungsrahmen (Stahlguß)	$G_2 = 0,8 f = 0,8 \cdot 7,7$	. . . . .	= 6,2 t
Gesamte Antriebsteile	$G_3 = 8 \sqrt[3]{H} = 8 \cdot 1,82$	. . . . .	= 14,6 t
Spurlager, Halslager, Stemmlager	$G_4 = (0,015 + 0,04 + 0,07) G_1 = 0,125 \cdot 50$	. . . . .	= 6,3 t
Toranschlagrahmen (Gußeisen)	$G_5 = (0,15 s_1 + 0,42 s_2) = 3,5 + 5,4$	. . . . .	= 8,9 t
Abdeckung der Torantriebe	. . . . .	. . . . .	= 2,0 t
Gesamt-Eisenverbrauch			88,0 t

#### Hubtor:

Stahlteile des Hubtors	$G_1 = 0,17 F \sqrt{H} = 0,17 \cdot 136 \cdot 2,45$	. . . . .	= 57,0 t
eingebautes Schütz	$G_2$ wie oben	. . . . .	= 6,2 t
Gesamte Antriebsteile (mit Torauflagerung)	$G_3 = 10,5 \sqrt[3]{H} = 10,5 \cdot 1,82$	. . . . .	= 19,0 t
Lauf- und Führungsrollen	$G_4 = 0,05 G_1 = 0,05 \cdot 57$	. . . . .	= 2,8 t
Lauf- und Führungsschienen	$G_5 = 0,15 l = 0,15 \cdot 20$	. . . . .	= 3,0 t
Toranschlagrahmen	$G_6 = (0,25 s_1 + 0,15 s_2) = 5,7 + 1,9$	. . . . .	= 7,6 t
Gegengewichte (Herdguß oder Schrott)	$G_7 = . . . . .$	. . . . .	= 57,0 t
Verbindungssteg	$G_8 = 12 \cdot 0,6 t$	. . . . .	= 4,8 t
2 Hubtürme (Eisenbeton)	$G_9 = . . . . .$	. . . . .	= 12,0 t
Gesamt-Eisenverbrauch			169,4 t

jedoch bei 2 Hubgerüsten in Stahlbauweise, Gesamt-Eisenverbrauch rd. 194,6 t, weil dann  $G_9 = 0,03 (G_1 + G_7) h = 0,03 \cdot 114 \cdot 12 = 41,0$  t beträgt.

#### Schlußbetrachtungen.

Namentlich bei kurzen Schleusen, die nicht von Schleppzügen durchfahren werden, wird es als ein zeitraubender Nachteil empfunden, wenn, behindert durch die Hubtürme, die Spillseile nicht über die Schleusenkammer hinweg zu den Kähnen gebracht werden können und die Schiffer daher ihre Kähne aus der Kammer herausstaken müssen. Hier muß Abhilfe durch Trossenförderer oder bei stark beanspruchten Schleusen besser durch eine Seiltreidelanlage, für deren Anbringung die Hubtürme sich besonders eignen, geschaffen werden. Bei den rahmenartig gebauten Hubgerüsten dagegen lassen sich leicht seitliche Durchgänge frei halten, in deren Höhe und Bereich die Führungsschienen einfach weggelassen werden (s. Abb. 1).

Zur Vermeidung von Betriebsstilllegungen der Schifffahrt während der Instandsetzungsarbeiten ist die vollständige Herausnahme der Torverschlüsse und ihr Ersatz durch rasch einsetzbare Ersatztore, die für mehrere Schleusen beschafft werden, vorteilhaft. Sehr gut eignen sich hierfür die leichten Stemmtorflügel. Schwierigkeiten, die hierbei am Unterhaupt bei den verschiedenen hohen Toren entstehen, können durch ein in drei Teile zerlegbares Stemmtor mit Paßstücken für das Mittelstück behoben werden. Bei den breiten und hohen Hubtoren stößt die Beförderung der Ersatztore innerhalb der Schleuse auf erhebliche Schwierigkeiten.

Um die Höhe der Hubgerüste zu vermindern, ebenfalls um am Unterhaupt einfache Ersatztore zu erhalten, kann man unterteilte Hubtore, wie Doppelschütze oder besser Hakenschütze, verwenden. Die Dichtung des unterteilten Tors entlang der waagerechten Fuge bleibt jedoch bei den täglich mehrmals bewegten Verschlüssen namentlich auch im Hinblick auf die bei Frost unvermeidbare Verletzung der Torhaut ein Wagnis.

Werden die beiden Unterhauptmauern durch eine bewehrte, biegesteife Sohlenplatte verbunden, so entfallen auch die Bedenken, die wegen der Dichthaltung der Toranschläge des Stemmtorverschlusses bei Sohlenenkungen in Bergbaugebieten entstehen. Verkantet das auf diese Weise zusammengefaßte Unterhaupt als unverschieblich Ganzes, dann kann keine Verdrehung des Schlagsäulenanschlages eintreten.

#### Zusammenfassung.

Das Hubtor als Schleusenverschluß hat gegenüber dem Stemmtor wohl einige Vorzüge, die aber infolge des bei hohem Wasserdruck notwendigen Einbaues von Ausspiegelungsschützen zum Teil wieder hinfällig werden. Der hohe Kosten- und Werkstoffaufwand für das Hubtor erfordert stets eine gewissenhafte Überlegung, ob seine Anwendung begründet ist. Der Hauptnachteil des Stemmtores bei Schleusen im freien Strom — Gefährdung der Toranschläge und Dichtungen und Erschwerung des Betriebes durch Treibzeug — kann durch eine seitliche, mittels Einlaufrechen gesicherte Entnahme des Schleusungswassers behoben werden. Etwas billiger, aber nicht ganz so vorteilhaft im Bau und Betrieb wie das Hubtor stellt sich das Segmenthubtor. Zum Schluß verweise ich noch auf die betrieblich sehr vorteilhafte Anwendung des Winkelklapptores als Oberhauptverschluß, s. Jahrg. 1939, Heft 55/56, S. 680 dieser Zeitschrift, dessen nähere Beschreibung einem späteren Aufsatz vorbehalten bleibt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Auflagerung schiefer Balkenbrücken.

Von Dr.-Ing. Robert Seiler, München.

Gewöhnlich werden schiefe Balkenbrücken<sup>1)</sup> genau so aufgelagert wie gerade Balkenbrücken. Tangentialkipplager und Rollenlager werden so angeordnet, daß die Kipp- und Rollenachsen senkrecht zu den Längsachsen der Hauptträger verlaufen. Dabei geht man von der Annahme

<sup>1)</sup> Siehe hierzu Dr.-Ing. Seiler, Über die Berechnung schiefer Eisenbetonbalkenbrücken. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.

aus, daß die Kippbewegungen der Hauptträger als Bestandteile eines schiefwinkligen Trägerrosters genau so ausgeführt werden wie bei einem aus dem Zusammenhang des Trägerrosters herausgelösten Hauptträger. Diese Annahme erweist sich aber sofort als unhaltbar, wenn man berücksichtigt, daß die Hauptträger infolge ihrer starren Verbindung mit den schiefen Querträgern über den Stützen bei Belastung nicht nur Verdrehungen, sondern auch Verdrehungen erleiden. Letztere bewirken aber

Ha 570



ein Abweichen der tatsächlichen Kippachse, d. h. der Achse, um die der Überbau bei punktförmiger Lagerung Kippbewegungen ausführen würde, von der Senkrechten zur Hauptträgerlängsachse.

Was geschieht nun, wenn die Kippachse eines Lagerkörpers mit der tatsächlichen Kippachse nicht übereinstimmt? Eine einfache Überlegung zeigt, daß die Kippbewegung trotzdem fast genau so vor sich geht, als ob die punktförmige Unterstützung tatsächlich vorhanden wäre. Der Lagerkörper wird im Hinblick auf die Verdrehung des Hauptträgers einseitig beansprucht, unter Umständen findet sogar ein einseitiges Abheben der oberen Lagerteile von den unteren statt. Dadurch wird die Mittellkraft des Lagerdruckes aus der Lagermitte heraus verschoben, so daß gegenüber punktförmiger Unterstützung ein zusätzliches Moment — von der Größe Auflagerkraft mal Verschiebung — in den Überbau geleitet wird. Die Verschiebung der Mittellkraft kann aber nie größere Werte erreichen, sie ist stets kleiner als die halbe Lagerbreite. Somit können auch die von dem zusätzlichen Moment hervorgerufenen Formänderungen das ursprüngliche Formänderungsbild, das sich ohne Berücksichtigung dieser Momente ergibt, nicht wesentlich beeinflussen. Dieser Einfluß wird daher im folgenden vernachlässigt. Dagegen ist der oben erwähnte einseitigen Beanspruchung der Lagerkörper besonderes Augenmerk zu widmen. Bei größeren Abweichungen der durch die Lagerkörper gegebenen Kippachse von der tatsächlichen Kippachse können infolge der Überschreitung der rechnermäßigen Beanspruchungen Schäden an den Lagerkörpern auftreten. Dabei können durch plastische Verformungen längs der Berührungslinien auch die Rollen beweglicher Auflagerungen unrunder werden, so daß eine Erhöhung des Widerstandes gegen Temperaturbewegungen eintritt. Wenn man diese Nachteile vermeiden will, dann muß man zunächst die Gesetzmäßigkeiten kennen, die für die Richtung der tatsächlichen Kippachse maßgebend sind.

Die grundlegenden Erkenntnisse hierüber können bereits an einem sehr einfachen Beispiel eines schiefen Trägerrostes gewonnen werden. Der Trägerrost besteht aus zwei einander gleichen, frei aufliegenden Hauptträgern und zwei einander gleichen, schiefen Endquerträgern (Abb. 1). Die beiden Hauptträger sind gleichartig und symmetrisch zur jeweiligen Trägermitte belastet. Es ist ohne weiteres zu erkennen, daß das Kräftefeld und damit die Verformung der Hauptträger symmetrisch zur Trägermitte und die der Endquerträger polarsymmetrisch zur Trägermitte ist. Da somit die Kippbewegungen an allen vier Auflagerpunkten gleichartig sind, braucht die Untersuchung nur für einen Auflagerpunkt durchgeführt zu werden, z. B. für Punkt A.

Die tatsächliche Kippbewegung im Punkte A, die zunächst unbekannt ist und die um jede beliebige, in der waagerechten Ebene durch den Auflagerpunkt liegende Achse auftreten kann, wird für die Berechnung zweckmäßig in eine Seitenbewegung  $\psi_A$  um die Hauptträgerlängsachse A—B und in eine Seitenbewegung  $\varphi_A$  senkrecht dazu zerlegt. Dieselbe Zerlegung kann auch für die Querträgerlängsachse A—C durchgeführt werden. Die Seitenbewegungen werden hier mit  $\psi_{\mathcal{A}}$  und  $\varphi_{\mathcal{A}}$  bezeichnet. Der besseren Übersichtlichkeit wegen ist es zweckmäßig, die tatsächliche Kippung und ihre Seitenbewegungen durch Vektoren zeichnerisch darzustellen (Abb. 2). Dann gibt die Länge, Lage und Richtung eines Vektorpfeilers die Größe, die Drehachse und nach der Korkzieherregel den Drehsinn der dargestellten Kippung an. In den Eckpunkt A nebenstehende Skizze des Trägerrostes sind die Vektoren der vier Seitenbewegungen der Kippung eingezeichnet. Links davon sind diese Vektoren nebst dem Vektor der tatsächlichen Kippung mit beliebiger Größe und positivem Richtungssinn zu einem Vieleck vereinigt, aus dem die verschiedenen Zerlegungen ohne weiteres ersichtlich sind. Aus dem Vieleck kann die folgende trigonometrische Abhängigkeit der Seitenbewegungen untereinander leicht abgelesen werden:

$$(1) \quad \varphi_{\mathcal{A}} = \varphi_A \cdot \cos \alpha + \psi_A \cdot \sin \alpha.$$

In die Trägerrostskizze sind ferner noch die Vektoren der Seitenbewegungen der Kippung an den übrigen Auflagerpunkten eingezeichnet, soweit sie für die folgenden Ermittlungen benötigt werden. Die Bezeichnung wurde in Übereinstimmung mit den Seitenbewegungen für Punkt A gewählt.

Zur Ermittlung der Kippungen müssen auch die in dem Trägerrost auftretenden Momente in den Kreis der Betrachtungen gezogen werden. Zunächst soll das im Punkt A wirkende Moment betrachtet werden. Es

kann grundsätzlich um jede beliebige Achse drehen, die in der waagerechten Ebene durch den Eckpunkt liegt. Denkt man sich den Trägerrost im Punkte A durchschnitten, so wirkt sowohl an dem Ende des Hauptträgers als an dem des Querträgers je ein Moment von gleicher Größe, aber verschiedenem Richtungssinn. Das am Hauptträgerende wirkende Moment kann ähnlich wie die Kippung in ein Verdrehungsmoment  $U_A$  um die Hauptträgerlängsachse und ein Biegemoment  $M_A$  senkrecht dazu zerlegt werden. Ebenso kann das am Querträgerende wirkende Moment in ein Verdrehungsmoment  $U_{\mathcal{A}}$  und ein Biegemoment  $M_{\mathcal{A}}$  zerlegt werden. Es ist jedoch von vornherein zu erkennen, daß das Verdrehungsmoment  $U_{\mathcal{A}}$  bei der angenommenen Belastung gleich Null sein muß, so daß das Moment  $M_{\mathcal{A}}$  zugleich das gesamte im Punkte A wirkende Moment darstellt. Nach den eingangs aufgeführten Symmetriemerkmale sind die beiden Kippungen an den Enden eines Querträgers gleich groß und gleich gerichtet. Ein Querträger kann daher zwar als Ganzes um seine Längsachse gekippt werden, seine Endquerschnitte können aber keine Verdrehung gegeneinander erleiden. Somit sind Verdrehungsmomente in den Querträgern ausgeschlossen. In Punkt A wirken also drei Momente, deren geometrische Summe aus Gleichgewichtsgründen gleich Null sein muß. Die Momente können wie die Kippungen durch Vektoren dargestellt werden. Dann gibt die Länge, Lage und Richtung eines Vektorpfeilers die Größe, Drehachse und den Drehsinn des dargestellten Moments an. In Abb. 3 sind die am Punkt A angreifenden Momente in eine Trägerrostskizze als Vektoren eingetragen, und zwar mit dem Richtungssinn, mit dem sie auf den stofflich gedachten Eckpunkt A wirken. Links davon sind die Momentenvektoren mit beliebiger Größe und mit positivem Richtungssinn wieder zu einem Vieleck vereinigt, aus dem die folgende Beziehung abgelesen werden kann:

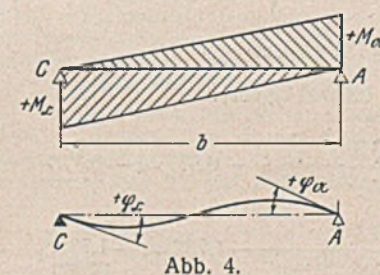
$$(2) \quad U_A = M_{\mathcal{A}} \cdot \sin \alpha.$$

Als Nächstes sind die Abhängigkeiten der Kippungen von den Momenten zu bestimmen. Für den Endquerträger A—C ergeben sich unter der Voraussetzung, daß die an seinen Enden angreifenden Biegemomente positives Vorzeichen haben, Momentenflächen, wie in Abb. 4 dargestellt. Die darunter gezeichnete Biegelinie stellt sich ein, wenn die Kippungen an den Enden positives Vorzeichen haben. Unter Beachtung der Vorzeichenfestlegung nach Abb. 2 u. 3 ergibt sich die Kippung in A um die zur Querträgerlängsachse senkrechte Achse auf Grund des bekannten Mohrschen Satzes zu:

$$\varphi_{\mathcal{A}} = \frac{b}{6 E J_q} (-2 M_{\mathcal{A}} + M_C),$$

wobei  $b$  die Länge und  $J_q$  das Trägheitsmoment des Endquerträgers ist. Da aus Symmetriegründen  $M_{\mathcal{A}} = M_C$ , kann auch geschrieben werden:

$$(3) \quad M = -\varphi_{\mathcal{A}} \cdot \frac{6 E J_q}{b}.$$



Das Verdrehungsmoment im Hauptträger wächst mit der gegenseitigen Verdrehung der Trägerenden und der Verdrehungssteifigkeit des Hauptträgerquerschnittes, fällt aber mit wachsender Länge des Hauptträgers. Die Verdrehungssteifigkeit wird gekennzeichnet durch das Produkt aus dem Gleitmodul  $G$  und dem Verdrehungswiderstand  $J^*$  des Trägers.

Unter Beachtung der Vorzeichenfestlegung nach Abb. 2 u. 3 ist dann das Verdrehungsmoment in dem Hauptträger A—B:

$$U_A = (\psi_A + \psi_B) \frac{G J^*}{l}$$

oder auch, da aus Symmetriegründen  $\psi_A = \psi_B$ :

$$(4) \quad U_A = \psi_A \cdot \frac{2 G J^*}{l}.$$

Aus Gl. (1) bis (4) kann der Wert  $\tan \beta = \frac{\varphi_A}{\psi_A}$  ermittelt werden, der den Winkel, den die tatsächliche Kippachse mit der Hauptträgerlängsachse bildet, kennzeichnet.

$$(2) \quad U_A = M_{\mathcal{A}} \cdot \sin \alpha;$$

$$(2) + (3) + (4) \quad \psi_A \cdot \frac{2 G J^*}{l} = -\varphi_{\mathcal{A}} \cdot \frac{6 E J_q}{b} \cdot \sin \alpha;$$

$$\psi_A \cdot \frac{b G J^*}{3 l E J_q \cdot \sin \alpha} = -\varphi_{\mathcal{A}};$$



$$(1) + (2) + (3) + (4) \quad \psi_A \cdot \frac{b G J^*}{3 I E J_q \cdot \sin \alpha} = -\varphi_A \cdot \cos \alpha + \psi_A \cdot \sin \alpha;$$

$$\psi_A \cdot \left( \frac{b G J^*}{3 I E J_q \cdot \sin \alpha} + \sin \alpha \right) = -\varphi_A \cdot \cos \alpha;$$

$$\boxed{\operatorname{tg} \beta = \frac{\varphi_A}{\psi_A} = -\frac{b G J^*}{3 I E J_q \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha}$$

Nunmehr kann der Winkel  $\beta$  für Trägerroste mit beliebigen Abmessungen ermittelt werden. Um zu zeigen, in welchen Grenzen dieser Wert schwanken kann, sollen die Grenzfälle untersucht werden.  $\operatorname{tg} \beta$  ist zunächst abhängig vom Winkel  $\alpha$ . Dieser kann theoretisch von 0 bis 90° schwanken. Der erste Wert kommt praktisch nicht vor, da dann beide Hauptträger und beide Querträger in einer Geraden liegen müßten. Der andere Wert stellt dagegen den gewöhnlichen Fall einer geraden Brücke dar. Diese beiden Grenzfälle sind für die vorliegende Untersuchung belanglos. Es sollen daher für zwei bestimmte praktisch mögliche Fälle von  $\alpha$ , nämlich 30 und 60°, die sich aus den übrigen Veränderlichen ergebenden Grenzfälle untersucht werden. Bei gleichbleibendem  $\alpha$  wird  $\operatorname{tg} \beta$  um so größer, je größer das Verhältnis  $b/l$  (Länge der Endquerträger zur Länge der Hauptträger) und je größer das Verhältnis  $J^*/J_q$  (Verdrillungswiderstand der Hauptträger zum Trägheitsmoment der Endquerträger) ist. Als obere und untere praktisch erreichbare Grenze für  $b/l$  können die Werte  $1/2$  und  $1/10$  betrachtet werden. Da das Verhältnis  $J^*/J_q$  bei Eisenbetonbrücken mit ihren gedungenen Trägerquerschnitten stets höhere Werte erreicht als bei Stahlbrücken, soll als oberer Grenzfall ein für Haupt- und Querträger gleichbleibender Eisenbetonquerschnitt von der Breite 1,0 m und der Höhe 0,5 m, sowie als unterer Grenzfall ein für Hauptträger und Querträger gleichbleibender, geschweißter Blechträgerquerschnitt gewählt werden.

A. Eisenbetonbalkenbrücke:  $b/l = 1/2$ ,

Trägerquerschnitt:  $0,5 \times 1,0$  m.

$$J = \frac{d^3 \cdot h}{3 + \frac{2,6}{0,45 + h/d}} = \frac{0,5^3 \cdot 1,0}{3 + \frac{2,6}{0,45 + 1,0/0,5}} = 0,0308 \text{ m}^4$$

$$J_q = \frac{h^3 \cdot d}{12} = \frac{1,0^3 \cdot 0,5}{12} = 0,0417 \text{ m}^4$$

$$G = 1050000 \text{ t/m}^2, \quad E = 2100000 \text{ t/m}^2.$$

$$1. \quad \alpha = 30^\circ, \quad \sin 30^\circ = 0,5, \quad \cos 30^\circ = 0,866, \quad \operatorname{tg} 30^\circ = 0,577.$$

$$\operatorname{tg} \beta = -\frac{1 \cdot 1050000 \cdot 0,0308}{3 \cdot 2 \cdot 2100000 \cdot 0,0417 \cdot 0,5 \cdot 0,866} - 0,577 = -0,718.$$

$$2. \quad \alpha = 60^\circ, \quad \sin 60^\circ = 0,866, \quad \cos 60^\circ = 0,5, \quad \operatorname{tg} 60^\circ = 1,732.$$

$$\operatorname{tg} \beta = -\frac{1 \cdot 1050000 \cdot 0,0308}{3 \cdot 2 \cdot 2100000 \cdot 0,0417 \cdot 0,866 \cdot 0,5} - 1,732 = -1,873.$$

B. Blechträgerbrücke:  $b/l = 1/10$ ,

Stegblech:  $1000 \cdot 10$  mm,

Gurte:  $300 \cdot 40$  mm.

$$J^* = \sum \frac{d^3 \cdot h}{3} = \frac{1^3 \cdot 100}{3} + 2 \cdot \frac{4^3 \cdot 30}{3} = 1313,3 \text{ cm}^4$$

$$J_q = \frac{100^3 \cdot 1}{12} + 2(30 \cdot 4)52^2 = 731400 \text{ cm}^4$$

$$G = 1050000 \text{ kg/cm}^2, \quad E = 2100000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1. \quad \alpha = 30^\circ.$$

$$\operatorname{tg} \beta = -\frac{1 \cdot 1050000 \cdot 1313,3}{3 \cdot 10 \cdot 2100000 \cdot 731400 \cdot 0,5 \cdot 0,866} - 0,577 = -0,578.$$

$$2. \quad \alpha = 60^\circ.$$

$$\operatorname{tg} \beta = -\frac{1 \cdot 1050000 \cdot 1313,3}{3 \cdot 10 \cdot 2100000 \cdot 731400 \cdot 0,866 \cdot 0,5} - 1,732 = -1,733.$$

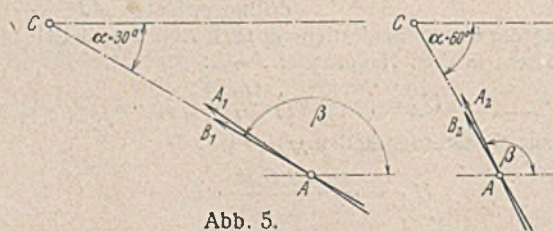


Abb. 5.

In die Trägerrostskizzen der Abb. 5 sind die ermittelten Kippachsen eingetragen. Es zeigt sich, daß die bisher übliche Annahme über die Kippachse unzutreffend ist und daß die tatsächliche Kippachse entweder praktisch genau mit der Längsachse des Endquerträgers übereinstimmt oder sich ihr weitgehend nähert. Dabei ist noch zu berücksichtigen, daß es sich im Fall A um einen ausgesprochenen Grenzfall handelt, daß also bei gewöhnlichen Eisenbetonbrücken die Annäherung bedeutend größer ist.

Diese offensichtliche Gesetzmäßigkeit des Verlaufes der tatsächlichen Kippachse läßt vermuten, daß das Ergebnis, das hier für einen einfachen Trägerrost gefunden wurde, auch für verwickeltere Trägerroste zutrifft. Diese Vermutung wird auch von der räumlichen Vorstellung bestätigt, die man sich von der Verformung zweiseitig gelagerter, schiefer Trägerroste, wie sie im Brückenbau vorkommen, im allgemeinen machen kann. Infolge der verhältnismäßig großen Steifigkeit der Querträger über den Stützen können die Hauptträger keine freien Kippbewegungen ausführen, sondern sie werden zu Verdrehungen gezwungen, die ein erhebliches Abweichen der Kippachse von der Senkrechten zur Hauptträgerlängsachse nach der Achse der Querträger über den Stützen hin bewirken. Dieses Übergewicht der Steifigkeit der Querträger ist aber bestimmt auch bei Trägerrosten mit mehr als zwei Hauptträgern oder mit durchlaufenden Hauptträgern oder auch bei Trägerrosten, deren Hauptträger elastisch in Rahmenstiele eingespannt sind, in ähnlichem Maße vorhanden wie bei dem eben untersuchten einfachen Trägerrost. Man kann daher mit Bestimmtheit annehmen, daß auch bei solchen Trägerrosten die Kippungen um Achsen stattfinden, die annähernd gleichgerichtet zu den Längsachsen der Querträger über den Stützen verlaufen.

Bei den bisherigen Untersuchungen wurde immer vorausgesetzt, daß sämtliche Hauptträger gleich stark belastet sind. Bei ungleicher Belastung der Hauptträger werden auch die Querträger über den Stützen verdreht. Dadurch tritt eine etwas stärkere Abweichung der tatsächlichen Kippachsen von den Querträgerachsen ein. Die Unterschiede zwischen den Hauptträgerbelastungen, die allein für die Abweichung maßgebend sind, können aber im Vergleich zur vollen Größe dieser Belastungen praktisch nie erhebliche Werte erreichen, wie aus den folgenden Überlegungen hervorgeht. Zunächst ist der auf die verschiedenen Hauptträger einer Brücke treffende Anteil an der ständigen Last meistens ungefähr gleich groß, jedenfalls aber nie sehr verschieden. Darüber hinaus werden etwaige Unterschiede durch die rechnerisch meist nicht berücksichtigte Lastverteilung durch die Querträger im Feld weiter ausgeglichen. Bei Eisenbahnbrücken treffen auf die einzelnen Hauptträger auch gleiche Verkehrslastanteile. Aber auch bei Straßenverkehrslast können praktisch keine allzu verschiedenen Belastungen der Hauptträger auftreten, da die Querträger im Felde die Lasten stets weitgehend von den unmittelbar am stärksten belasteten Trägern auf die weniger belasteten verteilen. Eisenbetonbrücken, bei denen die Abweichung der tatsächlichen Kippachsen von den Querträgerachsen an und für sich größere Werte erreichen kann, werden fast nur als Straßenbrücken ausgeführt. Hier aber überwiegt meist die ständige Belastung der Hauptträger, bei der die Übereinstimmung ohnedies besser ist.

Das für einen einfachen Trägerrost ermittelte Ergebnis gilt also allgemein für schiefe Balken- und Rahmenbrücken, die über den Stützen schiefe Querträger enthalten. Die Lagerkörper dürfen also nicht, wie bisher üblich, mit ihrer Kippachse senkrecht zu den Hauptträgerlängsachsen angeordnet werden. Die Lagerkörper müssen vielmehr so stehen, daß sie um eine Achse kippen können, die zur Längsachse des Querträgers über den Stützen gleichgerichtet ist.

Über die bauliche Seite ist folgendes zu bemerken: Tangentialklipplager können ohne weiteres dem obigen Ergebnis entsprechend angeordnet werden. Bei beweglichen Lagern dagegen können Schwierigkeiten auftreten, und zwar insofern, als die teilweise einander widersprechenden Erfordernisse der Kippbarkeit und der Verschiebbarkeit in Einklang zu bringen sind. Bei Mehrrollenlagern (Abb. 6) kann beiden Erfordernissen Rechnung getragen werden in der Weise, daß die Rollen wie bisher angeordnet werden und nur die darüber befindlichen Tangentialklipplager mit der Kippachse in die Flucht der Querträger über den Stützen geschwenkt werden. Dann ist eine Kippbarkeit, die der tatsächlichen Kippung entspricht, und eine Verschiebbarkeit in der Längsrichtung der Hauptträger gewährleistet. Bei Einrollenlagern, bei denen mit der Kippachse zugleich die Richtung der Verschiebbarkeit festliegt, ist dies nicht mehr möglich. Nachfolgende Überlegung ergibt aber, daß man von der Forderung der Verschiebbarkeit in Richtung der Hauptträger ohne weiteres abgehen kann und die Einrollenlager ohne Nachteil mit der Rollenachse gleichgerichtet zur Achse der Querträger über den Stützen anordnen kann. Bei Temperaturänderung kann dann eine Verschiebung nur senkrecht zur Rollenachse, also schiefwinklig zur Hauptträgerachse stattfinden. Da aber die Längenänderungen der Überbauten bei Temperaturänderung ohnedies nicht vorzugsweise in Richtung der Hauptträger, sondern wie bei einer Platte von einem als fest anzunehmenden Punkt gleichmäßig nach allen Seiten hin eintreten, ist auch bei dieser Lagerungsart eine Bewegungsmöglichkeit gewährleistet, die etwa der bisher üblichen entspricht. Daß sich der Überbau in der Nähe der schiefgestellten Rollenlager bei Temperaturänderung aus der Brückenflucht heraus bewegt, könnte zunächst als nachteilig empfunden werden. Einrollenlager kommen aber in erster Linie für kleinere Brücken in Frage, bei denen die Längenänderungen keine größeren Werte erreichen können, so daß Nachteile ausgeschlossen sind.



Es gibt noch eine Möglichkeit, der Forderung nach Klippbarkeit gerecht zu werden, nämlich die Lagerung des Überbaues auf Punktkipplager. Diese Lagerungsart gestattet Klippbewegungen um jede in der waagerechten Ebene durch den Auflagerpunkt liegende Achse, genügt also bestimmt auch den tatsächlich vorkommenden Klippungen. Die Lagerung auf Punktkipplager ist nichts Neues. Sie wird bei schiefen Eisenbahnbrücken häufig angewendet. Praktische und wirtschaftliche Erwägungen verbieten jedoch eine allgemeine Anwendung dieser Lagerungsart, besonders bei kleineren Bauwerken. —

Die gewonnenen Erkenntnisse treffen nicht nur für reine Balkenbrücken zu, deren Trägerrost aus Haupt- und Querträgern besteht, sondern auch für Betoneisenbrücken, bei denen der Füllbeton die Rolle der Endquerträger übernimmt. Von hier aus ist es

nur mehr ein kleiner Schritt, der zu der Erkenntnis führt, daß auch massive Eisenbetonplattenbrücken nach den entwickelten Gesichtspunkten aufgelagert werden müssen.

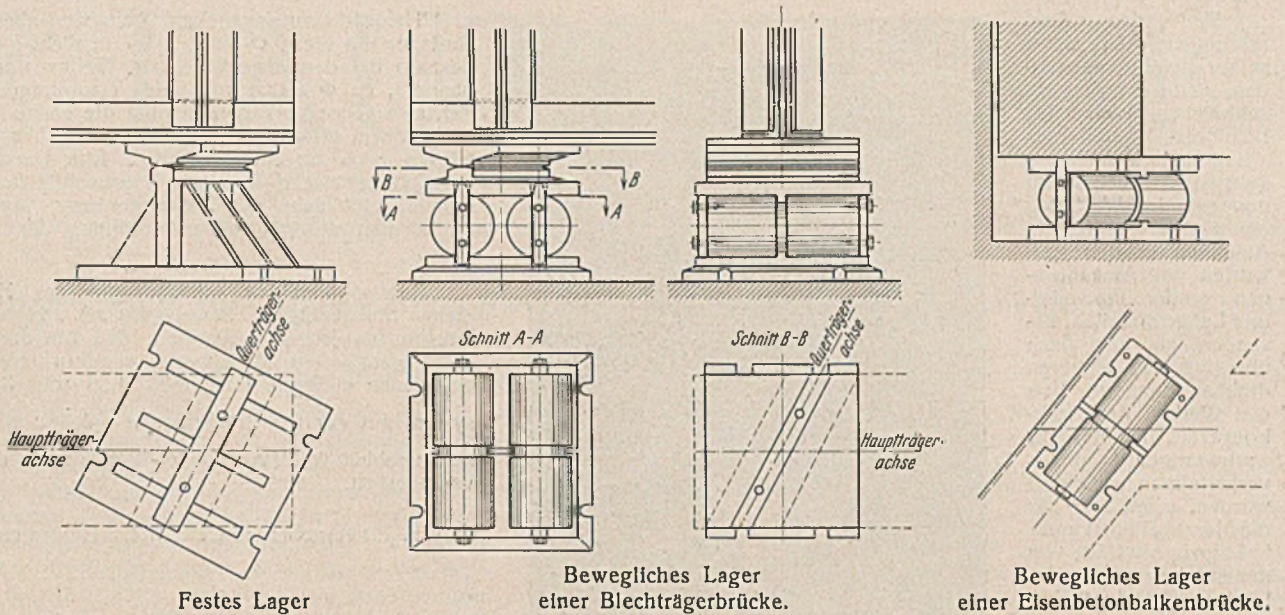


Abb. 6. Lager schiefer Balkenbrücken.

## Vermischtes.

Neue Durchgangstraße Rom—Neapel<sup>1)</sup>. Von den großen, zur Ausführung vorbereiteten Straßenbauvorhaben Italiens ist u. a. der Ausbau der Strada Domiziana als kürzester und landschaftlich schönster Verbindungsweg Rom—Neapel erwähnenswert. Derzeit benutzt der überwiegende Teil des Reiseverkehrs die im Altertum erbaute Via Appia und weiterhin die Staatsstraße Nr. 6 über Capua. Gegenüber dieser Verbindung hat die geplante neue Uferstraße nicht nur den Vorteil einer kürzeren Strecke mit geringeren Gefällen und sehr langen Geraden, sondern auch als unmittelbares Endziel bei Neapel die bereits aus dem Altertum bekannten Phlegräischen Felder mit den Schwefellagern bei Pozzuoli sowie bei der Fahrt über den Posilip den unvergleichlich herrlichen Blick über einen Teil des Golfes von Neapel. Die derzeitige Straße hat, neben schwierigen Geländebedingungen, für den Fremdenverkehr auch den Nachteil, daß man Neapel von Norden her durch ein mit Industrie und Arbeitersiedlungen dicht bebautes Stadtgebiet erreicht und auf diese Weise von den einzigartigen Naturschönheiten der Stadt so gut wie nichts sieht. Dies soll nun auf Veranlassung des Duce geändert werden.

Für die Linienführung der neuen Uferstraße (s. Abbildung) soll die alte, während des Zweiten Punischen Krieges (219 bis 201 v. Chr.) gebaute Straße teilweise wieder benutzt werden. Nach den Punischen Kriegen ist diese damals durch Sumpf- und Malariegebiete geführte Straße wieder verfallen, bis sie später von Kaiser Domitian (81 bis 96 n. Chr.), der auch eine Brücke über den Volturno bauen ließ, wieder instand gesetzt und zum Teil verlegt worden ist. Mit dem Verfall des Weströmischen Reiches begann auch der endgültige Verfall der Via Domitiana. Bis zum Garigliano führt die neue Durchgangstraße entlang der Via Appia, von dort über Mondragone, Castell Volturno, Torre di Patria nach den Phlegräischen Feldern, wobei die Straßen, die anlässlich der früher ausgeführten Entwässerungen gebaut worden sind, zum Teil mitbenutzt werden können.

Diese werden auf 11 m verbreitert, wovon 9 m auf die Fahrbahn, je 1 m auf die beiderseitigen Gehwege punktiert. An den punktierten Stellen sind Umlegungen geplant, um die Durchquerung dicht besiedelter Gebiete oder die Kreuzung mit Eisenbahn und Straßen zu vermei-

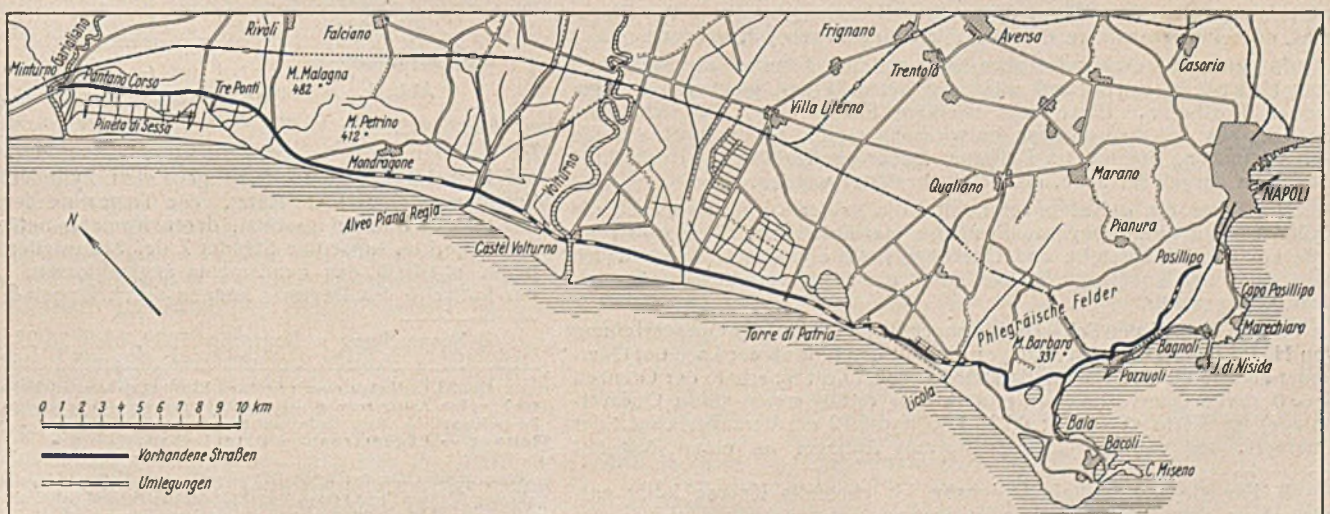
den und so dem Kraftfahrzeugverkehr größtmögliche Bequemlichkeit und Sicherheit zu gewährleisten. Zwischen der Mündung des Fließchens Licola und Neapel sind infolge des dortigen Hügellandes die Steigungen größer, die Krümmungen zahlreicher. Von hier ab müssen die Fahrer die bis dahin mögliche große Geschwindigkeit herabmindern, was jedoch für sie kein Opfer bedeutet, weil sich ihnen nunmehr eine Gegend von unvergleichlicher landschaftlicher Schönheit erschließt. Für den Aus- und Umbau dieser Straße, einschließlich der in der Abbildung punktierten Strecken, sind 500 000 Arbeitstage und ein Kostenaufwand von etwa 30 Mill. Lire vorgesehen.

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller, VDI, Tübingen.

Zum Gedenken an August Deininger. Am 3. Februar d. J. nahm der Tod mit August Deininger einen Mann aus unseren Reihen, dessen schöpferische Gestaltungskraft auf dem Gebiete des Stahlhochbaues eine große Reihe der beachtenswertesten und vorbildlichsten Bauwerke schuf und dessen warmherzige Persönlichkeit immer unvergessen bleiben wird.

August Deininger trat gleich nach dem Besuch der Industrieschule in Nürnberg und der Technischen Hochschule in München in die Dienste der damaligen Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg, der späteren Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, ein. 44 Jahre hindurch hielt er seiner Firma die Treue, immer darauf bedacht, durch die Großzügigkeit seiner Planungen und durch hervorragende Ausführungen den Weltruf seines Werkes zu erhalten und zu steigern.

Seine großen Fähigkeiten, sein vorbildliches und unermüdliches Schaffen fanden ihre wohlverdiente Anerkennung in dem Aufstieg des jungen Deininger zum Direktor der MAN und im Jahre 1922 in seiner Ernennung zum Ehrendoktor der Technischen Hochschule in Stuttgart.



<sup>1)</sup> Ann. Lav. Pubb., Nov. 1939, S. 1148 bis 1153, sowie Le vie d'Italia, Februar 1940, S. 110 bis 112.



Von den Ausführungen, die unter seiner Leitung entstanden, sind besonders die zahlreichen Werkstatt-, Bahnhofs-, Ausstellungs- und Luftschiffhallen größten Ausmaßes zu nennen. Im Weltkrieg boten sich interessante Aufgaben in den Entwürfen und Ausführungen großer Flugzeug- und Luftschiffhallen, besonders als man dazu überging, die letzteren drehbar zu lagern. Von den Werken der Nachkriegszeit, die unter sehr schwierigen Arbeitsverhältnissen ausgeführt wurden, seien hier nur die Messehallen 21 und 7 in Leipzig erwähnt, von denen besonders die letztgenannte durch ihre große Spannweite bekanntgeworden ist. Auch im Auslande gibt manches hervorragende Bauwerk Zeugnis von dem kühnen Schaffen des Ingenieurs Deininger.

August Deininger, der am 14. April d. J. seinen 70. Geburtstag begangen haben würde, ist nicht mehr unter uns. Sein Lebenswerk wird uns aber stets Vorbild und Ansporn bleiben.



### Zuschrift an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

#### Wirklichkeitstreue Erfassung des Kräftespiels in räumlichen Tragwerken.

Zu diesem in Bautechn. 1939, Heft 38 u. 39, S. 521 u. 533, veröffentlichten Aufsatz des Herrn Ministerialrates Prof. Dr.-Ing. chr. Schaechterle, Berlin, bemerke ich zu Seite 534 oben und zu der Abb. 21 auf derselben Seite unten folgendes:

Zur Beantwortung der zu Beginn des Abschnittes II gestellten „Frage, wie unter gegebenen Verhältnissen (Stützweite, Brückenbreite) die Querträger anzuordnen und zu bemessen sind, um die wirtschaftlichste Lösung zu finden“ verwendet Schaechterle den Steifigkeitswert:

$$\phi = K \cdot \frac{J_Q}{J_H} \cdot \frac{l^3}{a^3}$$

Hierin ist:

- $J_Q$  das Trägheitsmoment der Querträger,
- $J_H$  „ „ „ „ „ Hauptträger,
- $l$  die Stützweite,
- $a$  der Abstand der Hauptträger,
- $K$  ein Beiwert, der von der Lagerung des Grundsystems abhängt.

Dieser Steifigkeitswert stimmt mit Gl. (15) meines Aufsatzes: „Kontinuierliche Rostträgerbrücken“ in Stahlbau 1938, Heft 11, S. 87, oben überein:

$$\beta = 6 \mu \cdot \frac{J_Q}{J_H} \left( \frac{l}{\lambda} \right)^3 = \mu \beta' = \text{Federkonstante mal Roststeifigkeit}^1).$$

Hierin ist  $\lambda$  der Hauptträgerabstand, und der oben angeführte Beiwert  $K$  entspricht dem Werte  $6 \mu$  meiner Gleichung, wobei  $\mu$  die Biegezahl oder Federkonstante der von mir angegebenen  $\mu$ -Kurven ist.

In beiden Formeln wird gegenüber anderen Arbeiten die Steifigkeit vom Hauptträgerabstand abhängig gemacht und nicht von der gesamten Rostbreite. Diese sehr wichtige Feststellung, die sich ohne weiteres aus der theoretischen Entwicklung ergibt, ist durch eine Reihe von Versuchen, die ich im Prüfraum Gaber der Technischen Hochschule Karlsruhe ausgeführt habe, als richtig bestätigt worden.

Wie aber die  $\mu$ -Kurve zeigt, sind die  $\mu$ -Werte und also auch die  $K$ -Werte nicht über die ganze Rostlänge gleichbleibend. Man erhält für jede Querverteilungsstelle und Querträgerstelle einen anderen Wert. Ich habe daher den Ausdruck „Roststeifigkeit einer Querverteilungsstelle“ mit  $\phi$  oder  $\beta$  gewählt.

Der in Abb. 21 von Schaechterle angegebene Verlauf der Querverteilung von Hauptträgermitte zum Auflager hin soll den Einfluß der Lage der Querträger auf die Querverteilung darstellen. Es ist dort innerhalb der Grenzen  $\phi = 0$  (ohne Querverteilung) und  $\phi = \infty$  (vollkommen starre Querverteilung) für Werte  $\phi = 0,20; 0,78; 1,56$  und  $3,12$  die Veränderlichkeit der Querverteilung von Hauptträgermitte zum Auflager für einen Rost mit

drei Hauptträgern angegeben. Nun sind aber von Hauptträgermitte zum Auflager hin diese  $\phi$ - bzw.  $\beta$ -Werte nicht gleichbleibend. Es kann sich deshalb bei den angegebenen  $\phi$ -Werten nur um genäherte Mittelwerte handeln, da  $\phi$  selbst für jeden Hauptträgerschnitt einen anderen Wert hat, also selbst veränderlich über die ganze Rostlänge ist. Die Veränderlichkeit von  $\phi$  wird bei veränderlichem Trägheitsmoment in den Hauptträgern noch wesentlich erhöht. Eine Darstellung der Veränderlichkeit der Querverteilung in einem Flächenbild (im dreiachsigen Koordinatensystem) gibt dann den Zusammenhang. Aus einer solchen Darstellung erhält man die günstigste Anordnung der lastverteilenden Querträger.

Geiger.

Den allgemeinen Ausführungen des Herrn Dr. Geiger habe ich nichts hinzuzufügen. Soweit sie Abb. 21 meines Aufsatzes betreffen, möchte ich jedoch feststellen, daß die dort wiedergegebenen Kurven keine genäherten Mittelwerte, sondern streng richtige sind. Die angegebenen  $\phi$ -Werte 0,20, 0,78, 1,56 und 3,12 gelten für das Grundsystem mit der Querträgerlage  $a-b-c$  in  $\xi = \frac{1}{2}$ . Selbstverständlich sind unabhängig davon die  $\phi$ -Werte nach dem gleichen Gesetz wie  $K$  veränderlich.

Dr. Schaechterle.

Im Einvernehmen mit Herrn Dr. Geiger schließen wir die Aussprache. Die Schriftleitung.

### Bücherschau.

Leonhardt, F., Dr.-Ing., Regierungsbaumeister: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung mit Hilfstafeln, Formeln und Beispielen. III, 104 S. mit 90 Textabb. Berlin 1940, Verlag von Wlth. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 7,40 RM.

In einem beim gleichen Verlag im Jahre 1939 erschienenen Büchlein „Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste“<sup>1)</sup> wurde vom Verfasser des vorliegenden Buches ein einfaches, auf den Modellversuch aufgebautes Verfahren für die Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querträger entwickelt. Dieses Verfahren ist inzwischen vielfach angewendet und weiter ausgebaut worden.

Der Verfasser hat in vorliegendem Buch die gewonnenen Erfahrungen verwertet und Fragen, die er in seiner früheren Arbeit nur streifte, eingehend behandelt. Der Modellversuch, der die Grundlage für die Berechnung bildet, wird eingehend erläutert. Weitere Abschnitte behandeln dann die Berechnung der Haupt- und Querträger. Für die vereinfachte Trägerrostberechnung ohne Modellversuch werden für Trägerroste bis zu acht Hauptträgern Hilfstafeln angegeben und die Anwendungsgebiete abgegrenzt. Richtlinien für den Entwurf von Trägerrosten und einige durchgerechnete Beispiele bilden den Abschluß des Buches.

Das Buch, das vom Generalinspektor für das deutsche Straßentwesen durch Erlaß vom 12. Dezember 1939 — Nr. 1330. 30. 20 — bei den Straßenbaubehörden eingeführt worden ist, wird jedem Statiker beim Entwerfen und Berechnen von Trägerrosten gute Dienste leisten.

F. Neukirch, München.

### Patentschau.

Staudamm aus Stahl. (Kl. 84a, Nr. 653 411, vom 11. 11. 1933, von Jaroslav Fultner in Prag, Grégoire Krivochéine in Prag-Bubenač und Dr. Josef Sekla in Prag-Bráník.) Um für jeden Stützpfeiler ein starres, statisch bestimmtes Bauwerk von einfachem, klarem Aufbau zu erhalten, sind die einzelnen Stützpfeiler aus einem ebenen Netzwerk mit senkrecht bzw. parallel zu den Längsträgern verlaufenden Streben gebildet, und die in der Fundamentflucht liegenden Knotenpunkte des Netzwerkes sind als feste Auflager ausgebildet. Der Damm ist aus einer Reihe von



Abb. 1.

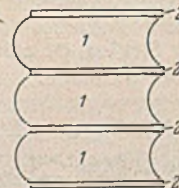


Abb. 2.



Abb. 3.

auf Längsträger 2 gestützten, geneigten Zylinderblechen 1 von großer Spannweite zusammengesetzt. Die Träger werden durch ein Netzwerk aus Streben 3 und 6 gestützt, deren Knotenpunkte 4 feste Auflager sind. Der lotrechte, luftseitige Ständer 7 des Stützpfeilers ist an einen Knotenpunkt oberhalb des Fundaments angeschlossen. Die Stahlbleche 1 an der Luftseite des Damms können durch Rippen 8 versteift werden.

<sup>1)</sup> Besprechung s. Bautechn. 1939, Heft 26/27, S. 391.

INHALT: Umbau einer gewölbten Eisenbahnbrücke. — Hubtor oder Stemmtor für Schleusen? — Die Auflagerung schiefer Balkenbrücken. — Vermischtes: Neue Durchgangsstraße Rom-Neapel. — Zum Gedenken an August Deininger. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

<sup>1)</sup> Für die Roststeifigkeit  $\beta'$  habe ich ebenfalls Kurvenblätter entwickelt, so z. B. Bild 14 meines Aufsatzes.