

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 3. Januar 1936

Heft 1

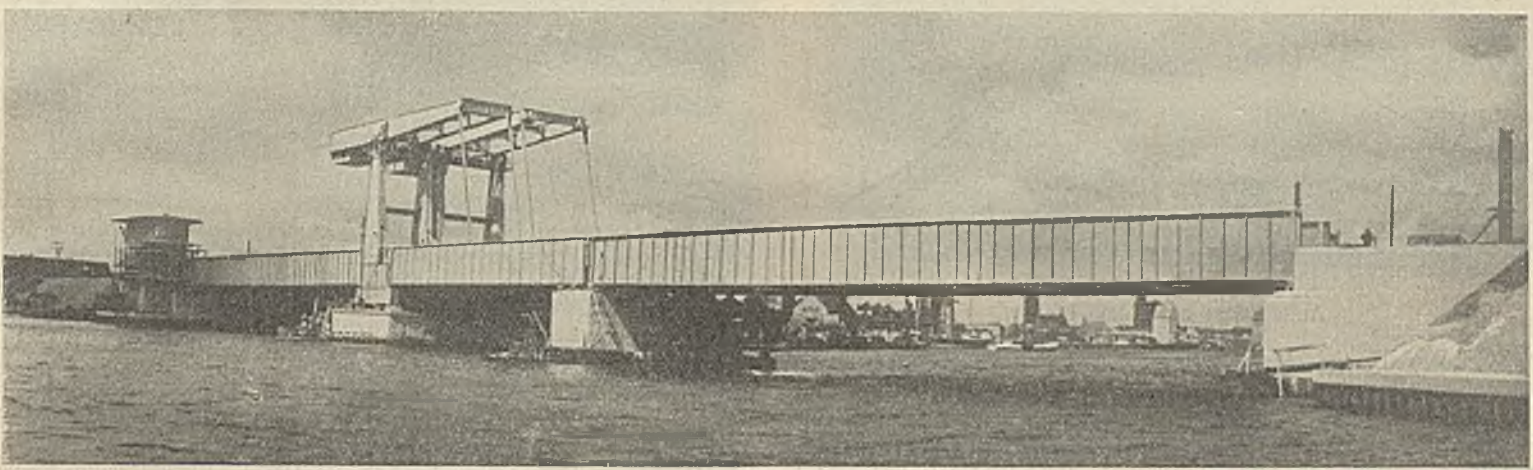


Abb. 2. Brücke über den Ziegelgraben im Zuge des Rügendamms.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1935.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

Auch im Jahre 1935 wurden Brücken und Ingenieurhochbauten im Bereich der Deutschen Reichsbahn ausgeführt, die sich durch große Abmessungen, durch schöne Formen oder durch Besonderheiten in baulicher Hinsicht auszeichnen.

Der weiteren Vervollkommnung des Unterhaltungszustandes der Brücken wurde große Aufmerksamkeit geschenkt. Schadhafte Pfeiler, Widerlager und Gewölbe wurden durch Zementmörteleinpressung wiederhergestellt oder durch Eisenbetonmäntel verstärkt. Manche Gewölbe wurden unter Erhaltung der Pfeiler oder Widerlager durch stählerne Balkenträger ersetzt. An vielen Stellen wurden die Köpfe von Widerlagern und Pfeilern nach Beseitigung der losen oder beschädigten oder zu schwachen Auflagersteine mit Eisenbetonbänken versehen.

Auch im Forschungs- und Versuchswesen trat kein Stillstand ein. Die Deutsche Reichsbahn förderte als Mitglied des „Ausschusses für Versuche im Stahlbau“ die Dauerfestigkeitsversuche, die bei verschiedenen Materialprüfungsämtern mit genieteten und geschweißten Stabverbindungen und Trägern durchgeführt werden; sie ließ weiter die Untersuchung der Dauerfestigkeit alter, ausgebauter schweißeiserner Brücken fortsetzen. Auch die Frage des wirksamen Rostschutzes der Stahlbauten wurde durch neue umfangreiche Versuche, namentlich unter dem Gesichtspunkte, durch Verwendung einheimischer Rohstoffe Devisen zu sparen, weiter geklärt.

Neue wichtige Vorschriften wurden herausgegeben und alte Vorschriften dem neuesten Stande der Wissenschaft angepaßt.

Um die im Brückendienst Tätigen mit den neuen Errungenschaften der Baugrundforschung vertraut zu machen, wurden drei Lehrgänge über Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bodenmechanik in Berlin-Charlottenburg (Degebo) abgehalten.

Im Juni fand eine dreitägige Besprechung wichtiger Fragen der baulichen Durchbildung und

der architektonischen Gestaltung der Brücken in Prien am Chiemsee statt, an der alle Brücken- und Hochbaudezernenten teilnahmen. Als eins der wichtigsten Ergebnisse dieser Tagung darf das wohl unter allen Teilnehmern erzielte Einverständnis angesehen werden, daß Ingenieure und Architekten im Brückenbau verständnisvoll zusammenarbeiten müssen.

Im folgenden soll über einzelne der angeführten Punkte näher berichtet werden.

1. Die Versuche mit Rostschutzfarben haben die in Bautechn. 1935, Heft 1, veröffentlichten Ergebnisse bestätigt. Weitere Feststellungen sind folgende:

1. Deckanstriche mit Aluminiumfarben sind den Anstrichen mit Eisenglimmer- und Bleiweißfarben unterlegen.

2. Eisenglimmer- und Bleiweißfarben verhalten sich am besten, wenn sie nicht mit anderen Farbkörpern gemischt werden.

3. Die Farben mit verschiedenen Farbkörpern verhalten sich unter allen klimatischen Verhältnissen etwa gleich. Nur werden die Anstriche im Gebirge und am Meer gleichmäßig stärker angegriffen.

4. Verschnittene Bleimennigefarben haben sich bis jetzt nicht nachteiliger erwiesen als unverschnittene. Das Ergebnis rechtfertigt die zur Ersparung von Devisen getroffene Anordnung, Bleimennige mit 20 bis 25% Schwerspat zu strecken.

5. Zwischen sandstrahlentrosteten und handentrosteten Tafeln haben sich bis jetzt keine merklichen Unterschiede herausgestellt. Dagegen sind die Tafeln, auf denen die Walzhaut durch Sandstrahlentrostung entfernt war, stärker verrostet.

6. Drei Anstriche mit Aluminiumfarben, drei Anstriche mit Eisenglimmerfarben und drei Anstriche mit Eisenoxydrotfarben haben sich nicht so gut gehalten wie zwei Anstriche mit den gleichen Farben auf Bleimennigegrundlage.

Dieses Ergebnis zeigt von neuem, daß Bleimennige nicht ohne Nachteil für



Abb. 1. Unterführung unter dem Bahnhof Nürnberg-Dutzendteich.



Abb. 3. Warthehlutbrücke bei Schwerin.

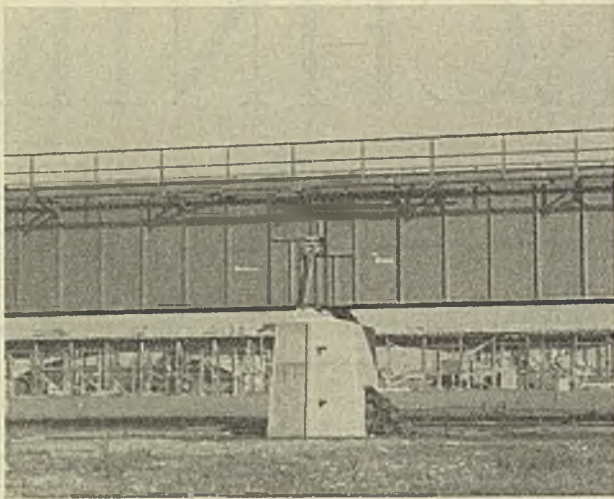


Abb. 4. Wartheflutbrücke bei Schwerin.
Auflagerung auf einem Pfeiler.

die Haltbarkeit des Anstriches durch eine andere Farbe ersetzt werden kann.

II. Die Versuche zur Feststellung der Dauerfestigkeit gelochter Bauglieder aus alten, ausgebauten schweißeisernen Brücken wurden fortgesetzt; sie haben gezeigt, daß diese Dauerfestigkeit zwischen 10 und 12 kg/mm² liegt. Die Betriebsbeanspruchung in den letzten Jahren lag höher als dieser Wert.

III. Unter Zugrundelegung der Ergebnisse der jahrelangen, umfangreichen Dauerfestigkeitsversuche¹⁾ mit geschweißten Verbindungen wurden in langwierigen und schwierigen Verhandlungen mit Vertretern der Wissenschaft und der Stahlbauindustrie die „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken“²⁾ festgesetzt. Die Vorschriften enthalten einen Anhang für geschweißte, vollwandige Straßenbrücken der Deutschen Reichsbahn und der Reichsautobahnen. Die Vorschriften sind mit Gültigkeit vom 20. November 1935 für den Bereich der Deutschen Reichsbahn und der Reichsautobahnen eingeführt worden; sie stellen die Berechnung vollwandiger, geschweißter Eisenbahn- und Reichsautobahnbrücken auf eine sichere Grundlage.

¹⁾ Vgl. „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen“. Bericht des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche im Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure. Berlin 1935, VDI-Verlag

²⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1935, Heft 50, S. 1008 mit amtlichem Einführungs-erlaß; hierzu erschienen: Kommerell, Erläuterungen 4. Aufl., II. Teil (Schluß): Vollwandige Eisenbahnbrücken. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.



Abb. 6. Fußgängerbrücke auf Bahnhof Küstrin-Neustadt.



Abb. 5. Personenbrücke auf Bahnhof Glogau.

IV. Die „Anweisung für Mörtel und Beton“ (AMB) wurde nach dem neuesten Stande der Wissenschaft und unter Berücksichtigung der neuen „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ vom Jahre 1932 im Benehmen mit Vertretern der Wissenschaft und der Beton- und Zementindustrie vollständig umgearbeitet. Die neue Auflage tritt demnächst in Kraft.

V. Die wichtigsten der im Jahre 1935 begonnenen, weiter geförderten oder vollendeten Bauausführungen des Brücken- und Ingenieurhochbaues.

1. Unterführung der Verbindungsstraße „Regensburger Straße—Stadion“ unter dem Bahnhof Nürnberg-Dutzendteich im Bezirk der Reichsbahndirektion Nürnberg (Abb. 1).

Überbau aus geschweißten vollwandigen Trägern. Widerlager mit Parallelflügeln aus Beton, Ansichtflächen steinmetzmäßig bearbeitet. Besonders ruhige, ansprechende Formen. Ein überall gleich hohes Gesimsband und ein einfaches leichtes Geländer laufen über Überbau und Widerlager durch.

2. Eingleisige Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Ziegelgraben zwischen Stralsund und der Insel Dänholm im Zuge des Rügendamms im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 2).

Getrennte Überbauten für Eisenbahn und Straße. Zweimal zwei feste Überbauten mit vollwandigen stählernen, 52 m weit gestützten Trägern und je ein stählerner beweglicher Überbau für Eisenbahn und Straße in Gestalt einer Klappbrücke mit hoch-

liegenden Waagebalken und mit vollwandigen, 29 m weit gestützten Hauptträgern. Die Eisenbahnüberbauten sind ganz geschweißt, die Straßenüberbauten sind genietet³⁾. Die vollwandigen Türme und Waagebalken verleihen mit den vollwandigen, hohen Hauptträgern der Klappbrücke eine straffe, wuchtige, schlichte Form; sie zeigen auch dem Laien deutlich die Zweckbestimmung der Klappbrücke an. Die gewählte Form der Klappbrücke ist von allen Klappbrückenarten, die hier in Frage

³⁾ Vgl. Bautechn. 1935, Heft 3, S. 36.

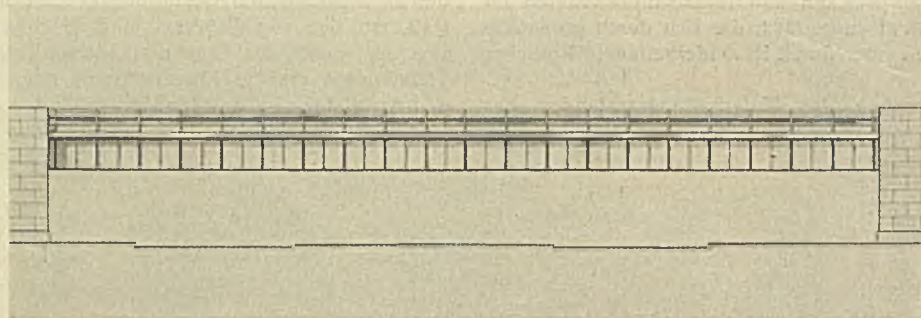


Abb. 7. Unterführung der Hardenbergstraße am Bahnhof Zoologischer Garten in Berlin.

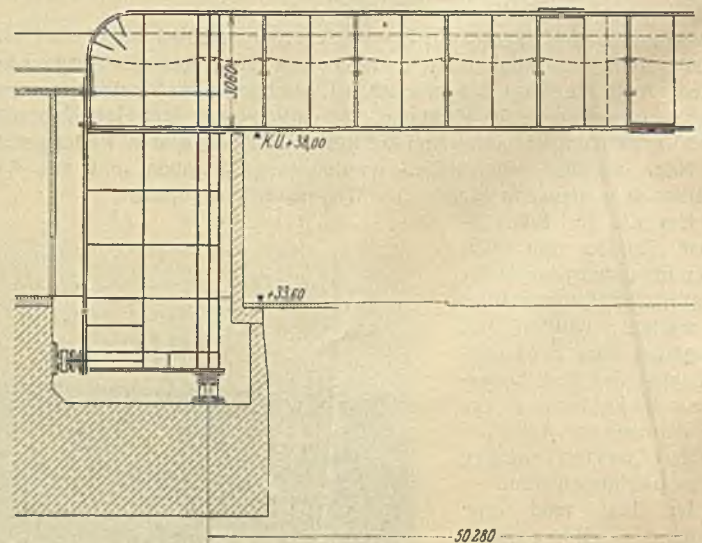


Abb. 8. Rahmenträger der Brücke über die Hardenbergstraße.

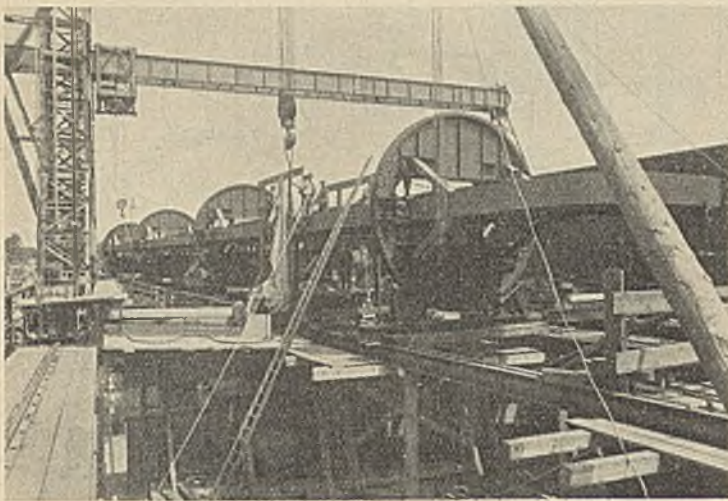


Abb. 9. Riegel in Rollschelben eingespannt.

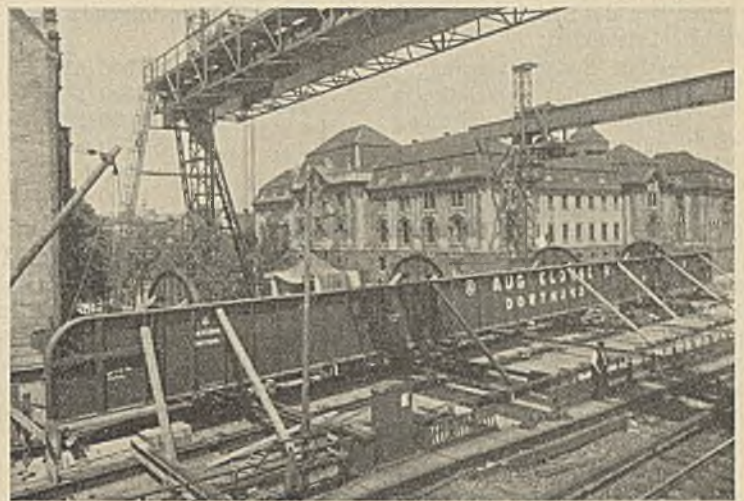


Abb. 10. Riegel verschweißt.

gekommen wären, die ansprechendste. (Die Brüstung des rechten Widerlagers ist bis zur Oberkante der Hauptträger geführt.)

3. Wartheftutbrücke bei Schwerin im Bezirk der Reichsbahndirektion Osten (Abb. 3 u. 4).

Acht eingleisige, 36 u. 37 m weit gestützte Blechträgerüberbauten mit obenliegender Fahrbahn. Die Hauptträger sind nach Abb. 4 mit übereinanderliegenden Lagern mittig auf den Pfeilern gelagert.

4. Personenbrücke auf Bahnhof Glogau im Bezirk der Reichsbahndirektion Osten (Abb. 5).

Geschweißter Blechträgerüberbau mit geschweißten Pendelrahmen. Sehr schlichte, aber doch eindrucksvolle Formen.

5. Fußgängerbrücke auf Bahnhof Küstrin-Neustadt im Bezirk der Reichsbahndirektion Osten (Abb. 6). Ganz geschweißte Konstruktion. Gute Innenwirkung.

6. Eisenbahnbrücken im Rahmen des Umbaus des Bahnhofes Zoologischer Garten in Berlin.

a) Überführung der neuen Stadtbahngleise über die Hardenbergstraße (Abb. 7 bis 10).

Die alten Überbauten über der Hardenbergstraße haben zwei Mittelstützen. Die neuen Überbauten mußten aus örtlichen, verkehrstechnischen und schönheitlichen Gründen ohne Mittelstützen gebaut werden. Dafür kamen bei der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und bei der Stützweite nur Rahmenträger in Frage; ausgeführt sind voll-

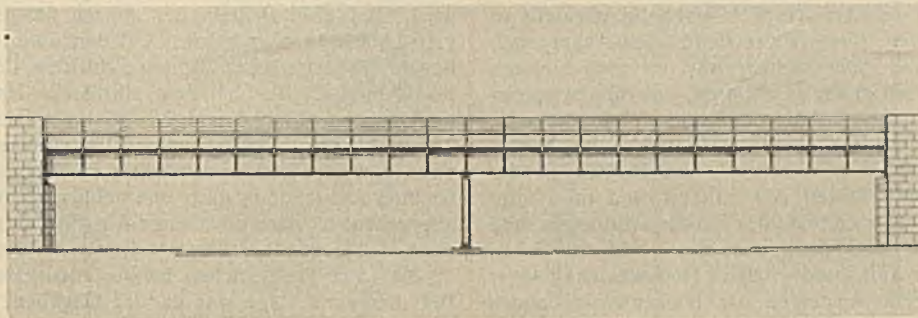


Abb. 11. Unterführung der Kantstraße am Bahnhof Zoologischer Garten in Berlin.

wandige, geschweißte 50,28 m weit gestützte Zweigelenkrahmen mit parallelgurtigen, rd. 3 m hohen Riegeln und 3,5 m breiten Ständern, die je ein senkrecht und waagrecht, bewegliches Lager erhalten haben (Abb. 8). Die Ständer sind durch Mauerwerk verdeckt. Die Träger wirken in ihrer Ansicht also als einfache Balkenträger (Abb. 7). Die in der Werkstatt geschweißten Riegelteile wurden auf der Baustelle zusammengeschweißt, dazu wurden die Riegel auf dem Gerüst in

Rollschelben eingespannt, um die Schweißnähte in Wannenlage ausführen zu können. Abb. 9 zeigt den in die Rollschelben eingespannten Riegel, Abb. 10 den fertig verschweißten Riegel. Wegen der erforderlichen großen Höhe der Hauptträger mußten die Überbauten als Trogbriicken ausgeführt werden.

b) Überführung der Stadtbahngleise über die Kantstraße (Abb. 11).

Die neuen Überbauten zeigen gegenüber den alten wesentliche Vorzüge. Statt der doppelten Reihe der Mittelstützen ist nur eine Reihe geschweißter Mittelstützen vorgesehen. Die Widerlager, die bei den alten Überbauten in die Bürgersteige hineinragen, sind in die Flucht der Häuser zurückgerückt. Die Hauptträger sind vollwandig, parallelgurtig und geschweißt, sie laufen über die beiden Öffnungen ohne Gelenke durch. Die Stützweiten betragen $2 \times 24,970$ m. Die Trägerhöhe konnte auf 1,60 m beschränkt werden, die Überbauten konnten daher als Deckbrücken ausgeführt werden.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Staudamm des Staubeckens an der Malapane bei Turawa.

Von Regierungsbaumeister Roßmann, Oppeln O/S.

Über die Entlastungsanlage des Staubeckens an der Malapane bei Turawa hat bereits Regierungsbaurat Momber berichtet¹⁾. Dieser Aufsatz enthält bereits eine kurze Darstellung der allgemeinen Entwurfsgrundlagen des Staubeckens, so daß hier darauf verwiesen werden kann. In folgendem soll das Sperrwerk des Staubeckens, der Staudamm, beschrieben werden.

1. Allgemeines.

Eine Übersicht über die gesamte Staubeckenanlage gibt Abb. 1. Das Staubecken liegt im Tale der von Ost nach West fließenden Malapane, etwa 16 km oberhalb ihrer Einmündung in die Oder, und ist etwa 7 km lang und 2,5 bis 4 km breit. Der Untergrund des Beckengeländes besteht in den oberen Schichten, von geringen Alluvionen abgesehen, durchweg aus diluvialen, überwiegend durchlässigen Schichten, unter denen erst in größerer Tiefe pliozäner Ton und Keuperton anstehen. Das gegebene Sperrwerk ist daher der Erdstaudamm. Er ist so nahe als möglich an die angrenzenden Ortslagen von Turawa und Groß-Kottorz herangeschoben und bei einer Gesamtlänge von 6,1 km beiderseits mit flach auslaufenden Flügeln an die natürliche Begrenzung des Beckens angeschlossen, um auf diese Weise den erforderlichen Stauraum von 90 Mill. m³ bei Normalstau zu schaffen. Die Talsohle liegt in ihrem tiefsten Teile auf 166 m + NN.

Der Normalstau liegt auf 176,10, der Höchststau auf 176,90 und die Dammkrone auf 178,90 m + NN. Die größte Wassertiefe über Gelände beträgt daher 10 bis 11 m, die größte Dammhöhe 13 m.

Abb. 2 zeigt den Staudammquerschnitt. Für die Herstellung des Dammkörpers stehen in der Umgebung vorhandene durchlässige Sand- und Kiesböden zur Verfügung. Für die Dichtung des durchlässigen Dammkörpers kann geeigneter Ton in zwar begrenzter, aber ausreichender Menge ebenfalls in der Nähe gewonnen werden. Die Tondichtung liegt auf der wasserseitigen Dammböschung in einer Neigung von 1:3, 1:4 und 1:5 und ist durch eine Deckschicht aus Kies und durch Steinbefestigung geschützt. In ihren Fuß bindet in Geländehöhe eine eiserne Spundwand ein, die von Dammkilometer 0,5 bis 6,025 mit einer wechselnden Rammtiefe von 4,5 bis 24,5 m durchläuft und die durchlässigen Untergrundschichten in dem erforderlichen Umfange abdichtet. An einigen Stellen, an denen die Rammung nicht zweckmäßig erschien, ist die Spundwand durch chemische Abdichtung nach dem Verfahren von Dr. Joosten²⁾ ergänzt worden. Damm und Untergrund werden am luftseitigen Fuß durch einen Sickergraben und eine mit ihm verbundene längslaufende Dränleitung, die in den aus Steinmaterial hergestellten Fuß des Dammkörpers eingebettet ist, entwässert.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 23, S. 284.

²⁾ Vgl. u. a. Bautechn. 1929, Heft 12, S. 198; 1930, Heft 12, S. 181, wo auch andere Schrifttumquellen angegeben sind.

Der Bau des Staudammes umfaßt, in runden Zahlen, folgende hauptsächliche Leistungen:

gesamte Bodenbewegung	3 100 000 m ³
Schüttung des Dammkörpers	1 650 000 „
Herstellung der Tondichtung	200 000 „
Spundwandrammung	59 000 m ²
Spundbohlenlieferung	9 000 t
chemische Untergrunddichtung	1 400 m ²
Lieferung und Einbau von Steinbaustoffen	200 000 t.

Die Baukosten des Staudammes belaufen sich auf etwa 9,5 Mill. RM. Der Bau hat im Juli 1933 begonnen und wird bis auf die Räumungsarbeiten im Spätherbst 1936 beendet sein. Die gesamten Bauarbeiten des Staudammes werden gemeinschaftlich von den Firmen Grün & Bilfinger AG — Zweigniederlassung Breslau, Julius Schallhorn Tiefbau, Glogau, und Bacumer & Loesch Tiefbauten, Oppeln, ausgeführt. Nur die chemische Untergrunddichtung wird anderweitig, und zwar von der Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H., Berlin, hergestellt.

2. Die Untergrunddichtung.

Die Untergrunddichtung eines Staudammes hat in erster Linie die Aufgabe, Quellbildungen zu verhindern, soweit sie Bodentellen bewegen und damit die Standsicherheit des Dammes gefährden können. Nicht alle Quellbildungen brauchen abgedichtet zu werden; sie können auch an sich ungefährlich sein oder durch geeignete Maßnahmen, vor allem durch sorgfältige Filterung, unschädlich gemacht werden. Sie bedürfen aber stets einer eingehenden Erforschung ihrer Beschaffenheit. Zu diesem Zweck muß, da man das Verhalten des Untergrundes unter dem Einfluß des Staus niemals mit völliger Sicherheit im voraus beurteilen kann, die Inbetriebnahme eines Staubeckens vorsichtig und langsam vor sich gehen. Das Staubecken bei Turawa wird selbstverständlich erstmalig ebenfalls in dieser Weise gefüllt werden. Der Beckenwasserstand bleibt aber nach der Füllung nicht in der erreichten Höhe stehen, um nur noch kleinere Steigungen beim Auftreten von Hochwasser zu erfahren, wie dies beispielsweise bei reinen Wasserkraftanlagen der Fall sein kann. Vielmehr wird, dem Betriebszwecke, der Aufhöhung der jährlich im Sommer und Herbst stark absinkenden Oderwasserstände entsprechend, das Becken in der Regel jährlich in dieser Zeit zum größten Teil entleert und im Winter und Frühjahr wieder aufgefüllt. Das Zeitmaß des Füllungsvorganges muß sich dabei im regelmäßigen Betriebe nach den wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten richten; bei der Aufnahme größerer Hochwässer ist sogar mit einem verhältnismäßig raschen Ansteigen des Beckenwasserstandes zu rechnen. Die erste Füllung des Beckens kann bei dieser Sachlage noch kein endgültiges Bild von dem Verhalten des Untergrundes unter der Stauwirkung geben; es besteht vielmehr die Möglichkeit, daß vorhandene Quellbildungen größeren Umfanges bei weiteren Füllungen, vor allem bei raschem Anwachsen des Beckenstaus, ihre Beschaffenheit in gefährlicher Weise verändern. Eine solche Entwicklung würde notwendig zu einer fortgesetzten Rücksichtnahme des Beckenbetriebes auf die Untergrundverhältnisse und zu langen Betriebsunterbrechungen zwecks Ergänzung der Untergrunddichtung führen, bis im Laufe der Jahre ein ungefährlicher Beharrungszustand im Untergrund hergestellt wäre und damit die planmäßige Betriebsweise Platz greifen könnte. Eine derartige Verzögerung der vollen Ausnutzung des Beckens würde recht unwirtschaftlich sein und den Bedürfnissen der Oderschiffahrt entgegenstehen, die dringend eine baldige Verbesserung der Oderwasserstände benötigt. Man hat sich unter diesen Umständen dazu entschlossen, den Untergrund so weitgehend abzudichten, daß nach Möglichkeit Quellbildungen, die sich in gefährlicher Weise entwickeln können, von vornherein ausgeschlossen sind und Ergänzungen der Dichtung nur an solchen Stellen nötig werden, an denen sie ohne Störung des planmäßigen Beckenbetriebes möglich sind. Daß gleichwohl die Untergrundverhältnisse laufend sorgfältig beobachtet werden müssen, ist selbstverständlich.

Abb. 3 gibt in Gestalt eines Längsschnittes eine vollständige Übersicht über die geologischen Verhältnisse des Staudammuntergrundes und über die ausgeführte Untergrunddichtung. Der Längsschnitt stellt die Verhältnisse in der Spundwandachse dar, ist aber in die Staudammmitte projiziert, um in Übereinstimmung mit der Kilometrierung der Staudammachse zu bleiben.

Auf den beiden Dammen darf die Abdichtung der durchlässigen Schichten zunächst auf die oberen Lagen beschränkt werden, da hier die nachträgliche Ergänzung der Dichtungsmaßnahmen ohne Störung des Beckenbetriebes möglich ist. Das Gelände ist hier während eines größeren Teiles des Jahres wasserfrei, und etwaige Quellbildungen können auf diesen Strecken nicht in einem solchen Grade auftreten, daß eine sofortige Abhilfe nötig wäre und nicht vielmehr ein niedrigerer Wasserstand zu erforderlichen Ergänzungsarbeiten abgewartet werden könnte. In der Talsohle



Abb. 1. Übersichtsplan der Staubeckenanlage.

muß dagegen die weitgehende Abdichtung von vornherein vorhanden sein und auch in hinreichendem Maße in die beiderseitigen Talhänge einbinden. Dieser mittlere Abschnitt ist im Süden bis km 1,3 (Geländehöhe 172,50 m + NN), im Norden, wo die Verhältnisse besonders ungünstig liegen, bis km 4,9 (Geländehöhe 173,50 m + NN) ausgedehnt worden. Ein zuverlässiger Abschluß des Untergrundes läßt sich hier nur erreichen, wenn die Dichtung an den im tieferen Untergrund vorhandenen Keuperton oder pliozänen Ton oder an die Teile der darüber lagernden diluvialen Schichten, die praktisch als dicht angesehen werden können, angeschlossen wird. Bei zwei Dritteln der ganzen Länge ist dies mit Dichtungstiefen von 4,5 bis 12 m möglich. Auf den übrigen Teilen des Mittelabschnittes liegen die zuverlässig dichten Schichten 12 bis 15 m, stellenweise auch bis 17 m tief. Nur bei dem nördlichen Hanganschluß, km 4,55 bis 4,9, und zwischen km 2,6 und 2,7 geht die Dichtungstiefe über 17 m bis zu 24,5 m hinaus. Die besonderen Verhältnisse, die am Nordhang vorliegen, werden weiter unten noch näher erörtert. Die zu zweit genannte Stelle ist ihrer Ausdehnung nach unerheblich. Vom Anschluß an den Nordhang abgesehen, ist der vollständige Abschluß des Mittelabschnittes also möglich, ohne daß gegenüber einem teilweisen Abschluß, der in jedem Falle in 12 bis 15 m Tiefe reichen müßte, allzu erhebliche Mehrkosten entstehen. Bei dieser Sachlage war es das Gebührende, den vollständigen Abschluß des Mittelabschnittes durchzuführen.

Die Rücksicht auf die Betriebssicherheit bedingte auch die Lage der Dichtungsspundwand am wasserseitigen Fuße des Dammes. Die Spundwand wäre selbstverständlich auch in der Dammitte, in Verbindung mit einer Kerndichtung des Dammes an Stelle der zur Ausführung gekommenen Böschungsdichtung, herstellbar gewesen. Bei Rammarbeiten des hier notwendigen Umfanges muß aber vorsichtigerweise mit zufälligen Undichtigkeiten der Spundwand gerechnet werden. Die nachträgliche Abdichtung solcher Stellen, die sich bei der Inbetriebnahme etwa als notwendig erweisen sollte, würde bei einer Mittelspundwand wegen ihrer unzugänglichen Lage einen außerordentlichen Zeitaufwand erfordern, ganz abgesehen von den unter Umständen ungeheuren Kosten. Die Spundwand am wasserseitigen Fuß bleibt dagegen überall leicht zugänglich, wenn sich auch bei Ergänzungsarbeiten am mittleren Dammanabschnitt eine Störung des Beckenbetriebes in diesem Falle natürlich nicht vermeiden ließe. Gegenüber dieser Überlegung mußten die sonstigen Vor- und Nachteile von Kern- und Böschungsdichtung in den Hintergrund treten. Von sonstigen Gründen abgesehen, kam es allein wegen der großen Dichtungstiefe nicht in Frage, an Stelle der Spundwand die Tondichtung in den Untergrund einzubinden. Diese Bauweise ist bei dem Staubecken an der Neiße bei Ottmachau, wo sie mit wesentlich geringerer Dichtungstiefe ausgeführt worden ist, durch besondere örtliche Verhältnisse bedingt worden.

Die weitgehenden Abdichtungsmaßnahmen, die somit im Hinblick auf die Standsicherheit des Staudammes geschaffen werden müssen, tragen bereits den beiden anderen Aufgaben, die die Untergrunddichtung zu

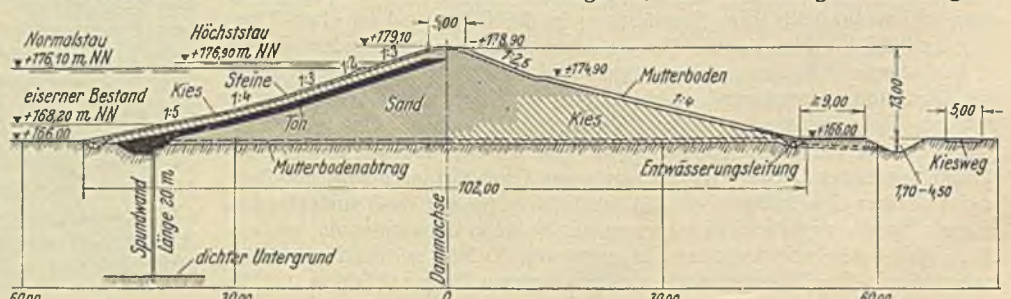
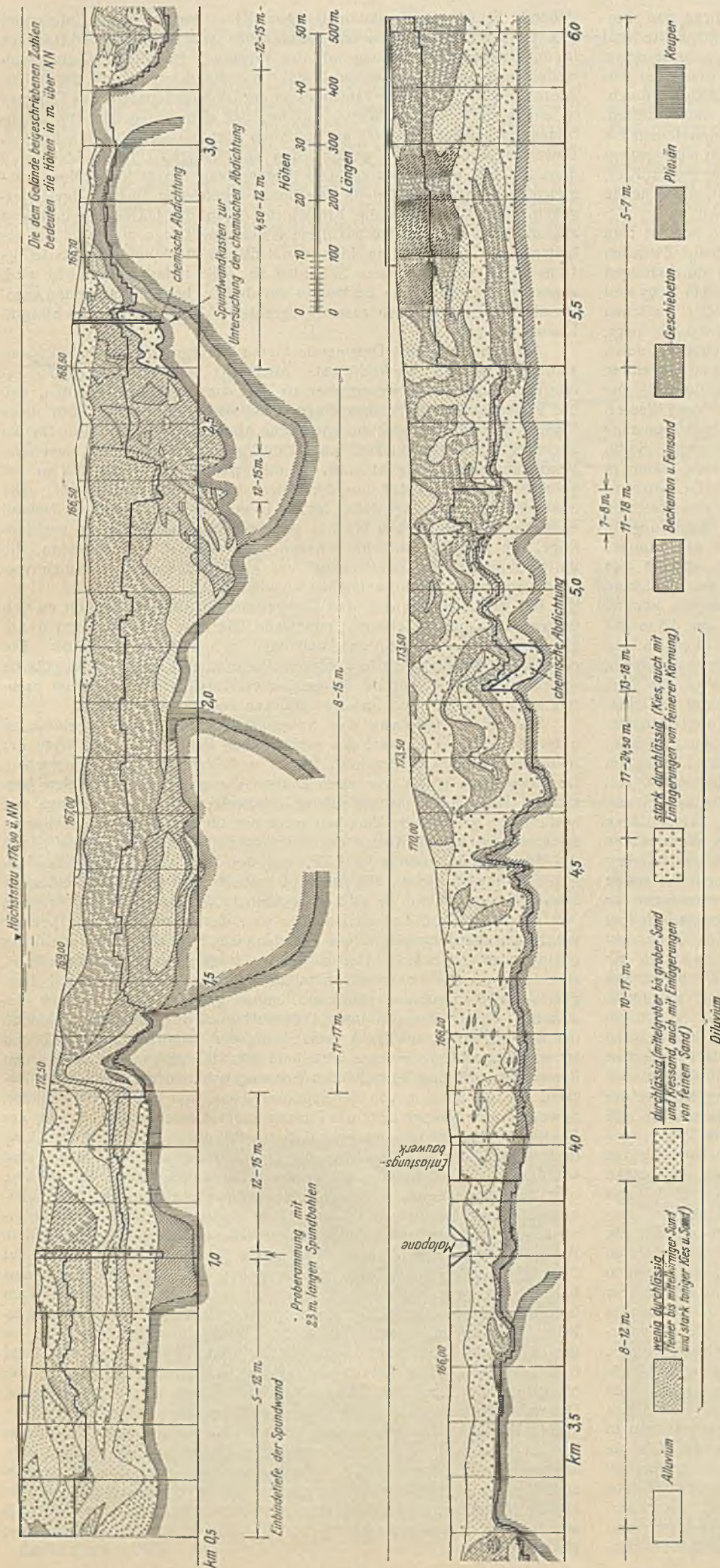


Abb. 2. Staudammquerschnitt.



erfüllen hat, in hinreichendem Umfang Rechnung, der Verhinderung betriebstörender Wasserverluste und der Einschränkung von Stauschäden an den Grundstücken der Unterlieger. Eine Erhöhung der Grundwasserstände im unterhalb liegenden Gelände ist nicht zu vermeiden. Sie tritt in jedem Falle ein als Folge von Versickerungen im seitlichen Beckengelände, von durchlässigen Adern in an sich undurchlässigen Schichten und von unvermeidbaren Undichtigkeiten in den Dichtungseinrichtungen. Diese Erscheinung ist unbedenklich. Soweit Abhilfe geschaffen werden muß, läßt sie sich durch Vorfluteinrichtungen erreichen, die auf Grund der Betriebsbeobachtungen geschaffen werden können und sich zum großen Teil mit der Entwässerungsanlage des Staudammes verbinden lassen.

Der tiefere Untergrund des Beckengeländes wird, wie schon gesagt, vom Keuper (jüngster Abschnitt der Triasformation) gebildet. Er ist jedoch nur südlich der Malapane von den Bohrungen erreicht worden. Hier tritt er als fester, meist fetter Ton, der vielfach beim Bohren gemeißelt werden mußte, in Erscheinung und ist in der Talsohle streckenweise sehr stark gefaltet. Zwischen km 2,8 und 3,1 tritt er infolgedessen sogar dicht unter die Geländeoberfläche. Nördlich der Malapane und auf großen Strecken auch südlich von ihr, hier in wechselnder Mächtigkeit, überlagert ihn das Pliozän (jüngster Abschnitt der Tertiärformation). Die erbohrten pliozänen Schichten wechseln in ihrer Beschaffenheit zwischen sehr fetten und sehr sandigen oder sandstreifigen Tonen, gelegentlich kommen auch dünne Sandschichten vor; die Oberfläche erscheint streckenweise, und zwar ebenfalls namentlich in der Talsohle stark wellig. Im ganzen darf das Pliozän wie der Keuper als zuverlässig dichter Abschluß der Beckensohle nach unten betrachtet werden.

Die beide überlagernden Schichten gehören hauptsächlich dem Glazialdiluvium an, nur bei den durchgehenden Kiesschichten im tieferen Untergrunde handelt es sich zum Teil wahrscheinlich um etwas ältere Ablagerungen fluviatiler Herkunft. Die Mächtigkeit des Diluviums wechselt in der Talsohle wegen der unregelmäßigen Oberfläche der älteren Schichten ziemlich stark und beträgt etwa 2 bis 24 m, an einer Stelle sogar bis 29 m. Unter den Talhängen zeigen Pliozän und Keuper, im ganzen betrachtet, etwa die gleiche Höhenlage wie in der Talsohle, und zwar, wie gesagt, bei gleichmäßiger Oberfläche; die diluvialen Schichten, aus denen die Hänge aufgebaut sind, erreichen daher durchweg eine Mächtigkeit von 17 bis 25 m. Die in der Talsohle festgestellten alluvialen Ablagerungen sind für die Untergrunddichtung bedeutungslos. Die Bodenarten des Glazialdiluviums sind, ihrer Entstehung durch die Tätigkeit der eiszeitlichen Gletscher entsprechend, von recht wechselnder Beschaffenheit: Geschiebeton, von sehr sandigem Geschiebelehm bis zu sehr fettem Geschiebemergel vertreten; Beckentone, das sind Ablagerungen feinsten Teilchen in den hauptsächlich vom Schmelzwasser der Gletscher gespeisten Geländemulden, von sehr fetten bis zu sehr sandigen Tonen oft unmittelbar nebeneinander wechselnd (auch die häufigen tonigen und tonfreien Feinsande sind dazu zu rechnen); Sande und Kiese von sehr feinem Sand bis zum sehr groben Kies.

Der Geschiebeton kann in geschlossener Lagerung auch in den sandigen Teilen als dicht angesprochen werden, so bei km 1,5 sowie zwischen km 2,45 und 2,6. Er tritt aber auch in sehr zerrissener Lagerung mit zahlreichen größeren Linsen von durchlässigem Boden durchsetzt auf, vor allem zwischen km 2,6 und 2,7 sowie zwischen km 3,1 und 3,3, und kann dann in seiner Gesamtheit nicht als zuverlässiger Abschluß gelten. Die Beckentonschichten sind in den sandigen Teilen größerem Wasserdruck gegenüber zweifellos nicht dicht. Der Wasserdurchtritt wird aber auch durch Lagen geringerer Mächtigkeit stark gehemmt werden. Wieweit die Beckentonschichten zum Anschluß der Untergrunddichtung geeignet sind, muß sich im einzelnen aus dem örtlichen Zusammenwirken des Wasser-

Abb. 3. Längsschnitt des Staudammuntergrundes und Untergrunddichtung.

druckes, der zufließenden Wassermenge und der Schichtdicke und -ausdehnung von Fall zu Fall ergeben. Die letzteren Gesichtspunkte sind schließlich auch, neben der Kornzusammensetzung, bei den ausgesprochen durchlässigen Böden, den Sanden und Kiesen, für den Umfang der Abdichtung maßgebend. In Abb. 3 ist zwischen wenig durchlässigen, durchlässigen und stark durchlässigen Sand- und Kiesschichten unterschieden. Der Kornzusammensetzung nach umfassen die erstgenannten feinen bis mittelkörnigen, sowie stark tonigen Sand und Kies, die zweiten mittelgroben bis groben Sand und Kiessand, die dritten mehr oder weniger groben Kies. Dabei sind die Schichten in ihrer Gesamterscheinung beurteilt, abweichende Einlagerungen unerheblichen Umfanges sind nicht berücksichtigt.

Bei der näheren Betrachtung der Dichtungsmaßnahmen beginnt man zweckmäßig am Südeinde des Dammes, der Kilometrierung folgend. Zwischen Dammkilometer 0,0 und 0,5 ist von einer Abdichtung der durchlässigen Schichten abgesehen worden, da das Gelände über Höchststau liegt und eine wesentliche Wasserbewegung nicht zu erwarten ist. Zwischen km 0,5 und 1,3, wo das Gelände bis zu 4,5 m unter Höchststau liegt, sind die in der Oberfläche vorhandenen durchlässigen Schichten durch eine Spundwand von anfangs 5 bis 12 m, dann 12 bis 15 m Rammtiefe abgedichtet, die in feinsandige oder tonige Schichten einbindet. Die darunter offen bleibenden Kiesschichten werden bei dem mäßigen Wasserdruck und der großen Tiefe voraussichtlich keine erhebliche Durchflußmenge aufweisen. Eine Gefährdung des Dammes besteht somit nicht. Sollte der Abschluß trotzdem später teilweise erwünscht scheinen, käme in erster Linie die chemische Abdichtung nach dem Verfahren von Dr. Joosten in Betracht. Dieses Verfahren kommt bei der Abdichtung von Schichten in größerer Tiefe an sich dem Preise nach neben der Rammung in Betracht und würde außerdem hier wie auch am Nordende des Dammes bei nachträglichen Arbeiten gegenüber einer zweiten Spundwand den doppelten Vorteil bieten, daß der Abschluß auf die tieferen Schichten beschränkt und eine Änderung der Tondichtung erspart werden könnte.

Zwischen km 1,3 und 1,5 senkt sich das Gelände um 3,5 m bis auf 169 m + NN. Die Strecke ist in den vollständig abgedichteten Mittelabschnitt einbezogen worden, um der in der Talsohle vorhandenen Spundwand einen sicheren Anschluß an den Hang zu geben. Die über dem Keuperton liegenden Sandschichten reichen bis dicht unter die Oberfläche und sind durch eine 11 bis 17 m lange Spundwand abgeschlossen. Auf der anschließenden Strecke bis km 2,6 konnte die Spundwand an diluviale Tonschichten angeschlossen werden. Diese ziehen sich 1,0 bis 4,5 m tief unter Gelände in geschlossener Lagerung und erheblicher Mächtigkeit hin. Sie liegen zum Teil unmittelbar auf dem Pliozän oder Keuper auf. Im übrigen sind sie, teilweise bis zu großer Tiefe, von wenig durchlässigen Sanden unterlagert. Die Sandschichten stehen zwar nachgewiesenermaßen mit der Beckensohle in Verbindung. Bei ihrer geringen Durchlässigkeit und großen Tiefe kann aber der Durchtritt von Wasser durch die starke Tonschicht hindurch in die Geländeoberfläche keinen nennenswerten Umfang annehmen, ebensowenig wie der etwaige Wasserverlust. Zudem erstreckt sich im mittleren Teil der Beckenton als natürlicher Dichtungsteppich ziemlich weit ins Becken hinein. Die Dichtung muß auch die oberen Lagen der durchgehenden Tonschicht erfassen. Denn bei der wechselnden Beschaffenheit der diluvialen Tone muß überall, sowohl im Beckenton wie im Geschiebeton, mit dem Auftreten von Sandlinsen gerechnet werden, die dicht unter der Oberfläche gefährlich werden könnten. Die Spundwand hat deshalb überall etwa 4 bis 7 m in den Ton eingebunden werden müssen. Soweit größere Sandlinsen in den oberen Lagen festgestellt worden waren, sind sie unter Vergrößerung der Einbindetiefe mit abgedichtet worden, so vor allem zwischen km 2,35 und 2,45. Im ganzen ergibt sich eine Rammtiefe von 8 bis 15 m.

Auf der Strecke von km 2,6 bis 4,55 sind die diluvialen Schichten in ihrer Gesamtheit als durchlässig anzusprechen. Auch die beiden größeren Vorkommen von Geschiebeton zwischen km 2,6 und 2,7 und zwischen km 3,1 und 3,3 sind, wie erwähnt, keineswegs als dicht anzusehen. Die Spundwand mußte somit überall an Keuper oder Pliozän angeschlossen werden. Bei der unregelmäßigen Höhenlage beider Schichten ergaben sich recht unterschiedliche Rammstiefen von 4,5 bis 17 m. Zwischen km 2,6 und 2,7 ist der über dem Pliozän lagernde Kies in erheblichem Maße mit größeren Steinen durchsetzt. Die Spundwand ist deshalb in die oberen diluvialen Tonschichten eingebunden worden. Der darunter liegende Kies, der bis 21 m Tiefe reicht, ist chemisch abgedichtet worden.

Auf der anschließenden Hangstrecke liegen, wie schon bemerkt, die hydrologischen Verhältnisse besonders ungünstig. Die Dammachse weist in dieser Strecke eine sehr scharfe Umbiegung nach Osten auf. Diese an sich empfindliche Stelle fällt mit der streckenweise recht steilen Neigung (bis 1:25) zusammen, in der der Hang sich zu der Talsohle herunterzieht. Zudem ist der vorhandene Grundwasserstrom bereits auf diese Stelle hin gerichtet, so daß das Grundwasser am Fuße des Hanges im Gelände zutage tritt. Durch den Beckenstau wird der Grundwasserstand im seitlichen Gelände eine beträchtliche Erhöhung erfahren und die Neigung zur Quellbildung verstärken. Schließlich steht die durch-

gehende Schicht aus grobdurchlässigem Kies, die im tiefen Untergrund des Nordflügels vorhanden ist, sowohl ober- wie unterhalb des Dammes in unmittelbarer Verbindung mit der Talsohle. Bei diesem Zusammenreffen ungünstiger Umstände besteht die Möglichkeit, daß die untere Kiesschicht dem Fuße des Talhanges an der Umbiegungsstelle des Dammes in einem solchen Maße Wasser zuführt, daß sich hier gefährliche Quellbildungen entwickeln. Dies gilt natürlich auch von den oberen Schichten. Diese Sachlage hat dazu geführt, den vollständigen Untergrundabschluß über km 4,55 hinaus bis km 4,90 in den Hang hinein fortzuführen, obgleich sich dabei die bereits erwähnten erheblichen Dichtungstiefen ergeben. Bis km 4,8 ist die Kiesschicht durch die Dichtungsspundwand abgeschlossen worden, die auf diese Weise eine Länge bis zu 24,5 m erhalten hat. Zwischen km 4,8 und 4,9 dichtet die Spundwand in 13 bis 18 m Länge nur die oberen Schichten ab. Die tiefere Kiesschicht wird, ebenso wie verschiedene Lücken in der darüber befindlichen Spundwand, chemisch abgedichtet, ein zusammengesetztes Verfahren, das die billigste Lösung darstellt.

Auf dem restlichen Dammende bieten Untergrund und Dichtung ein ähnliches Bild wie am Südflügel. Allerdings muß aus den soeben erörterten Gründen wahrscheinlicher als dort damit gerechnet werden, daß die Verlängerung des vollständigen Abschlusses nötig wird. Für diese Ergänzung kommt wieder die chemische Abdichtung in Betracht. Da die oberen Schichten wegen ihrer unregelmäßigen Lagerung für das chemische Verfahren wenig geeignet sind, ist die Spundwand bis km 5,4 so tief geführt worden, so daß nur die untere Kiesschicht offen bleibt. Die Spundwandlänge beträgt dabei bis zu 18 m. Auf dem restlichen Dammende hat die nur noch 5 bis 7 m einbindende Spundwand wie am Südflügel die Aufgabe, örtliche Schäden am Dammfuß zu vermeiden, die durch oberflächliche Sickerungen, vor allem infolge der reichlich vorhandenen Baumwurzeln, entstehen könnten.

Bei der Ausführung der Untergründdichtung handelt es sich hauptsächlich um die eiserne Spundwand, die nach den einleitenden Angaben 59 000 m² Wandfläche und 9000 t Spundbohlen umfaßt. Die chemische Abdichtung ist in größerem Maße nur bei einer Dichtungsfläche von etwa 1200 m² und im übrigen an verschiedenen Stellen zum nachträglichen Abschluß von Spundwandlücken angewendet worden.

Bei der Ausführung der Spundwand sind drei Sachgebiete zu unterscheiden: der Entwurf des ausführlichen Rammplanes; die Wahl der Spundbohlen nach Querschnitt, Bauart und Werkstoff; die Rammarbeit. Der Rammplan mußte vor allen Dingen die genauen Rammstiefen festsetzen. Hier ist auf die Bedeutung hinzuweisen, die die sorgfältige und ausführliche geologische Vorarbeit nicht nur für das technische Gelingen, sondern auch für die Kosten der Dichtung hatte. Auf der ganzen Länge der Spundwand handelte es sich, von den äußersten Dammenden abgesehen, überall darum, den Anschluß an bestimmte wasserundurchlässige Schichten herzustellen. Je größer der Abstand der geologischen Bohrungen von der Spundwand und voneinander war, desto unsicherer war bei der vorherrschenden unregelmäßigen Lagerung die Kenntnis vom Verlauf der geologischen Schichten. Um so größer mußten auch die Sicherheitszuschläge, die in die Spundbohlenlänge einzurechnen waren, und demgemäß die Baukosten werden, und um so größer wurde auch die Unsicherheit des Dichtungserfolges. Die anfänglich angewendeten Abstände der Bohrungen, 15 bis 20 m wasserseitig der Spundwand sowie 25 und 50 m voneinander, erwiesen sich bald als viel zu groß. Die für den Rammplan endgültig verwendeten Bohrungen hatten nur noch einen Abstand von 0,5 bis 6 m von der Spundwand und von 12,50 m voneinander. Soweit an den Keuper oder das Pliozän angeschlossen wurde, betrug der Bohrlochabstand meist sogar nur 6,25 m. Für die geologische Darstellung derjenigen Schichten, die nicht von der Dichtung erreicht werden, sind allerdings auch Bohrungen mit größeren Abständen verwendet worden.

Die genaue Kenntnis des Schichtenverlaufs gestattete es, die Spundbohlen in der Länge von 0,5 zu 0,5 m abzustufen und in die zu erreichenden undurchlässigen Schichten verhältnismäßig knapp einzubinden. Beim Keuperton und pliozänen Ton wurde die Mindest-Einbindetiefe auf 0,5 m festgesetzt, jedoch beim Keuper wegen der Härte des Tongesteins häufig nicht ganz erreicht. Stellenweise fanden sich trotz des geringen Bohrlochabstandes von 6,25 m beim Keuper wie beim Pliozän noch plötzliche Unterschiede, bis zu 1 m in der Höhenlage. Beim Anschluß an den Keuperton wurden die Spundbohlen in diesen Fällen entsprechend tiefer gerammt. Das Eindringen in den Keuper war nämlich an der plötzlichen Zunahme des Rammwiderstandes stets deutlich zu merken. Der weiche pliozäne Ton leistete hingegen keinen merklichen Rammwiderstand. Die Einbindetiefe mußte daher beim Pliozän um einen Sicherheitszuschlag von 1 m auf 1,5 m vergrößert werden. Bei einem Bohrlochabstand von 12,50 m statt 6,25 m hätte man folgerichtig den Sicherheitszuschlag um ein weiteres Meter erhöhen müssen, was erheblich teurer als die Vermehrung der Bohrungen geworden wäre. Bei dem Anschluß an die undurchlässigen diluvialen Schichten liegen die Verhältnisse ähnlich. (Fortsetzung folgt.)

Der Übergang der Reichsautobahn Stuttgart—Ulm über das Neckartal bei Unterboihingen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Berlin.

Die Reichsautobahn Stuttgart—Ulm überquert zwischen Nürtingen und Plochingen oberhalb Unterboihingen das dort 1300 m breite Neckartal auf einem bis 9 m hohen Damm (Abb. 1 u. 2). Zur Überbrückung des Neckars, der Eisenbahn Plochingen—Tübingen sowie der rechts- und linksufrigen Talstraßen waren drei Bauwerke zu erstellen.

Der Neckar wird auf einer Eisenbahnbetonbogenbrücke mit drei Öffnungen überschritten (Abb. 3). Zur Überführung der zweigleisigen Bahn Plochingen—Tübingen, der danebenliegenden Reichsstraße und einer

Über der Eisenbahn mit elektrischem Betrieb war die Bauhöhe beschränkt. Es wurde deshalb ein über Zwischenstützen durchlaufendes Balkentragwerk gewählt.

Um an Baukosten zu sparen, hat man auf den Brücken den Mittelstreifen der Reichsautobahn von 5 m auf 3 m verschmälert, im übrigen die beiden Richtungsfahrbahnen und die Sicherheitsstreifen in normaler Breite durchgeführt, so daß sich zwischen den Geländern eine nutzbare Brückenbreite von 21 m ergab.

1. Autobahnbrücke für die Unterführung der Eisenbahn, der Reichs- und Ortsstraße bei Unterboihingen.

Da die Elektrisierung der Strecke Plochingen—Tübingen eingeleitet war, sollte die Eisenbetonbalkenbrücke vor der Eröffnung des elektrischen Betriebes fertiggestellt werden, um die geforderte Lichthöhe von 6 m über Schienenoberkante für die Aufstellung eines Lehrgerüsts ausnutzen zu können. Für die Mittelöffnung über den Gleisen war mit Rücksicht auf die Erweiterung der Bahnhofsanlage eine Lichtweite von 21,4 m gefordert. Um die Übersicht auf der Reichsstraße, die an der Brückenstelle in einer Kurve liegt, zu gewährleisten, mußte das östliche Widerlager einige Meter zurückgeschoben werden, so daß sich Endfelder von 16,30 m Lichtweite ergaben. Die Zwischenpfeiler und Ortswiderlager konnten in rd. 5 m Tiefe auf einem zum Schwarzen Jura gehörigen, sehr festen mergeligen Tonschiefer gegründet

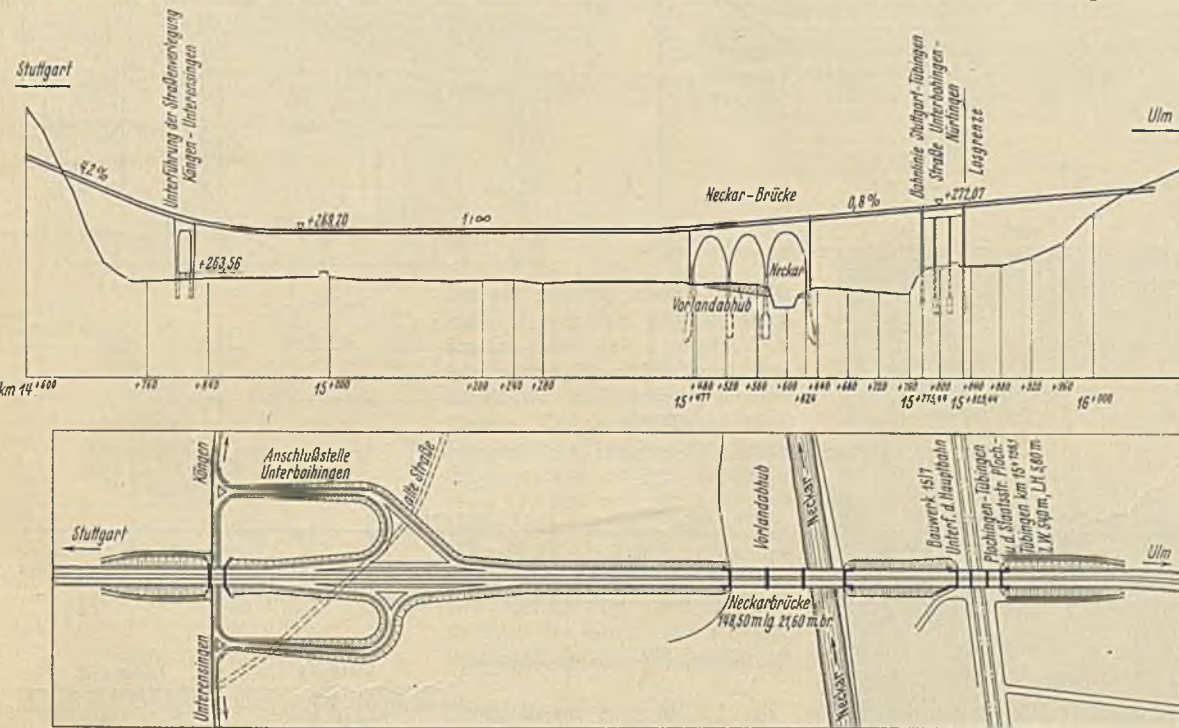


Abb. 1 u. 2. Längsprofil und Lage des Neckartalüberganges.

Ortsstraße dient eine Eisenbetonbalkenbrücke (Abb. 4). Die beiden Bauwerke sind durch einen 150 m langen Damm getrennt. Die Überbrückung des Zwischenstückes mit einem Kunstbau hätte bedeutende Mehrkosten bedingt. Die Straße Köngen—Unterensingen wird mit einem Rahmenbauwerk unterführt.

Der Neckar überschwemmt das Tal an der Brückenstelle auf 700 m Breite. Um einen möglichst ungehinderten Hochwasserabfluß zu gewährleisten, mußte das 45 m breite Flußbett von Pfeilern freigehalten und auf die geplante Flußregelung Rücksicht genommen werden. Durch Vorlandabhub konnte die Durchflußweite auf 140 m beschränkt werden. Damit ergaben sich drei Öffnungen, eine Flußöffnung von 50 m Lichtweite und zwei Vorlandöffnungen von 45,2 m Weite, die bei der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe mit Dreigelenkbogen überspannt werden konnten.

werden, der ohne Bedenken mit 5 kg/cm² belastet werden durfte.

Das Brückentragwerk zeigt über zwei Stützreihen durchlaufende Eisenbetonrippenbalken (Abb. 5). Der Trägerabstand beträgt 3,14 m. Die Stützen sind in den Grundkörpern und den Hauptträgern eingespannt und in der Brückenrichtung schlank gehalten, damit sie von den Hauptträgern nur kleine Biegemomente erhalten. Ihr Querschnitt ist rechteckig 45·60 cm. Die Trägheitsmomente der Hauptträger verhalten sich zu denen der Stützen wie 40:1. Das Moment im Kopf der Stütze beträgt damit nur 6 bis 7% des größten Stützenmomentes der Hauptträger und erzeugt bei 3,6% Bewehrung im oberen Stützentheil eine größte Betondruckspannung von 64 kg/cm². Der Knickberechnung ist eine Würfel-festigkeit des Betons nach 28 Tagen von 315 kg/cm² zugrunde gelegt, während im Bauwerk eine Würfel-festigkeit von $W_0 28 = 375 \text{ kg/cm}^2$ erreicht wurde. Die ohne Vouten gerade durchlaufenden Träger sind über den Stützen in der Druckzone verbreitert und an den Enden mittels Kipp- und Rollenlager unterstützt; Einzelheiten der Bewehrung und der



Abb. 3. Neckarbrücke.

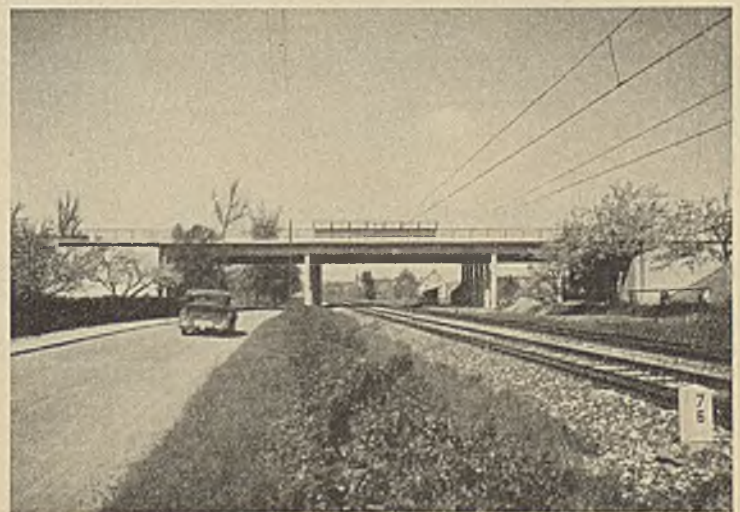


Abb. 4. Straßen- und Bahnunterführung Unterboihingen.

baulichen Durchbildung sind aus Abb. 6 zu ersehen.

Bemerkenswert ist die Ausbildung der Hohlraumwiderlager (Abb. 7). Sie bestehen aus einer Stützenreihe zur Aufnahme der Trägerlasten, die vorne durch eine 20 cm dicke Eisenbetonwand versteift ist, und einer den Hohlraum überspannenden Tragkonstruktion, deren Längsträger einerseits auf den Widerlagerstützen, andererseits auf einem dammsseitigen Abfangeträger ruhen. Dieser quer zur Autobahn gespannte Abfangeträger ruht auf einer Eisenbetonstütze in Brückenmitte und den äußeren 30 cm dicken Flügelwänden. In den so geschlossenen Raum böschet sich das Erdmaterial der Dammschüttung in einer Neigung von 1:1 $\frac{1}{2}$. Die aufgelöste Widerlagerkonstruktion erwies sich bei der großen Dammhöhe wesentlich wirtschaftlicher als die sonst übliche Anordnung mit Erddruckmauern.

Für das Lehrgerüst stand über den Bahngleisen wenig mehr als 60 cm Konstruktionshöhe zur Verfügung. Zur freitragenden Überspannung der Gleise wurden Breitflanschträger verwendet, und zwar je 2 IP 36 unter jedem Eisenbetonträger. Die für den Verkehr freizuhaltenden Öffnungen der beiden Straßen konnten durch Holzfachwerkbinder von 8,75 m Stützweite überbrückt werden (Abb. 8). Die Joche neben den Gleisen wurden auf Senkschrauben, alle übrigen Pfosten auf Hartholzkeile und weiterhin ohne Fußschwellen unmittelbar auf Betonfundamente gestellt.

Die Sichtflächen wurden nachträglich steinmetzmäßig bearbeitet, die Wandflächen fein gestockt und die Gesimse mit Stelzschlag versehen. Der Aufwand für die Behandlung der Sichtflächen betrug 2,30 RM/m².

Für die Betonaufbereitung wurden vorbehandelte Zuschlagstoffe aus dem bahneigenen Kieswerk Marstetten in drei Korngrößen und hochwertiger Portlandzement von Nürtingen verwendet. Die Bauteile mit nachträglich zu behandelnden Sichtflächen, wie Randträger, Stützen Gesimsplatten und Flügelwände, sind aus einer besonderen Mischung hergestellt, bei der 25% der Korngrößen 3 bis 25 mm durch Travertinsplitt

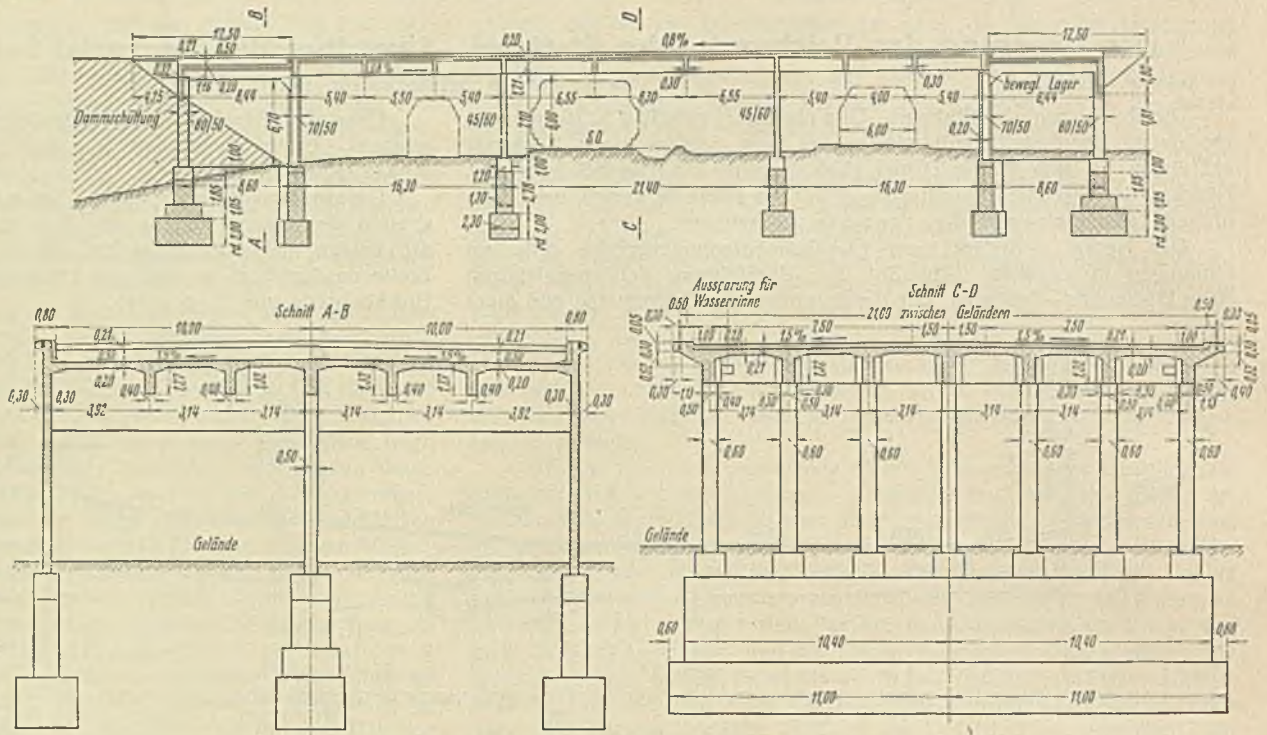


Abb. 5. Längsschnitt und Querschnitte der Unterführung Unterboihingen.

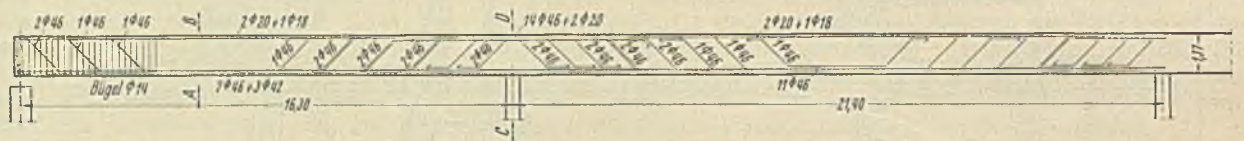
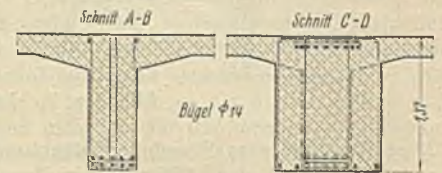


Abb. 6. Bewehrung der Hauptträger.



Zu Abb. 6.

der 1,15 m weit ausladenden Konsole noch mehr zurück. An den Ortwiderlagern ist die Auflagerbank abgesetzt, so daß die Endauflager des Tragwerks sichtbar bleiben. Der Gegensatz zwischen den großflächigen Widerlagerkörpern und dem leichten Überbau wird durch die weit auskragende Gesimsplatte noch gesteigert.

Die Bauausführung der Brücke wurde Mitte Mai 1934 der Tiefbauunternehmung Paul Stephan in Bad Cannstatt übertragen und im Tag- und Nachtbetriebe so gefördert,

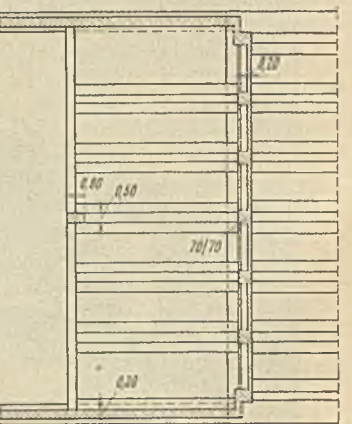
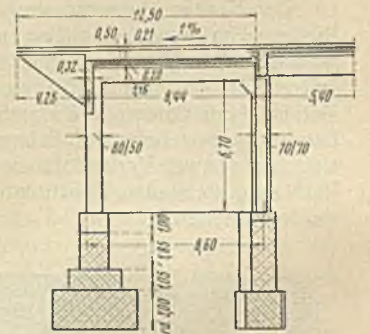


Abb. 7. Hohlraumwiderlager. Grundriß und Längsschnitt.

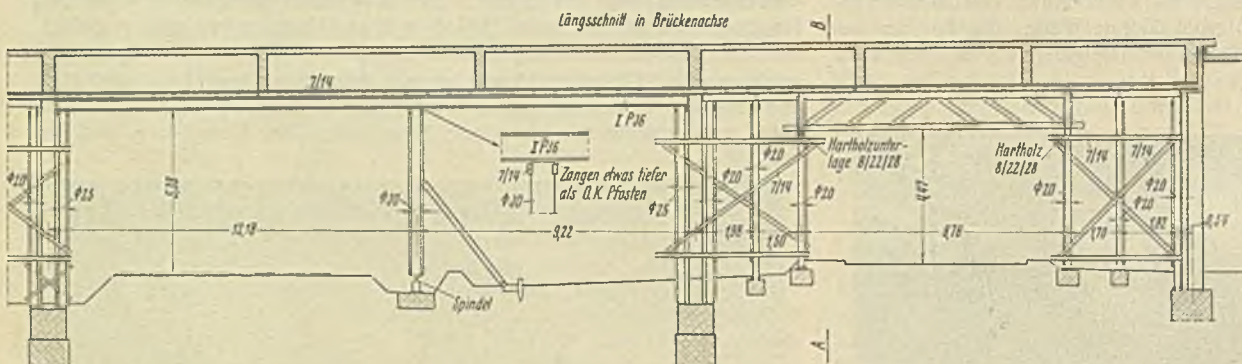
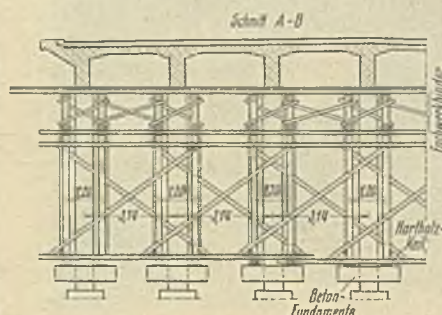


Abb. 8. Lehrgerüst über Bahnlinie und Straße.

ersetzt wurden. Durch den Zusatz des gelbbraunen Cannstatter Travertins ist eine warme Tönung der Betonflächen erzielt worden. Die Eisenbetonmischung mit 300 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton hatte folgende Zusammensetzung der Zuschläge:

35 RT Marstetter Sand	mit 0 bis 7 mm Korngröße
25 „ „ Feinkies	7 „ 12 „
15 „ „ Mittelkies	12 „ 25 „
25 „ Travertinsplitt	3 „ 25 „

Das fertige Bauwerk mit dem auf schlanken Stützen gerade durchlaufenden Fahrband wirkt leicht und beschwingt (Abb. 9). Die an sich niedrigen Träger treten in der Ansicht durch die Schattenwirkung



Zu Abb. 8.

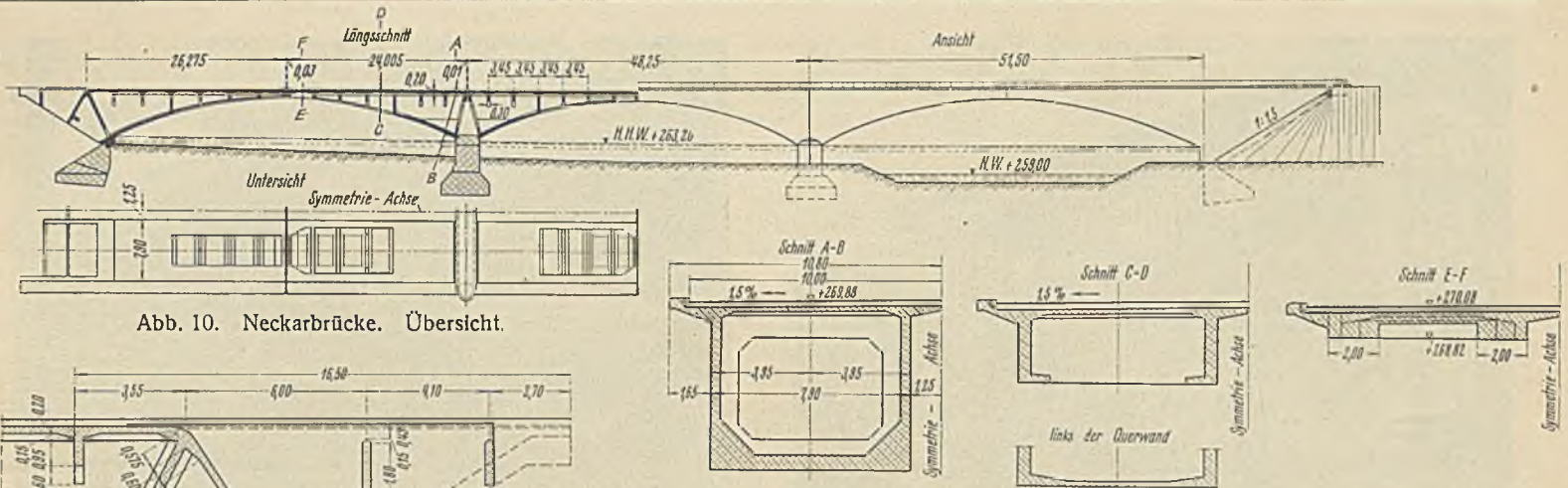


Abb. 10. Neckarbrücke. Übersicht.

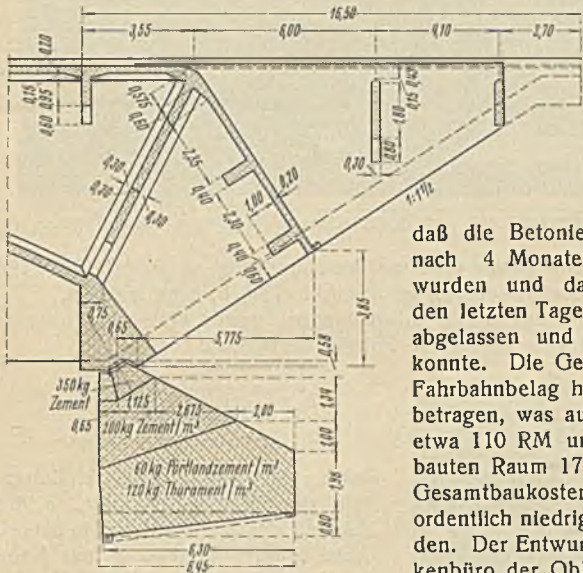


Abb. 11. Widerlager.

daß die Betonarbeiten bereits nach 4 Monaten abgeschlossen wurden und das Lehrgerüst in den letzten Tagen des September abgelassen und entfernt werden konnte. Die Gesamtkosten ohne Fahrbahnbelag haben 190 000 RM betragen, was auf 1 m² Fahrbahn etwa 110 RM und auf 1 m³ umbauten Raum 17 RM ergibt. Die Gesamtbaukosten dürfen als außerordentlich niedrig bezeichnet werden. Der Entwurf wurde im Brückenbüro der ObK Stuttgart durch Reg.-Baumeister Stöhr bearbeitet.

II. Neckarbrücke.

Im Ausschreibungsentwurf waren volle Bogen mit aufgeständerter Fahrbahnplatte vorgesehen. Den zum engeren Preiswettbewerb aufgeführten Firmen war jedoch freigestellt, Sondervorschläge, die in



Abb. 9. Die fertige Unterführung.

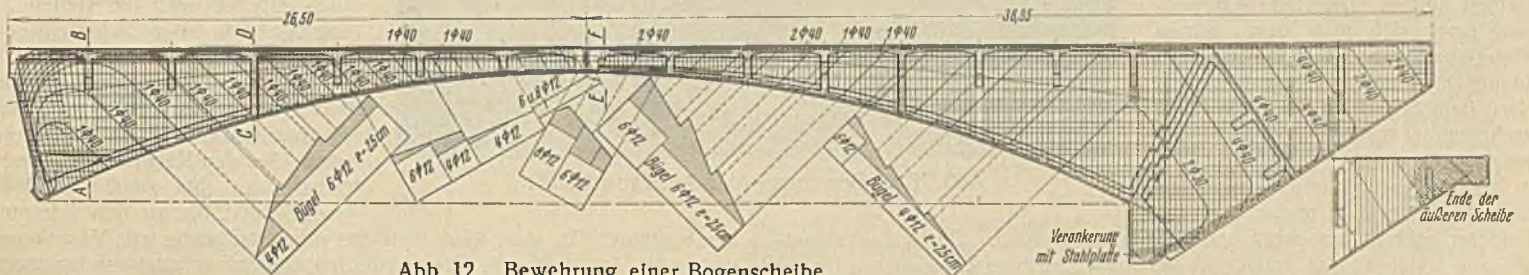


Abb. 12. Bewehrung einer Bogenscheibe.

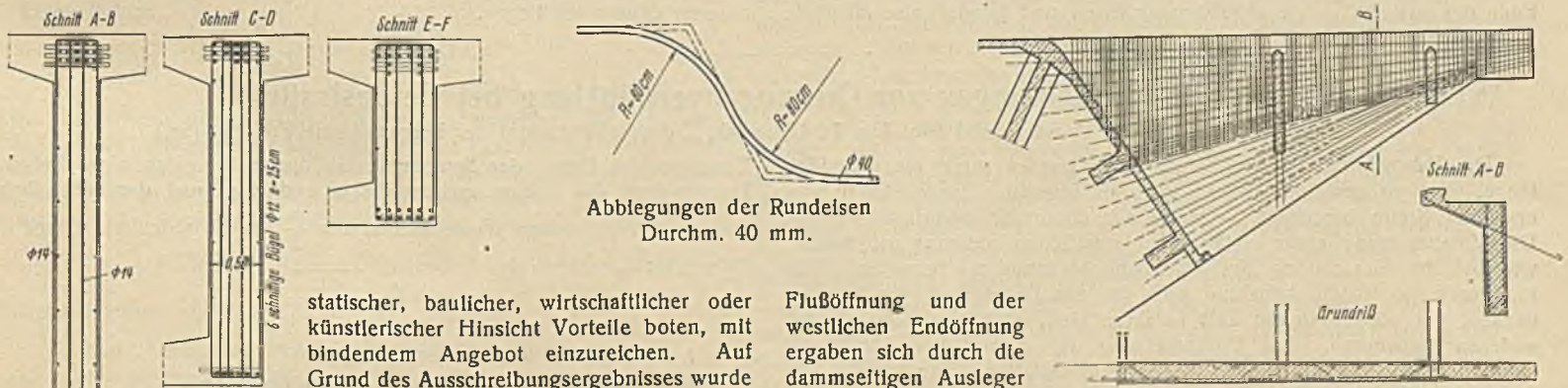


Abb. 12 a.

statischer, baulicher, wirtschaftlicher oder künstlerischer Hinsicht Vorteile boten, mit bindendem Angebot einzureichen. Auf Grund des Ausschreibungsergebnisses wurde ein von der Neuen Baugesellschaft Wayss & Freytag AG ausgearbeiteter Sondervorschlag mit einer Bogenscheibenkonstruktion zur Ausführung gewählt, der gegenüber vollen Gewölben eine Kostenersparnis um 25% brachte (Abb. 10). Der Aufbau der Neckarbrücke ist durch eine Mittelfuge in zwei Hälften getrennt. Jede Brückenhälfte besteht in jeder Öffnung aus zwei Dreigelenkbogenscheiben in 7,5 m Achsabstand, die durch die Querträger der Fahrbahnplatte in 3,8 m Abstand ausgesteift sind. In der Mittelfuge sind die Gelenke symmetrisch angeordnet. In der

Flußöffnung und der westlichen Endöffnung ergaben sich durch die dammseitigen Ausleger unsymmetrische Bogenscheiben. Die Ausleger sind durch eine tornisterartige Schrägwand verbunden und bilden so den Dammabschluß. Die Kämpfergelenke bei den Ortswiderlagern liegen 2,80 m tiefer als die Gelenke an den Pfeilern. Die Auslegerkonstruktion verringert zusammen mit der tiefen Lage der Kämpfergelenke den Bogenstschub. Man erhält am tiefen Kämpfer eine steile Schlußkraft und damit kleine Grundkörper. Bei den Zwischenpfeilern verläuft die Bogenstützlinie im untersten Teile der Scheiben, in der Nähe der Widerlager infolge der rahmenartigen Ecke und der Auslegergewichte außerhalb der Scheiben. An den äußeren Kämpfern mußten die Scheiben durch Druckplatten ver-

Zu Abb. 12.

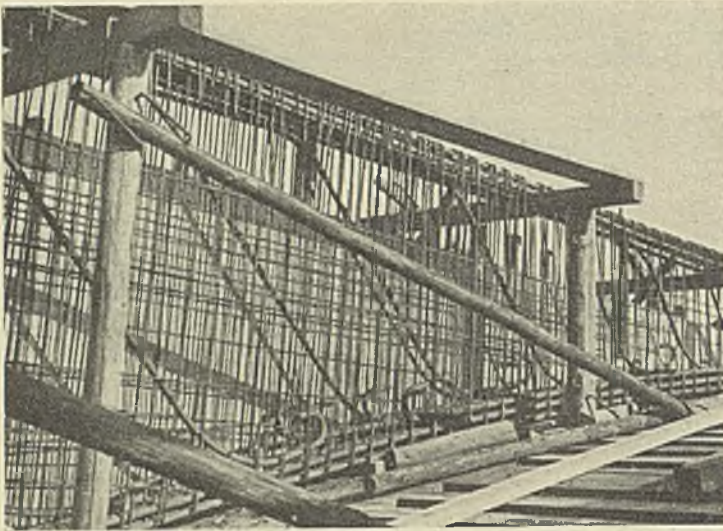


Abb. 13a. Bewehrung der Bogenscheibe in der Nähe des Scheitels.

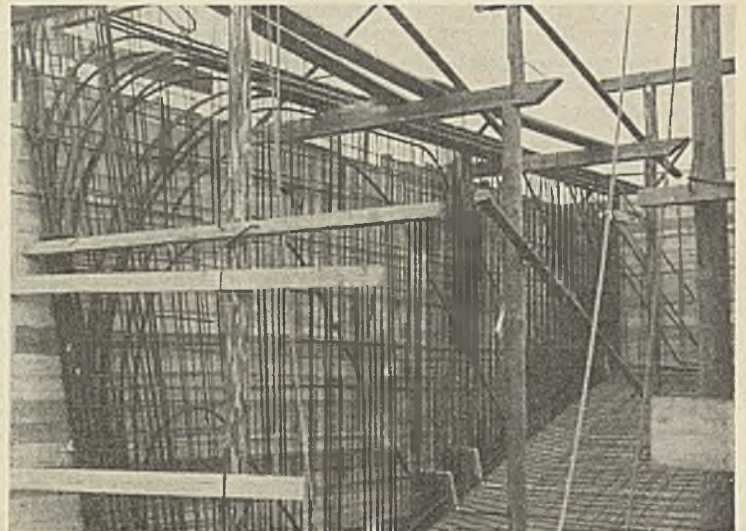


Abb. 13b. Bewehrung der Bogenscheibe an der Kämpferfuge.

stärkt werden, während im Bogenscheitel mit hochgelegtem Scheitelgelenk die Fahrbahnplatte zur Druckübertragung herangezogen wird. Die Windkräfte werden durch die steife Fahrbahnplatte auf Querrahmen und über den Kämpfergelenken angeordnete Querwände übertragen. Die Schräglage dieser Querwände über den Widerlagern ist bedingt durch die Umlenkung der Druckkräfte in der unteren Verstärkungsplatte nach dem Kämpfergelenk, wodurch in der Winkelhalbierenden eine Abtriebskraft entsteht, die durch die Querwand aufgenommen und auf die Scheiben übertragen wird (Abb. 11).

Die Bogenscheiben sind als einseitige Plattenbalken auf Biegung mit Achskraft berechnet und bemessen, und zwar auf graphischem Wege, da die Betondruckspannungen im hohen Steg der Scheibe nicht unberücksichtigt bleiben durften. Die stärkste Bewehrung ergab sich über dem rechten Widerlager, wo 24 Rundeisen mit 40 mm Durchmesser notwendig waren. Nach dem Scheitel zu sind die Eisen nacheinander zur Aufnahme der Schubspannungen abgelenkt (Abb. 12).

Die Ausleger und die tornisterartigen Schrägwände mußten mit besonderer Sorgfalt berechnet und ausgebildet werden. Durch die Rahmenwirkung treten an der Außenseite der Auslegerwände Zugspannungen auf; deshalb endigen die oberen Eisen nur zu einem kleinen Teile oben am Ende des Auslegers. Die abgelenkten Eisen sind bündelweise mit Hilfe

einer Stahlplatte im Beton vorn an der Stirnfläche verankert (Abb. 12). Die Ausführung der Bewehrung ist aus Abb. 13a, b, c zu ersehen.

Für die Ermittlung der Schubspannungen wurde eine von Professor Dr.-Ing. chr. Mörsch abgeleitete Formel verwendet:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 z} - \frac{N}{b_0 z} \cdot \operatorname{tg}(\alpha - \delta) - \frac{M}{b_0 z^2} \cdot \operatorname{tg}(\alpha - \delta),$$

worin α die Neigung der Verbindungslinie der Druckmittelpunkte, δ die Neigung der Bogenleibung bedeutet. Diese Formel versagt in der Nähe des Scheitels, wo vorwiegend Druckspannungen auftreten. Dort ist das Diagramm der für den homogenen Querschnitt ermittelten Hauptzugspannungen möglichst in deren Neigung aufgetragen und wie beim Schubdiagramm ausgewertet. Dadurch ergeben sich die stellen Abbiegungen in der Scheitelgegend (Abb. 12).

Bei den Bogenscheiben über den Mittelpfeilern sind die Hauptbewehrungseisen in den oberen Ecken über den Kämpfern mit großen Halbmessern (bis zu $R = 3$ m) abgelenkt und bis zu den Kämpfern herabgeführt. Da dort kein Platz für eine Stahlplatte zur Verankerung vorhanden ist, hat man die Rundeisen fächerartig auseinandergezogen und senkrecht zur Trägerebene gebogene Haken angeordnet, in denen die unteren Druckseisen liegen. (Schluß folgt.)

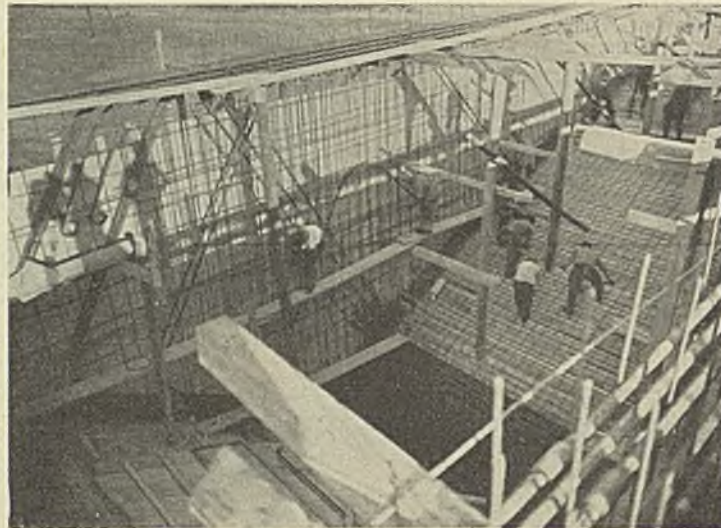


Abb. 13c. Bewehrung der Auslegerscheibe.

Alle Rechte vorbehalten.

Statische Betrachtungen zur Querfugenverdübelung bei Betonstraßen.

Von Dr.-Ing. E. Goerner, Dresden, und Dipl.-Ing. H. Leussink, Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg (Sa.).

Die Fahrbahndecken der Betonstraßen werden meist als unendlich lange, elastisch gestützte Balken bzw. als unendlich lange Platten von endlicher Breite berechnet — wenn sie überhaupt berechnet werden. Die Voraussetzung einer vollkommen elastischen Stützung ist ähnlich wie bei der Berechnung des Eisenbahnoberbaues zu bewerten. Wie für diesen, so ist die Annahme auch für den Untergrund von Straßen-decken, die schon längere Zeit befahren sind, eher berechtigt als bei anderen Bauwerken. Die Voraussetzung der unendlichen Länge gilt natürlich nicht für die Enden der Fahrbahnplatten. Die infolge der Temperaturdehnungen des Betons notwendigen Querfugen der Betonstraßen und die angrenzenden Plattenenden erfordern hinsichtlich der Berechnung und der konstruktiven Durchbildung eine besondere Behandlung, da gerade hier am ehesten und häufigsten Schäden auftreten.

Beanspruchung der Platten bei elastischer Stützung.

Der Bereich l der Plattenenden, für die die Randbedingungen gelten, ist leicht nach Freund¹⁾ anzugeben. Die Definition lautet, daß praktisch ein unendlich langer Balken vorliegt, solange beim Fortschreiten einer

¹⁾ Freund, Die Theorie gleichmäßig elastisch gestützter Körper. B. u. E. 1919, S. 161.

Einzellast die Größe der Senkung unter dieser Last sich nicht ändert. Danach liegt die Grenze zwischen dem endlichen und dem unendlich langen Stab bei einem Werte von π bis $\frac{\pi}{2}$ für die reduzierte Länge λ . Dabei ist:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{c b}{4 E J}}$$

b = Breite des Balkens = 375 cm,

E = Elastizitätsmaß des Betons = 210 000 kg/cm²,

J = Trägheitsmoment des Plattenquerschnitts bei 20 cm Höhe = 250 000 cm⁴,

c = Bettungsziffer.

Sie kann zwischen sehr weiten Grenzen schwanken (etwa $c = 1$ bis 1000 kg/cm³). Im Eisenbahnoberbau, wo man es mit Kies- oder Schotterbettung zu tun hat, wird meist mit $c = 5$ bis 15 kg/cm³ gerechnet. Die für die Berechnung des Eisenbahnoberbaues entwickelte und von dort her übernommene Bettungsziffer ist zwar in Wirklichkeit keine physikalische Konstante für irgendeinen Untergrund. Sie hängt vielmehr außer von den Eigenschaften des Erdstoffes auch noch von der

Form und der Größe der Lastfläche ab²⁾. Obwohl deshalb vom erdbau-mechanischen Standpunkte aus gesehen diese Ziffer eine zu grobe Vereinfachung bedeutet, soll sie im vorliegenden Falle doch verwendet werden, um die Aufgabe zunächst einmal mit üblichen Methoden zu behandeln. Da die Ziffer c unter der vierten Wurzel steht, ist ihr Einfluß stark beschränkt. Der Wert $c = 2 \text{ kg/cm}^3$ sei gewählt für weichen Ton, während für sehr fest gelagerten Sand, Schotter und Kies mit $c = 20 \text{ kg/cm}^3$ gerechnet werden soll.

Durch Einsetzen dieser Werte ergibt sich, daß l ungefähr 1,25 bis 2,00 m beträgt, d. h. also, daß bei den Plattenenden von dieser Länge die Randbedingungen berücksichtigt werden müssen. Sie sind als die Endstücke von Balken mit einseitiger Begrenzung zu betrachten. Die Durchbiegungen dieser Balkenenden auf elastischer Unterlage sind bedeutend größer als die der übrigen Teile des Balkens. Nach Fritz³⁾ beträgt die Durchbiegung unter einer Last am Ende eines einseitig unendlich langen Balkens auf elastischer Unterlage mehr als das Doppelte der Durchbiegung in einem genügend weiten Abstände vom Ende des Balkens ($l > \frac{\pi}{2}$ bis π).

Zu ähnlichen Ergebnissen kommt man, wenn man die Fahrbahndecken nicht als Balken, sondern wirklich als Platten berechnet. Westergaard⁴⁾, der dieses Problem eingehend behandelt, betrachtet z. B. die größten Spannungen für die in Abb. 1 angedeuteten Lastfälle:

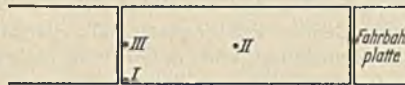


Abb. 1. Die drei wichtigsten Stellungen einer Einzellast auf einer Fahrbahndecke. (Nach Westergaard.)

- Lastfall I: Die Einzellast (=Radlast) steht auf der Ecke der Platte.
- Lastfall II: Die Einzellast steht in der Mitte der Platte oder in so großem Abstände von den Rändern, daß diese keinen Einfluß mehr haben.
- Lastfall III: Die Einzellast steht am Rande der Platte, aber in genügend weitem Abstände von den Ecken.

Nach Westergaard verursachen diese Laststellungen folgende größte Zugspannungen der Platte:

	Fall I:	Fall II:	Fall III:
a)	26,1 kg/cm ²	18,3 kg/cm ²	25,2 kg/cm ²
b)	24,6 kg/cm ²	17,2 kg/cm ²	23,4 kg/cm ²

Dabei sind folgende Annahmen gemacht worden:

- Elastizitätsmaß der Platte: $E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$,
- Bettungsziffer des Untergrundes: a) $c = 2,8 \text{ kg/cm}^3$,
b) $c = 5,6 \text{ kg/cm}^3$

- Plattendicke: $h = 20 \text{ cm}$,
- Poissonzahl für Beton: $m = 6,66$,
- Radlast: $P = 4500 \text{ kg}$,
- Verteilungsfläche der Radlast: Kreis mit $r = 5 \text{ cm}$.

Die benutzten Spannungsformeln sind:

$$\text{Lastfall I: } \sigma = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{E h^3}{12 \left(1 - \left(\frac{1}{m} \right)^2 \right) c} \right)^{-0,15} r_1^{0,6} \right]$$

$$\text{Lastfall II: } \sigma = 0,3162 \cdot \frac{P}{h^2} \left[\log(h^3) - 4 \log(\sqrt{1,6 r^2 + h^2} - 0,675 h) - \log c + 6,478 \right]$$

$$\text{Lastfall III: } \sigma = 0,572 \cdot \frac{P}{h^2} \left[\log(h^3) - 4 \log(\sqrt{1,6 r^2 + h^2} - 0,675 h) - \log c + 5,767 \right]$$

Die Zusammenstellung zeigt, daß die Beanspruchung für die Laststellung an der Ecke ungefähr 43% und für die Laststellung in der Mitte der Ränder ungefähr 37% größer ist als für eine Laststellung im mittleren Deckenteil. Für guten Beton kann man eine Zugfestigkeit von 40 kg/cm^2 voraussetzen. An den Ecken und Rändern beträgt demnach die Sicherheit

$$\sigma_{\text{vorhanden}} = \frac{\sigma_{\text{Bruch}}}{\sigma_{\text{vorhanden}}} = 1,5 \text{ bis } 1,7. \text{ Diese scheint in Anbetracht der zu günstigen Rechnungsannahmen sehr niedrig.}$$

Beanspruchung der Platte bei Hohlliegen der Enden.

Die beiden betrachteten Fälle (Balken und Platte) haben vollkommene Elastizität des Untergrundes zur Voraussetzung. Für alle praktisch in Frage kommenden Untergrundarten trifft dies aber nicht zu (höchstens für Fels). Bei der Inbetriebnahme einer Straße kann deshalb der Untergrund niemals als ein elastisches Mittel angesehen werden. Die Be-

lastung wird in der ersten Zeit stets bleibende Setzungen hervorrufen. Bei Entlastung geht der Untergrund nicht vollkommen mit der elastischen Platte zurück. Erst allmählich, wenn eine gewisse Verdichtung erreicht worden ist, werden die dann noch auftretenden Formänderungen elastisch werden.

Die bleibenden Setzungen sind entsprechend den berechneten elastischen Formänderungen am Ende größer als in der Mitte. Sie haben zur Folge, daß die Plattenenden hohl liegen. Diese müssen deshalb als Kragarme berechnet werden.

Über die größte Länge des hohl liegenden Plattenendes kann man sich wieder an Hand der Freundschen Untersuchung ein Bild machen. Da vorausgesetzt wird, daß einer Zunahme der errechneten elastischen Setzung eine Vergrößerung der bleibenden Setzung entspricht, so wird das Hohlliegen in dem Punkte beginnen, in dem die elastische Durchbiegung unter einer wandernden Last sich größer errechnet als im übrigen (mittleren) Teile der Platte. Bei den anfangs angegebenen Verhältnissen beträgt demnach die Länge des Kragarmes etwa 1,25 bis 2,00 m. Abb. 2



Abb. 2. Hohlliegen der Plattenenden infolge der größeren bleibenden Setzungen an den Plattenenden.

zeigt den Zustand, der sich allmählich herausbilden wird. Nach bisher vorliegenden Erfahrungen scheint die kritische Kragarmlänge nach einer Betriebsdauer der Straße von ungefähr zwei Jahren erreicht zu sein. Die Zeit richtet sich im einzelnen

nach der Beschaffenheit des Untergrundes und der Güte des Betons. Jedenfalls haben sich bei befahrenen, unverdübelten Fahrbahndecken oft erst nach einer Zeit von zwei Jahren Risse in einer Entfernung von 1,50 bis 2,00 m von der Raumfuge⁵⁾ eingestellt, während unbefahrene Versuchsplatten zwar auch gerissen sind, aber meistens in der Mitte⁶⁾ infolge von Temperaturspannungen.

Über die Größe der bleibenden Setzung δ (s. Abb. 2) am Plattenende etwas auszusagen, ist natürlich sehr schwierig. Bei einer Bettungsziffer von $c = 5,6$ bis $2,8 \text{ kg/cm}^3$ ergibt sich nach Westergaard oder nach Freund eine größte elastische Durchbiegung unter dem Plattenende von 1,0 bis 1,5 mm. Es darf angenommen werden, daß der Untergrund in allen Fällen sich um diesen Betrag bleibend setzt, so daß mit einem Nichtauftreten des Plattenendes fast immer gerechnet werden muß.

Für die größte Zugspannung an der Einspannstelle eines Kragarmes von 1 m Breite (= Verteilungsbreite einer Radlast) und 1,25 bis 2,00 m Länge errechnet sich ein Wert von $\sigma = 82$ bis 135 kg/cm^2 . Als Belastung wurde dabei wieder die Radlast von 4500 kg ohne Stoßzuschlag vorausgesetzt; im übrigen gelten die Maße des obigen Beispiels. Die Durchbiegung am Plattenende würde in diesem Falle 0,98 bis 2,50 mm betragen.

Allerdings ist diese Rechnung zu ungünstig, weil sie volle Einspannung an dem ersten Berührungspunkte zwischen Platte und Untergrund voraussetzt. In Wirklichkeit wird über dem Berührungspunkte die Biegelinie keine waagerechte Tangente besitzen. Der Krümmungshalbmesser der Biegelinie wird größer sein, als er sich bei vollkommener Einspannung ergibt. Die Beanspruchung ist also geringer als errechnet. Außerdem muß noch folgendes berücksichtigt werden: Wenn sich zunächst ein Zustand des Hohl liegens der Plattenenden herausbildet, so wird unter der Einspannstelle des Kragarmes die Bodenpressung wachsen (Bereich A in Abb. 2). Dadurch wird der Untergrund mehr zusammengedrückt. Bei körnigem Untergrunde kann ein seitliches Abwandern des Untergrundes nach dem Hohlraum unter dem Plattenende hinzukommen, so daß die anfängliche Lagerung der Platten in eine ausgeglichene, für die Beanspruchung der Platte günstigere verwandelt wird. Diese Umstände rechnerisch zu erfassen, ist natürlich unmöglich. Jedoch darf gesagt werden, daß die zuerst zugrunde gelegte elastische Stützung der Platte und das jetzt betrachtete Hohl liegen bis zu 2 m Länge die Grenzfälle der Plattenstützung sind. Die jeweils für eine Platte wirklich vorhandenen Auflagerverhältnisse werden dazwischen liegen. Der Mittelwert der aus diesen beiden Grenzfällen errechneten Spannungen hat die Größenordnung der Biegezugfestigkeit des Betons.

Trotz der verhältnismäßig groben Rechnerverfahren erhält man damit doch einen Anhalt über die an den nicht verdübelten Plattenenden zu erwartenden Spannungen und Durchbiegungen, was zur Beurteilung der Frage „mit oder ohne Dübel“ notwendig ist. Die Unsicherheiten in der Rechnung rühren in erster Linie aus den verwickelten und inhomogenen Eigenschaften der Erdstoffe her, die stark vereinfachende Rechnungsannahmen notwendig machen.

Dazu kommt, daß die Plattenenden thermischen und dynamischen Einflüssen unterworfen sind, die nicht genau zu erfassen sind. Wärmeunterschiede an der Ober- und Unterseite der Platten, die bei jedem Temperaturwechsel auftreten, bewirken eine Verbiegung der Plattenenden

⁵⁾ Modern Planning and Design Characterize New Jersey Highway. Eng. News-Rec. 1934, 6. September, S. 305.

⁶⁾ Teller and Bosley: The Arlington Curling Experiments. Public Roads. Vol. 10, Nr. 12.

²⁾ Eine eingehende Behandlung dieser Frage vom mathematischen Standpunkte findet sich bei Wieghardt: Über den Balken auf nachgiebiger Unterlage. Z. ang. Math. 1922, S. 165.

³⁾ Fritz, Einflußflächen des biegefesten Balkens auf elastischer Bettung. B. u. E. 1930, S. 442.

⁴⁾ Westergaard, Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads 1926, Vol. 7, Nr. 2.

nach oben oder unten. In Amerika, England und Italien sind je nach den klimatischen Verhältnissen Aufbiegungen des Randes gegen die Plattenmitte bis zu 4 oder 5 mm gemessen worden. In diesen Fällen ist sogar bei Felsuntergrund eine freie Auskragung der Enden vorhanden.

Eine empfindliche Vergrößerung der aus der ruhenden Belastung herrührenden Beanspruchung ist die dynamische Zusatzbeanspruchung. Rollt eine Last mit großer Geschwindigkeit (über 60 km/h) von einer Platte auf die nächste (Abb. 3), so wirkt auf die Platte, von der sie abrollt, die statische Last (z. B. 4500 kg). Aber die Lastwirkung auf die Platte, auf die die Last aufrollt, ist wesentlich größer. Sie beträgt nach Glover⁷⁾ bis zu 150% der statischen Last, also bis 6750 kg. Das Bureau of Public Roads in den USA. hat sogar Werte bis zu 2,0 für die Stoßzahl aus Versuchen erhalten. Diese Erscheinung hat ihre Ursache darin, daß 1. bei unverdübelten Fugen Höhenunterschiede infolge der Plattendurchbiegung (s. oben) zu überwinden sind, daß das Rad also einen kleinen Sprung machen muß, und daß 2. eine sehr plötzlich aufgebrachte Last eine bedeutend größere Wirkung hat als die statisch berechnete.

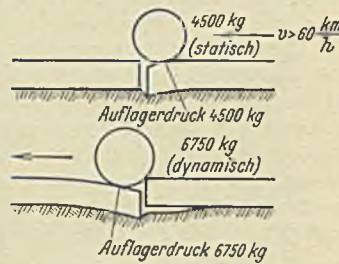


Abb. 3. Vergrößerung der statischen Radlast durch den dynamischen Einfluß.

Verminderung der Plattenspannung durch Dübel.

Zieht man alle diese Unsicherheiten bei der Beurteilung der errechneten Werte in Betracht, so erscheint eine Verminderung der großen Plattenbiegezugspannungen in fast allen Fällen notwendig. Somit sind nicht etwa nur Ungleichmäßigkeiten oder Frosthebungen des Untergrundes die Kriterien für die Notwendigkeit des Dübeleinbaues, sondern auch bei gleichmäßig nachgiebigem Untergrund — nachgiebig ist fast jeder Untergrund — sind Vorkehrungen für eine Verminderung der Biegespannung am Plattenende erforderlich.

Vorkehrungen zur Verminderung der Plattenspannungen sind Verstärkungen der Randquerschnitte durch größere Plattendicke oder starke Bewehrung und die Anordnung von Dübeln. Hiervon ist die Vergrößerung der Plattendicke an den Querfugen unzuweckmäßig, weil sie die Bewegungen der Platte auf dem Untergrunde durch Vergrößerung der Reibung erschweren; die Anordnung einer Bewehrung, die wirklich statischen Wert hat, ist zu teuer. Es bleibt danach die Verdübelung der Querfugen übrig, durch die die beschriebenen unangenehmen, hohen Spannungen zum Teil beseitigt, zum Teil erheblich vermindert werden können. Für die Ränder an der Plattenlängsseite kommt dagegen Plattenverstärkung in Frage.

Vom statischen Gesichtspunkte aus ergeben sich zwei Dübelarten, und zwar:

1. Dübel, die Momente und Querkräfte übertragen und
2. Dübel, die nur Querkräfte aufnehmen.

Die erste Art der Dübel wäre also als Längskraft-Nullfeld anzusprechen (Abb. 4), während die zweite Art als Gelenk zu betrachten ist (Abb. 5).

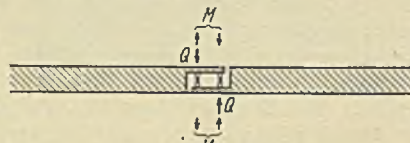


Abb. 4. Dübel mit Momentenübertragung = Längskraft-Nullfeld.



Abb. 5. Querkraft-Dübelgelenk.

Aufnahme des Plattenmomentes durch den Dübel.

Bei den Dübeln mit Momentenübertragung kann das gesamte auftretende Biegemoment der Platte übertragen werden. Die Fahrbahn wirkt dann, außer für die Längskräfte, als unendlich langer Streifen; die eingangs erwähnte Voraussetzung ist damit wirklich vorhanden.

Eine Vorstellung von den Abmessungen, die ein solcher idealer Dübel aufweisen müßte, bekommt man, wenn man die Forderung stellt, daß das für die Decke zulässige Biegemoment, bestimmt durch die zulässige Zugspannung des Betons, auch von den Dübeln aufgenommen werden muß. Der Dübel soll dabei so konstruiert sein, daß er als Stahlplatte über die ganze Fugenlänge durchgeht. Die Momente werden deshalb auf die Breite 1 m bezogen.

$$M_{\text{Dübel}} = M_{\text{Platte}} = 133\,000 \text{ kgcm}$$

bei einer Deckendicke von 20 cm und einer zulässigen Betonzugspannung von 20 kg/cm². Um das gleiche Moment durch den Dübel aufzunehmen, ist bei $\sigma_c = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ein Widerstandsmoment des Dübels von $W = 95 \text{ cm}^3$ notwendig, d. h. die Höhe der Stahldübelplatte müßte 2,4 cm sein. Die üblichen Dübelkonstruktionen mit Rundeisen von 20 mm Durchm.

⁷⁾ Illinois Division of Highways, Report of Investigations 1931, Vol. 1.

in Abständen von etwa 30 cm haben für 1 m Länge nur ein Widerstandsmoment von

$$W_{\text{Dübel}} = \frac{100}{30} \cdot 0,785 = 2,6 \text{ cm}^3.$$

Auch besser ausgebildete Dübel, die anstatt aus Rundeisen aus I- oder aus C-Profilen in genügend engem Abstände bestehen, reichen mit ihrem Querschnitt bei weitem nicht an die oben erhaltene Zahl von 95 cm³ heran. Z. B. ergibt eine Verdübelung mit C 5 in 30 cm Abstand erst ein Widerstandsmoment von 35,4 cm³.

In der Praxis verzichtet man deshalb von vornherein bewußt darauf, Dübel mit voller Momentenübertragung auszubilden, aus wirtschaftlichen und aus konstruktiven Gründen. Es gibt bisher noch keine Konstruktion, die eine volle Momentenübertragung gewährleistet, Längsbewegungen erlaubt und sich außerdem einfach einbauen läßt.

Eine genauere Untersuchung der Dübel mit Momentenübertragung müßte vor allen Dingen die Formänderungen zum Gegenstande haben. Denn damit die geforderte volle Aufnahmefähigkeit für Momente wirklich vorhanden ist, darf der Dübel keine größere Verbiegung erleiden als der entsprechende Plattenquerschnitt, da ein Nachgeben des Dübels sofort seine Entlastung und damit eine Mehrbelastung der Deckenplatte zur Folge hätte. Für die Formänderungen ist das Produkt EJ maßgebend. Es ist bei der Betonplatte von 20 cm Dicke ungefähr 36 bis 54 mal so groß wie bei dem durchgehenden Stahldübel von 2,4 cm Höhe. Das gleiche Produkt EJ wäre erst vorhanden bei einer Dübelstärke von $h = 8,1$ bis 9,3 cm. Dieser Forderung für einen wirklich idealen Dübel kann natürlich erst recht nicht Genüge geleistet werden. Deswegen kann von einer weiteren Betrachtung der Momentendübel abgesehen werden.

Übertragung der Querkräfte durch Dübel.

Alle bisher bekanntgewordenen Dübelkonstruktionen sind Querkraftdübel. Platten mit diesen Dübeln kann man zunächst einmal berechnen als Balken auf elastischer Unterlage mit Gelenken. Diesen Fall behandelt Zimmermann in §§ 9 und 22 seiner „Berechnung des Eisenbahnoberbaues“⁸⁾. Ein einigermaßen zutreffendes Bild erhält man aber auch hier nur,

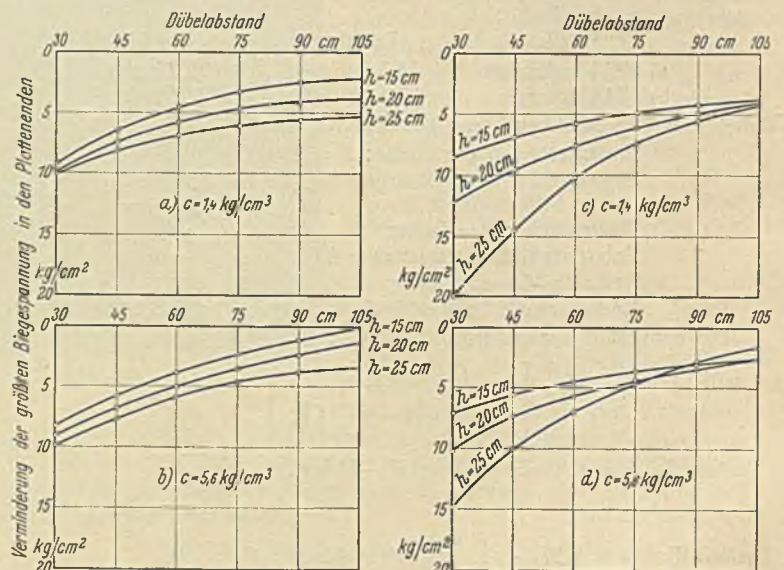


Abb. 6. Einfluß des Dübelabstandes und der Bettungsziffer c auf die Verminderung der größten Biegespannung an den Platteneenden bei verschiedenen Plattendicken h. (Nach Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, S. 318.)

a) und b) für den Fall, daß die größte Spannung ohne Dübel $\sigma = 21 \text{ kg/cm}^2$ beträgt. Die dazu notwendigen Lasten sind:
 a) 2100 kg bei der Plattendicke $h = 15 \text{ cm}$ b) 2400 kg bei der Plattendicke $h = 15 \text{ cm}$
 3500 " " " " $h = 20$ " 4000 " " " " $h = 20$ "
 5300 " " " " $h = 25$ " 6100 " " " " $h = 25$ "
 c) und d) für die Einzellast $P = 4500 \text{ kg}$.

wenn man die Plattentheorie heranzieht. Teller⁹⁾ vom Bureau of Public Roads in den USA. gibt an, um wieviel die Spannungen durch Querkraftdübel vermindert werden. Er legt als statisches System einen sehr langen Plattenstreifen auf elastischer Unterlage mit Gelenken zugrunde. Seine Berechnungen fußen auf einer Theorie Westergaards über die Dübelwirkung bei Platten. Dabei wird vorausgesetzt, daß der Dübelabstand überall gleich ist, daß die Last am Rande einer der beiden Platten steht, daß die Durchbiegung beider Platten gleich ist, und daß die vier der Last benachbarten Dübel an der Übertragung teilnehmen. Die Ergebnisse der Rechnungen sind in Abb. 6 wiedergegeben. Die Diagramme a und b beziehen sich auf die Fälle, bei denen die Lasten am Plattenrande so groß

⁸⁾ Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 2. Aufl. Berlin 1930. Wilh. Ernst & Sohn.

⁹⁾ Toms, Dowels and Joint Fillers for Concrete Pavements. Eng. News-Rec. 1935, Vol. 114, No. 9.

sind, daß sie eine größte Biegespannung im Beton von $\sigma = 21 \text{ kg/cm}^2$ hervorrufen würden. Diagramm *a* ist für eine Bettungsziffer $c = 1,4 \text{ kg/cm}^3$, Diagramm *b* für $c = 5,6 \text{ kg/cm}^2$ gezeichnet. Sie zeigen den Einfluß zweier Faktoren auf die Verminderung der größten Biegespannung: einmal den Einfluß des Dübelabstandes und dann den Einfluß der Plattendicke *h*. Die Einzellasten, die man auf den Plattenrand stellen muß, um ohne Dübel eine größte Biegespannung von $\sigma = 21 \text{ kg/cm}^2$ zu erreichen, sind in die Diagramme mit eingeschrieben. Die beiden Diagramme *c* und *d* sind für eine Einzellast von 4500 kg über dem Plattenrande gezeichnet. Aus ihnen ist ebenfalls der Einfluß von Dübelabstand und Bettungsziffer auf die Verminderung der größten Biegespannung in der Platte abzulesen.

Als Beispiel möge der schon oben mehrmals herangezogene Deckenquerschnitt von 3,75 m Breite und 20 cm Dicke mit einer Einzellast von 4500 kg betrachtet werden. Für ihn war bei elastischer Stützung eine größte Zugspannung von $\sigma = 24,6$ bis $26,1 \text{ kg/cm}^2$ bei Laststellung in der Ecke und von $23,4$ bis $25,2 \text{ kg/cm}^2$ bei Laststellung am Rande gegenüber einer Spannung von $17,2$ bis $18,3 \text{ kg/cm}^2$ bei Laststellung in der Mitte errechnet worden. Will man nun die Dübel so anordnen, daß die Biegespannungen überall gleich groß werden, so würden sich nach den Diagrammen die Dübelabstände an den Plattenecken zu etwa 43 cm ergeben. Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Dübel steif genug sind, um die auftretenden Querkräfte voll übertragen zu können (s. später). Es sei nochmals betont, daß diese Berechnungen einen vollkommen elastischen Untergrund zur Bedingung haben, daß sie also günstigere Ergebnisse liefern, als sie in Wirklichkeit vorhanden sind.

Beanspruchung des Querkraftdübels.

Für den Dübel selbst ergibt sich folgende überschlägliche Berechnung: Die Radlast sei $P = 4500 \text{ kg}$, sie verteile sich auf einen Streifen von 1 m entsprechend einer halben Fahrzeugbreite. Der Dübelabstand betrage 30 cm, der Dübeldurchmesser 20 mm. Es wird angenommen, daß die auf dem Plattenrande stehende Last P sich gleichmäßig auf beide Platten verteilt. Die auf einen Dübel entfallende Last beträgt dann

$$P = \frac{1}{2} \cdot \frac{4500 \cdot 30}{100} = 675 \text{ kg.}$$

Drei Rundeseisen mit einem Durchmesser von 20 mm genügen zur Aufnahme der Scherkräfte. Wichtiger ist die Nachrechnung der Verbiegung (nicht zu verwechseln mit Dübeln erster Art, die Plattenmomente übertragen): Bei der vorausgesetzten Verteilung der Radlast auf die beiden Platten ergibt sich ein Moment an der Eintrittsstelle des Dübels in die Platte von $675 \cdot 2,5 = 1700 \text{ kgcm}$ bei der weitesten Fugenöffnung (2,5 cm). Die Biegespannung in den Eisen ($\phi 20 \text{ mm}$, $W = 0,79 \text{ cm}^3$) beträgt dann $\sigma = 2150 \text{ kg/cm}^2$. Die zulässige Spannung von 1400 kg/cm^2 ist also weit überschritten. Allerdings ist die Rechnung

(Voraussetzung eines wirklichen Kragarmes, s. Abb. 7c) zu ungünstig. Die Biegelinie wird in Wirklichkeit so aussehen, wie in Abb. 7d angegeben ist. Durch die beiderseitige Einspannung wird das Moment vermindert. Außerdem ist die zugrunde gelegte Fugenweite reichlich groß. Andersseits ist die Last ohne Stoßzuschlag eingesetzt. Es liegt hier jedenfalls eine Beanspruchung des Eisens vor, die hart an die Grenze der Tragfähigkeit herankommt und zu einem Bruch der Verdübelung durch Überwinden der Biegezugfestigkeit des Dübels führen kann.

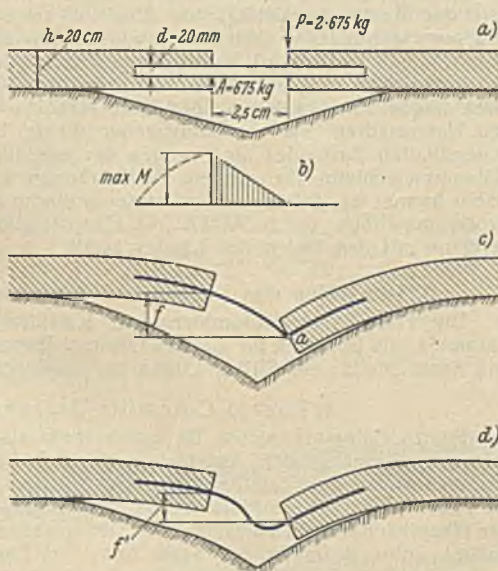


Abb. 7. Querkraftdübel.

- Einwirkende Kräfte.
- Momentenfläche.
- Die berechnete Durchbiegung f (erste Annäherung).
- Die wirkliche Durchbiegung f' .

Platten mit langen Dübeln erst bei viel größeren Kräften eintritt als bei kurzen Dübeln. Da aber anderseits die Biegebeanspruchung der Dübel innerhalb der Einspannung mit ihrer Einspannlänge wächst, so darf diese nicht zu groß werden. Die günstigste Gesamtlänge des Dübels beträgt (nach Timoschenko) 60 bis 80 cm.

Eine Nachrechnung auf Ausbrechen der Dübel (Überwindung der Schubfestigkeit des Betons) ergibt ebenfalls befriedigende Werte.

Damit die Querkräfte durch den Dübel übertragen werden können, muß in bezug auf die Formänderung vom Querkraftdübel verlangt werden, daß der Biegepeil f des Kragarmes (Dübel-Kragarm) (Abb. 7c) möglichst weit unter der Größenordnung der Plattendurchbiegung bleibt. Dem Spannungsnachweis des Dübels liegt die in Abb. 7c dargestellte Biegelinie zugrunde. Natürlich ist die Annahme eines Gelenks im Punkte *a* (Abb. 7c) für die Biegelinie zu ungünstig, da die Kontinuität nicht mehr gewahrt wird. Dennoch mag sie als erste Annäherung gelten. Die größte Durchbiegung beträgt bei diesem Beispiel:

$$f = 0,0085 \text{ mm.}$$

Die Größenordnung der Durchbiegung beträgt demnach $\frac{1}{160}$ mm, das ist weniger als 1% der für die Plattenenden berechneten Durchbiegung ($f = 0,98$ bis $2,50 \text{ mm}$). In Wirklichkeit wird sich aber wegen der beiderseitig vorhandenen Einspannung nur der Biegepeil f' (Abb. 7d) einstellen, der kleiner als f ist und der deshalb erst recht gegenüber der Plattendurchbiegung verschwindet.

Gegenüber den Dübeln mit Momentenübertragung besteht hier ein wesentlicher Unterschied. Dort war die Verbiegung an sich maßgebend (Unterschied der Neigung der Tangenten in den beiden Einspannstellen) hier dagegen kommt es nur auf den Unterschied zwischen der Höhenlage der Dübelmittellinie in den Einspannpunkten an.

Demnach sind die Formänderungen der als Gelenk wirkenden Dübel so gering, daß die Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung der

Radlasten über beide Plattenenden zu Recht besteht; vorausgesetzt, daß die Dübel eine dem durchgerechneten Beispiel entsprechende Steifigkeit haben. Die Verdübelung trägt daher zu einer wesentlichen Verminderung der Biegespannung an der Einspannstelle der beiden Kragarme bei (Abb. 8). Während ohne Dübel die errechneten Zugspannungen des Betons in der Größenordnung der Bruchfestigkeit liegen, werden sie mit Dübeln auf die Hälfte vermindert. Dabei ist noch nicht berücksichtigt, daß mit Dübeln die Kragarmlänge kürzer wird, da infolge der geringeren Lastwirkung und Durchbiegung die bleibende Setzung des Bodens kleiner ist, daß also die Betonzugspannung noch kleiner als die Hälfte der oben angegebenen Werte ist. Der Einbau von Querkraftdübeln verhindert zwar nicht, daß unter den Plattenrändern größere bleibende Setzungen entstehen als unter dem übrigen Teil der Platte, daß also die Plattenenden hohl liegen; es wird aber der Unterschied der Setzungen unter dem Plattenende und der Plattenmitte herabgesetzt und eine ausgeglichene Konstruktion geschaffen.

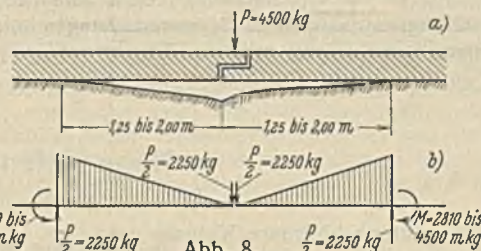


Abb. 8. Gleichmäßige Verteilung der Radlast durch den Querkraftdübel.

Die vorausgegangene Berechnung berücksichtigt nicht, daß die Belastung der Platten nicht einmalig auftritt, sondern sich unendlich oft wiederholt, so daß die Bemessung der Konstruktion nach der Dauerfestigkeit vorgenommen werden muß. Wie weit man die statisch zulässigen Beanspruchungen herabsetzen muß, kann nur durch Versuche ermittelt werden¹¹⁾. Die Tatsache, daß die Dauerfestigkeit von auskragenden Betonplatten nur die Hälfte (55%) der statischen Bruchfestigkeit beträgt¹²⁾, läßt es auch bei verdübelten Platten notwendig erscheinen, die zulässige Spannung herabzusetzen.

Dauerbeanspruchung.

Die vorausgegangene Berechnung berücksichtigt nicht, daß die Belastung der Platten nicht einmalig auftritt, sondern sich unendlich oft wiederholt, so daß die Bemessung der Konstruktion nach der Dauerfestigkeit vorgenommen werden muß. Wie weit man die statisch zulässigen Beanspruchungen herabsetzen muß, kann nur durch Versuche ermittelt werden¹¹⁾. Die Tatsache, daß die Dauerfestigkeit von auskragenden Betonplatten nur die Hälfte (55%) der statischen Bruchfestigkeit beträgt¹²⁾, läßt es auch bei verdübelten Platten notwendig erscheinen, die zulässige Spannung herabzusetzen.

Zusammenfassung und Schlußfolgerungen.

Welche Schlußfolgerungen ergeben sich aus den hier angeführten Berechnungen für die Bewertung und die Bemessung von Querkraftdübeln? Bei der Beantwortung dieser Frage soll auf das bereits oben angeführte Beispiel einer Verdübelung mit Rundeseisen 20 mm Durchm. in Abständen von 30 cm Bezug genommen werden.

¹¹⁾ Versuche über Dauerfestigkeit von Dübeln werden zur Zeit von Prof. Graf in Stuttgart durchgeführt.

¹²⁾ State of Illinois Bulletin 21, Bates Experimental Road. Purdue University Engineering Experiment Station. Bulletin No. 24 und Proceedings of 7th Annual Meeting of Highway Research Board, S. 175.

¹⁰⁾ Mensch, Joints for Concrete Pavements. Chicago 1935.

Die wichtigste Wirkung der Querkraftdübel liegt darin, daß sie die Lasten auf beide Plattenenden verteilen. Dadurch werden, wie der Spannungsnachweis ergeben hat, die Biegespannungen der Platten weit herabgesetzt. Sie ergeben sowohl für den theoretischen Fall der vollkommen elastischen Stützung als auch für einen der Wirklichkeit näher angepaßten Fall des Hohl liegens der Plattenenden zulässige Werte. Gleichzeitig wird die Bodenpressung unter den Plattenenden verringert.

Bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen muß man berücksichtigen, daß die Berechnung zum Teil auf vereinfachenden Annahmen beruht und daß mehrere Umstände nicht mit erfaßt worden sind, die hier noch kurz aufgezählt werden sollen:

1. Die Länge des hohl liegenden Kragarmes kann durch Temperaturverbiegungen der Platte, durch ungleichmäßigen Untergrund, durch Frosthebungen oder durch sonstige schwer kontrollierbare Vorgänge vergrößert werden.

2. Der die Lastwirkung vergrößernde dynamische Einfluß (Stoßzahl) ist in den Rechnungen nicht mit erfaßt. Über seine Größe gibt es noch keine einwandfreien Angaben. Vermutlich beträgt er aber für gut verdübelte Platten (keine Absätze, daher kein Springen der Räder) nur einen geringen Teil der oben angegebenen Werte.

3. Die Verteilung der Radlast auf die Fahrbahn ist gleichmäßig über einen 1 m breiten Streifen angenommen worden, während in Wirklichkeit unmittelbar unter der Last deren Wirkung am stärksten sein wird. Dagegen ist zu sagen, daß dieser Einfluß nicht sehr groß sein kann, da die Deckenplatte auf eine Länge von 1 m eine ziemlich große Steifigkeit besitzt.

4. Das gleichzeitige Auftreten mehrerer Radlasten ist nicht berücksichtigt worden. Nach Westergaard⁴⁾ ist aber die Beanspruchung durch mehrere Lasten bei den durch die Fahrzeugabmessungen gegebenen Abständen nur unwesentlich größer als bei einer einzigen Last.

5. Über die Größe des Einflusses der Wechselbeanspruchung auf den Dübel ist noch nichts bekannt. Zweifellos wird diese zerstörungsfördernd wirken und daher die Höhe der zulässigen Beanspruchungen herabdrücken.

6. Durch die Reibung auf dem rauhen Untergrund entstehen bei Temperaturwechseln Druck- oder Zugspannungen in der Platte, deren

Summe bis zu dem Werte der Kraft ansteigen kann, die zur Überwindung der Untergrundreibung notwendig ist. Während eine Erhöhung der Druckspannung im vorliegenden Falle günstig ist, kann das Auftreten von Temperaturzugspannungen (bei Zusammenziehung der Platte) unangenehm werden; denn durch sie ist der Plattenquerschnitt jetzt auf Biegung mit Zugkraft zu berechnen. Dies bedeutet eine Verschiebung der Nulllinie aus der Plattenmitte und damit eine Erhöhung der größten Zugspannung. Allerdings treten die Zusatzspannungen infolge von Temperatur mehr in der Plattenmitte als am Ende auf.

Die angeführten Unsicherheiten lassen es zweckmäßig erscheinen, bei einer Berechnung der Verdübelung die zulässigen Spannungen niedrig anzunehmen: zulässige Betonzugspannung 20 kg/cm², zulässige Eisenzugspannung gleich der Hälfte der Spannung an der Streckgrenze. Unter diesen Gesichtspunkten genügt bei dem angeführten Beispiel für die zugrunde gelegte Radlast die Deckendicke von 20 cm auch an den verdübelten Plattenenden. Für den Dübel selbst ergibt der Spannungsnachweis eine zu große Biegespannung. Das Widerstandsmoment des Dübels ist zu erhöhen. Damit erreicht man auch günstigere Verhältnisse für die Verteilung der Auflagerkräfte an der Berührungsfläche zwischen Dübel und Platte. Es empfiehlt sich, das Widerstandsmoment der Verdübelung etwa doppelt so groß zu wählen, als im Beispiel vorausgesetzt war. Das würde bei einem Abstände von 30 cm einen Dübel von 26 mm Durchm. ergeben. Man kann auch Profile wählen, die in bezug auf das Trägheitsmoment günstiger gebaut sind, also Rohre, T-, I- oder C-Eisen. Der Dübelabstand ist am Ende der Platte enger als in der Mitte zu halten, da die Beanspruchung der Platte bei Laststellung an den Ecken größere Werte als bei Laststellung in der Mitte der Querfugen ergibt.

Zum Schluß sei darauf hingewiesen, daß diese statischen Betrachtungen über die Notwendigkeit und die zureichende Bemessung der Dübel strenge Forderungen an deren genauen Einbau stellen, wenn die Vorteile der Verdübelung wirklich wirksam werden sollen. Wieweit der Dübel in der Praxis seine Aufgabe zu leisten vermag, soll einer weiteren Arbeit vorbehalten bleiben. Eine wirksame Verdübelung bedeutet jedenfalls eine bessere Ausnutzung der Platten. Man muß deshalb versuchen, Schwierigkeiten des Einbaues zu überwinden.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Hafenbauten in Kolumbien.

Reisebericht von Dr.-Ing. W. Franke VDI, Dresden.

I. Die Verkehrsverhältnisse Kolumbiens.

Der größere Teil Kolumbiens, besonders im Süden und Osten, wo die Zuflüsse des Magdalenaestromes, des Orinoco und des Amazonasstromes, zusammenkommen, ist noch wenig durchforschter Urwald und Steppengebiet. Der Rest des Landes wird von drei, in der Nord-Süd-Richtung verlaufenden Kordillerenzügen gebildet, die bis über 6000 m hoch ansteigen und teilweise unzugänglich sind. Die Handelsstädte liegen auf den Hochebenen dieser Gebirgszüge, einige hundert Kilometer von den Küsten entfernt. Einer Landverbindung dieser Städte mit den Seehäfen bieten sich fast unüberwindliche Schwierigkeiten, so daß aus dieser ungewöhnlichen Verkehrslage heraus sich der Güterverkehr notgedrungen zunächst auf die einzige schiffbare Wasserader des Landes, den Magdalenaestrom, beschränken mußte. Dieser Strom dringt etwa 1000 km, bei günstigem Wasserstande sogar 1300 km nach Süden vor; leider bietet sein bedeutender Nebenfluß, der Cauca, der berufen wäre, das westliche Kolumbien zu erschließen, sehr ungünstige Wasserverhältnisse, da die felsige Beschaffenheit seines Bettes und zahlreiche Stromschnellen 600 km seines Unterlaufes für Dampfer unbenutzbar machen. An Eisenbahnen gibt es nur kürzere Teilstrecken, die von den größeren Städten ausgehen, von insgesamt 1400 km, die aber kein zusammenhängendes Netz bilden und daher für die Güterausfuhr nach den Hafenstädten nur eine untergeordnete Rolle spielen. Durch die Hemmungen und Schwierigkeiten in der Verkehrslage war es daher sehr zu begrüßen, daß 1919 durch die Anregung deutscher Ingenieure und Kaufleute das erste Luftverkehrsunternehmen in Amerika, die SCADTA (Kolumbianisch-Deutsche Fluggesellschaft) gegründet wurde, die sich zunächst das Ziel setzte, der etwa 1000 km im Innern (Abb. 1 u. 2) liegenden und für den kolumbianischen Handel bedeutungsvollen Hauptstadt Bogota eine Schnellverbindung mit den karibischen Hafenplätzen zu geben. Als Flugweg für die Wasserflugzeuge wurde dabei der Magdalenaestrom, die natürliche Verkehrsader, benutzt. An Stelle einer Reise- bzw. Transportdauer von vielen Tagen mit den Flußdampfern trat hierdurch eine Reisemöglichkeit von nur 8 Flugstunden, ein Zeitgewinn, der damals von keinem anderen Luftverkehrsunternehmen erzielt wurde. — Die Bedeutung, die dieser ständig weiterentwickelten Flugverbindung für den Aufschwung des Wirtschaftslebens beigemessen wurde, kam darin zum Ausdruck, daß die kolumbianische Regierung von Anfang an die Pläne der SCADTA weitgehend unterstützte. Die Durchführung von regelmäßigen Flügen zeigte bereits, daß die Grundlagen mit der den Deutschen eigenen Gründlichkeit geschaffen waren. Das Vertrauen zum Luftverkehr wuchs von Jahr zu Jahr; durch Angliederung von weiteren Linien wurde das Verkehrsnetz erweitert. Nach der Einbeziehung der Hafenstädte Santa Marta und Cartagena am Karibischen Meere wurde auch der wichtige Hafen Buenaventura am Stillen Ozean durch eine 1200 km lange Flugstrecke, die über das an Bodenschätzen reiche Gebiet der Provinz Choco führte, an-

geschlossen. Die Statistiken der SCADTA (Abb. 3) zeigen deutlich, daß es gelungen ist, die wichtigsten Bedingungen für den Flugverkehr des Landes, trotz aller Geländeschwierigkeiten, zu erfüllen, und diese Leistung verdient deshalb hervorgehoben zu werden, weil dieses Unternehmen infolge Fehlens staatlicher Subventionen gezwungen worden war, nicht nur die Flug-, sondern auch die Bodenorganisation ihres gesamten Netzes in eigener Regie zu schaffen und zu unterhalten. Die Fluggeschwindigkeit der Maschinen beträgt bis über 200 km/Std.; in Barranquilla und anderen Hauptplätzen bestehen Anschlußlinien der Pan American Airways über Panama nach Nordamerika sowie nach allen Staaten Südamerikas. An Autostraßen sind zwar in Kolumbien etwa 7000 km vorhanden, aber diese tragen zur Abwicklung des Güterverkehrs und zur Verbindung mit den Hafenstädten nur verhältnismäßig wenig bei, da sie wegen ihres mangelhaften Zustandes und wegen der erheblichen, zu überwindenden Höhenunterschiede für größere Lastfahrzeuge kaum zu benutzen sind. Daher kommt es, daß außer der Wasserverbindung durch den Magdalenaestrom, nur noch der SCADTA die Hauptaufgabe des Post- und Frachtverkehrs mit den Häfen des Landes zufällt.

II. Die Häfen des Landes und die neuen Hafenbauten.

Die Haupthäfen Kolumbiens am Karibischen Meere sind Puerto Colombia, als Vorhafen für die Handelsstadt Barranquilla, ferner Cartagena und Santa Marta; am Stillen Ozean hat nur Buenaventura Bedeutung.

a) Puerto Colombia-Barranquilla.

Puerto Colombia selbst ist kaum mehr als eine geographische Bezeichnung. Eine größere Anzahl primitivster Indianerhütten; kein einziges Kaufmannshaus oder Schiffsagentschäft haben hier ihren Sitz. Dieser als Hafen so wichtige Platz besitzt nur Bedeutung in Verbindung mit der Haupthandelsstadt Barranquilla. Der gesamte Güterverkehr geht und kommt unter Zollverschluß nach bzw. von Barranquilla; eine Schmalspurreisenbahn von 28 km Länge und eine gute Autostraße stellen die Verbindung her. Die Hafenbauten zeichnen sich durch eine 1220 m lange, nur wenige Meter breite Mole aus, an deren verbreitertem Kopf Schifffahrt und Eisenbahn zusammengeführt werden, einen unmittelbaren Güterumschlag ermöglichend. Gleichzeitig können vier bis sechs größere Überseeschiffe laden und löschen; die Umschlagsarbeit geschieht hier wie in Nordamerika nur mit dem Bordladegeschirr und den Ladebäumen der Schiffe, also ohne Zuhilfenahme landseitiger Krane, obwohl einige Dampfkranne älterer englischer Bauart zu Hilfsdiensten vorhanden sind. Der 1893 vollendete Pier und die Eisenbahnstrecke sind englische Gründungen, aber seit einiger Zeit in kolumbianischen Besitz übergegangen. — Die Umständlichkeit in der Abwicklung des Güterverkehrs und bei der geringen Zuverlässigkeit der einheimischen Beamten haben die Handelshäuser des Binnenlandes in den Hafenplätzen Agenten nötig, die die Be-

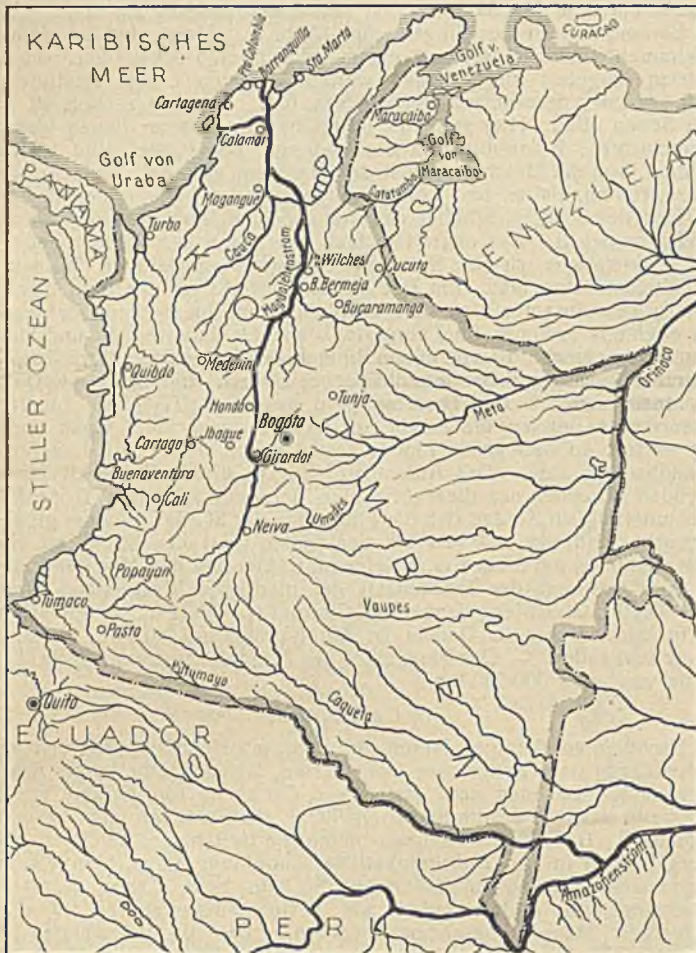


Abb. 1. Übersichtskarte von Kolumbien, mit dem Magdalenaenstrom, als Hauptverkehrsader des Landes.

sorgung und Verladung ihrer Waren vom Schiff auf die Eisenbahn und umgekehrt überwachen.

Puerto Colombia liegt in der Bucht von Sabanilla, nicht weit von der Mündung des Magdalenaenstromes entfernt, dessen Schiffbarmachung für Seedampfer bis nach Barranquilla bereits in Angriff genommen ist. Die der Mündung vorgelagerte Barre wird weggebaggert; es werden Wellenbrecher und Leitwerke zur Eindämmung der Strömung angelegt. Diese von amerikanischen Firmen (Winston Bros.) ausgeführten Bauarbeiten wurden ziemlich rasch erledigt und waren Anfang 1935 nahezu vollendet. Ebenso ist der Bau des Flußhafens von Barranquilla (Abb. 4), wo der Güterumschlag zwischen Flußdampfern und Seeschiffen vor sich gehen soll, bereits in den Grundzügen vergeben worden. Andererseits haben

sich in den Einzelheiten der Ausführung und hinsichtlich des Abschlußpreises noch Schwierigkeiten zwischen der Regierung und der mit einem Teile der Arbeiten beauftragten Firma (Raymond Concrete Pile Co.) ergeben, so daß die endgültige Festlegung des gesamten Hafentwurfs noch nicht geklärt ist. Die Enteignungen der für den Hafenbau erforderlichen Ufergebiete am Magdalenaenstrom sind noch nicht zum Abschluß gelangt. — Die von der amerikanischen Firma Ulen & Co. bisher geleisteten Vorarbeiten wurden im Vorjahre wegen Geldmangels und wegen Unstimmigkeiten mit der Regierung abgebrochen, sollen aber nunmehr bis zum Jahre 1936 voraussichtlich beendet werden, wofür weitere 2 050 000 \$ vorgesehen sind. — Die Bauausführung der Stadthafenanlagen wird vorläufig nur eine behelfsmäßige sein, derart, daß ein geplanter späterer Erweiterungsbau durchführbar ist. Immerhin werden nach dieser geplanten ersten Fertigstellung mindestens vier Liegeplätze an den Kais für große Seeschiffe vorhanden sein, während die Flußdampfer in dem stadtwärts neu anzulegenden Hafenbecken (Abb. 4) gelöscht werden. Außerdem sollen für die Schiffe, die auf einen Anlegeplatz zu warten haben, Dalben im Strome vorgesehen werden. Die jetzt in Angriff genommenen

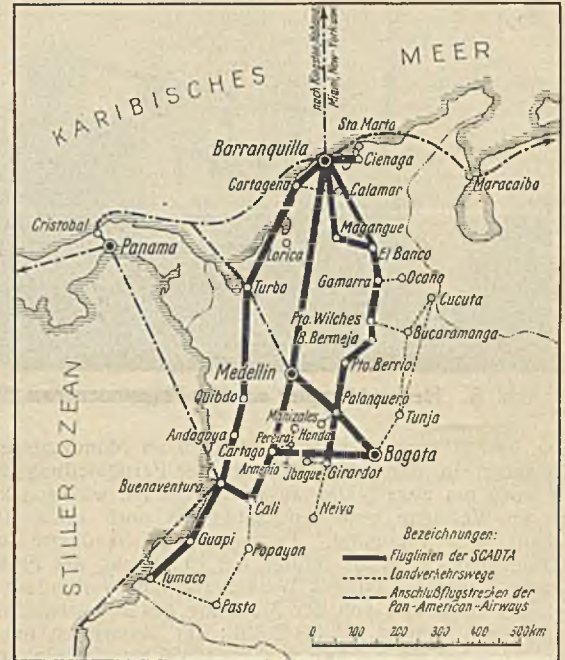


Abb. 2. Skizze der Luftverkehrslinien der kolumbianisch-deutschen Fluggesellschaft SCADTA (Sociedad Colombo-Alemana de Transportes Aéreos).

wurden im Vorjahre wegen Geldmangels und wegen Unstimmigkeiten mit der Regierung abgebrochen, sollen aber nunmehr bis zum Jahre 1936 voraussichtlich beendet werden, wofür weitere 2 050 000 \$ vorgesehen sind. — Die Bauausführung der Stadthafenanlagen wird vorläufig nur eine behelfsmäßige sein, derart, daß ein geplanter späterer Erweiterungsbau durchführbar ist. Immerhin werden nach dieser geplanten ersten Fertigstellung mindestens vier Liegeplätze an den Kais für große Seeschiffe vorhanden sein, während die Flußdampfer in dem stadtwärts neu anzulegenden Hafenbecken (Abb. 4) gelöscht werden. Außerdem sollen für die Schiffe, die auf einen Anlegeplatz zu warten haben, Dalben im Strome vorgesehen werden. Die jetzt in Angriff genommenen

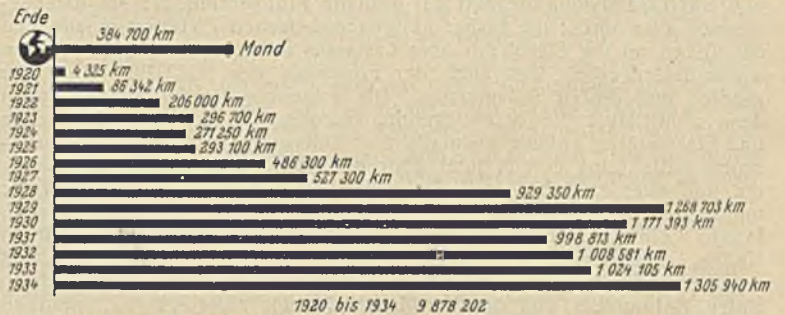


Abb. 3. Statistik über die Entwicklung der SCADTA in der Zeitspanne 1920 bis 1934. (Zurückgelegte Flugkilometer.)

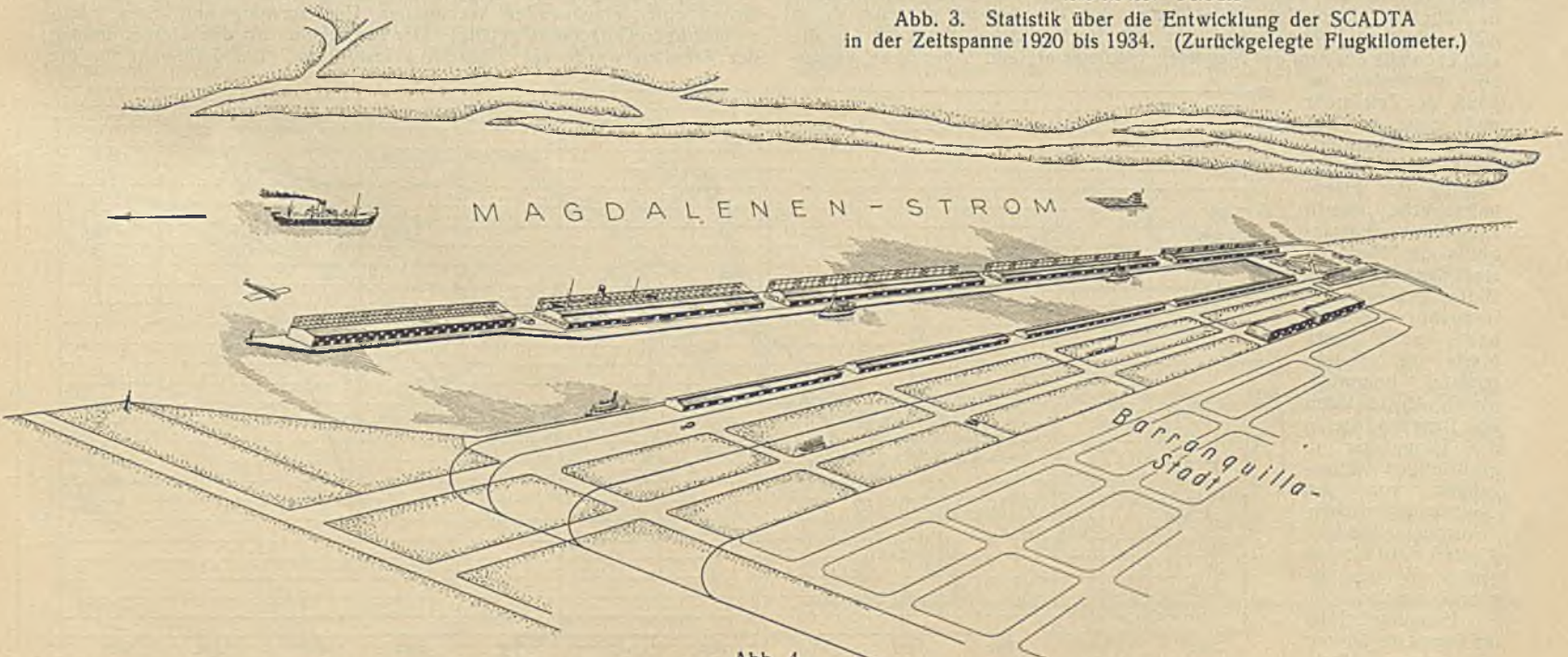


Abb. 4. Plan der neuen Hafenanlagen von Barranquilla am Magdalenaenstrom (Raymond Concrete Pile Co., New York).



Abb. 5. Heckraddampfer auf dem Magdalenaenstrom (Photo Hapag).

bzw. bereits abgeschlossenen Arbeiten im Mündungsgebiete des Stromes bestanden in der Hauptsache in der Fertigstellung der östlichen Mole, die noch um etwa 600 m zu verlängern ist, während zur Vollendung des an der Westseite gebauten Leitwerkes noch etwa 1000 m weiter vorgebaut werden mußten. Ferner war die Sandbarre auszubaggern; man rechnet damit, daß die infolge der Einengung der Flußmündung erhöhte Strömung ein zukünftiges Wiederversanden verhindern wird. Die Fahrzeit der Seeschiffe von der Mündung des Magdalenaenstromes bis Barranquilla-Stadt beträgt $1\frac{1}{2}$ bis 2 Std.; der Stromstrich hat eine Mindesttiefe von 10 m bei einer Breite von etwa 350 bis 400 m auf der ganzen Strecke bis zum geplanten Hafen.

Nach der in einigen Jahren zu erwartenden Eröffnung der unmittelbaren Schifffahrt nach Barranquilla wird der Hafenbetrieb in Puerto Colombia allmählich stillgelegt werden, doch soll bis dahin der Hafen von Puerto Colombia um etwa 100 000 m³ ausgebaggert werden, so daß am Pier mit einer Wassertiefe von 8,5 m zu rechnen ist, anstatt einer solchen von 7,8 m wie bisher. — Um eine Amortisation der vor einigen Jahren von der Regierung übernommenen Eisenbahn, die nach der Fertigstellung der Hafenbauten von Barranquilla ihre Existenzberechtigung fast ganz einbüßen wird, ermöglichen zu können, will die Regierung einen Teil der zukünftigen Hafenabgaben für solche Amortisationen bestimmen. Der schon seit Jahrzehnten gehegte Plan der Schiffbarmachung der Mündung des Magdalenaenstromes geht damit seiner Ausführung entgegen und wird für die Weiterentwicklung der Seestadt Barranquilla und für ganz Kolumbien von bedeutender wirtschaftlicher Tragweite sein. In dieser Handelsstadt von 140 000 Einwohnern läuft der gesamte Flußverkehr des Magdalenaenstromes zusammen; die bisher nötigen mehrfachen Zwischenumladungen der Güter auf die Eisenbahn oder Lastautos fallen dann weg. Dicht am neuen Hafengebiet liegt auch der Flughafen der SCADTA, einer der größten und besten Südamerikas. Die ankommenden Reisenden können dann unmittelbar die bereitliegenden Seedampfer bestiegen; Postsachen und Frachtstücke können ebenfalls ohne Zeitverlust umgeladen werden. — Barranquilla führt bereits jetzt über die Hälfte aller Güter des Landes ein und aus; es beherbergt eine ganze Reihe großer Kaufmannshäuser und Vertretungen der Schifffahrtsgesellschaften usw. — Vorläufig ist noch Puerto Colombia der Hauptausfuhrhafen; das wichtigste Ausfuhrgut ist Kaffee. 1932 wurden dort etwa 70 Mill. kg im Werte von rd. 20 Mill. \$ zum Versand gebracht. — Barranquilla wird sich daher zum bedeutendsten Hafen Kolumbiens und des Karibischen Meeres aufschwingen, während in früheren Jahrzehnten Santa Marta seine Vorgängerin war, das durch einen günstigen Seehafen und eine tiefe Bucht ausgezeichnet war, in die sich ebenfalls ein Arm des Magdalenaenstromes ergießt. Aber diese Wasser-

ader versandete im Laufe der Zeit mehr und mehr, so daß um die Jahrhundertwende nach der Eröffnung der Eisenbahnstrecke Puerto Colombia — Barranquilla die Handelsstadt Barranquilla zur Blüte gelangte. — Immerhin ist auch heute noch Santa Marta der bedeutendste kolumbianische Ausfuhrhafen von Bananen, die in der Umgebung in großzügigen Pflanzungen von der nordamerikanischen Fruchtgesellschaft (United Fruit Co.) in großen Mengen angebaut werden.

Eigentümlich ist die Bauart der älteren und neueren Heckraddampfer, die den

Verkehr auf dem Magdalenaenstrom vermitteln und die im Hafengebiet von Barranquilla zu besichtigen sind (Abb. 5). Meist sind es einfache, schwimmende Holzhäuser mit einem oder zwei Stockwerken, die von Galerien umgeben sind. Oben werden sie von einem Pavillon gekrönt, wo der Steuermann seinen Sitz hat. Das Erdgeschoß ist nach allen Seiten offen. Hier steht die Dampfmaschine, ferner liegen hier das aufgeschichtete Brennholz und die Ladung. Die Kessel sind vorn angeordnet, von der Maschine durch das Frachtgut getrennt, das regellos in Säcken, Kisten, Ballen und Koffern aufgetürmt ist. Hinter der Maschine, am Heck des Schiffes, arbeitet das breite Schaufelrad, das nicht sehr tief ins Wasser taucht. Das obere Geschoß, von schwachen Pfeilern getragen, wird beiderseits durch eine Reihe von einfach ausgestatteten Kabinen für die Fahrgäste eingefasst. Ein Teil des Hinterdecks ist offen; es dient als Platz zur gemeinsamen Einnahme der Mahlzeiten. Im zweiten Obergeschoß sind ebenfalls Kabinen für Fahrgäste sowie für den Kapitän und Steuermann untergebracht, die von einem Promenadendeck eingefasst werden. Die neueren Fahrzeuge, meist amerikanischer Bauart, sind nicht mit Dampfmaschinen, sondern mit Dieselmotoren ausgerüstet. — Bei niedrigem Wasserstande müssen die Schiffe oft tagelang, manchmal sogar wochenlang warten, so daß ganze Flotten festsitzender Schiffe auf dem Strome zu beobachten sind. Der Aufenthalt wird in dieser Wartezeit für den reisenden Europäer auf diesen Schiffen bei dem schwülen Tropenklima meist unerträglich, so daß sich die Flugzeuge der SCADTA immer größeren Zuspruches erfreuen. — Mai bis September führt der Strom oft Hochwasser (Abb. 6), um 3 bis 4 m ansteigend, während in den Monaten Februar bis April während der Trockenzeit der niedrigste Wasserstand erreicht wird. Die Flußdampfer gelangen bis Girardot (s. Abb. 1 u. 2) stromauf; von Puerto Lievano und La Dorada ist Autobusanschluß mit der Hauptstadt Bogota vorhanden. — Das Flußgebiet des Magdalenaenstromes umfaßt eine Fläche von etwa 300 000 km².

b) Cartagena.

Nachdem vor wenigen Jahren die alten, mit Holzschuppen versehenen Hafenanlagen dem Feuer zum Opfer fielen, ist nach sehr kurzer Arbeitsdauer der vollkommen neue Hafen von Cartagena im Vorjahre feierlich eingeweiht worden, da die Regierung diese alte Stadt von jeher besonders bevorzugte. Dem Hafenfachmann bieten die Neuanlagen unerwartet viel Neues, sowohl in der Großzügigkeit der Anordnung als auch an leistungsfähigen Umschlagsanlagen für Güter. So kann heute Cartagena als neuzeitlichster und fördertechnisch am besten ausgestatteter Hafen des Karibischen Meeres bezeichnet werden. Die weitverzweigte Stadt (über 100 000 Einwohner) liegt einerseits unmittelbar am Karibischen Meere (Abb. 7), auf der Binnenseite jedoch an der vorgelagerten großen Lagune (Bahia de Cartagena), einem von der Natur geschaffenen ausgezeichneten Hafen. Die schon vor Jahrhunderten befestigte Innenstadt hat eine große und ruhmreiche Vergangenheit. 1933 beging Cartagena das 400 jährige Jubiläum seiner Gründung durch den Konquistador Don Pedro de Heredia.

Etwa 15 km von der Stadt ist von der Seeseite her die Einfahrt in die Bucht von Cartagena (Abb. 7 u. 8) durch die 150 m breite und 12 m tiefe Boca Chica, die in früheren Zeiten wegen der ständigen Seeräubergefahr durch eine schwere Eisenkette gesperrt werden konnte, die zwischen den Festungswerken San José und San Fernando nachts ausgespannt wurde. Nach dem Passieren dieser natürlichen Einfahrt gelangen die Seedampfer in vollkommen ruhiges Fahrwasser.

Der Bau der neuen Hafenanlagen, einschl. der zugehörigen Baggerarbeiten usw., wurde im April 1928 der Frederick Snare Corp. (New York) von der kolumbianischen Regierung übertragen. Der Vertrag wurde auf Grund einer eingehenden technischen Untersuchung und eines Sachverständigen-Gutachtens getätigt. Der Pauschpreis für den Gesamtumfang der Arbeiten wurde auf 2 850 000 \$ festgesetzt. Der Zeitpunkt für die

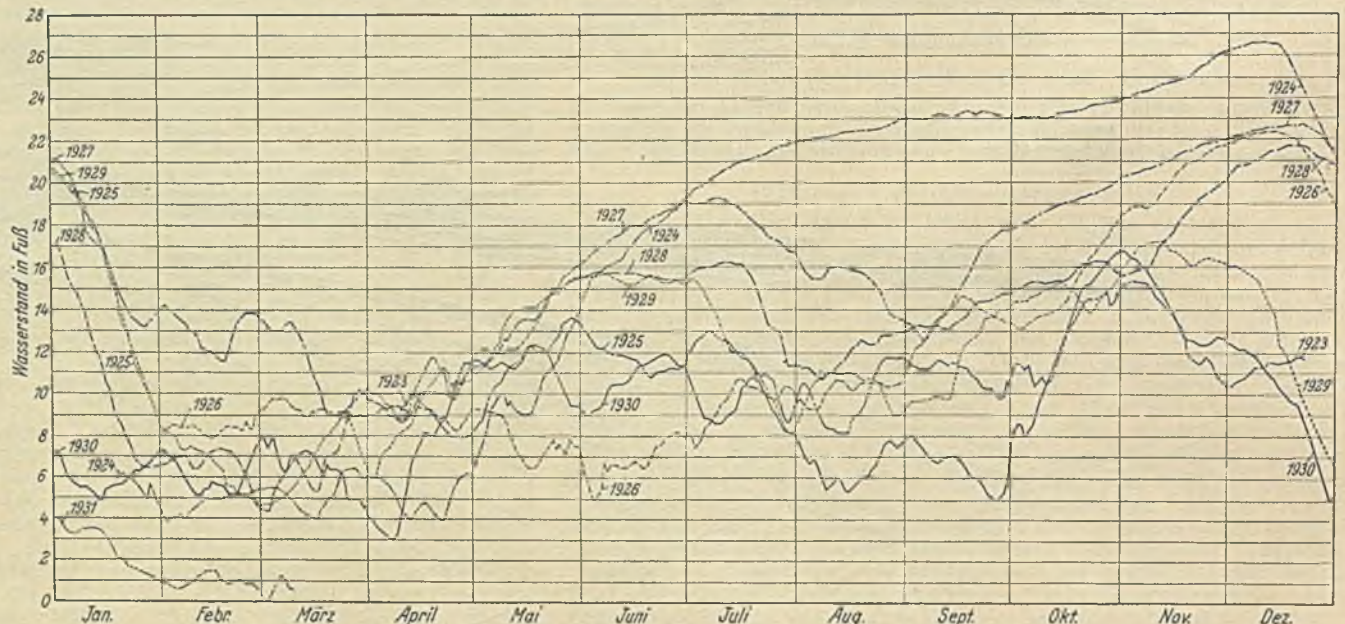


Abb. 6. Der Wasserstand (in Fuß) am Magdalenaenstrom bei Calmar (1923 bis 1933).

Fertigstellung aller Bauarbeiten wurde auf 27 Monate bemessen, gerechnet vom 28. April 1932 an. Die Baufirma hat dann gezeigt, daß die Durchführung etwas rascher geschehen konnte; die Arbeiten wurden 8 Monate früher beendet, als vertraglich festgelegt war. — Die in Hufeisenform angeordneten Hafenanlagen umfassen in der Hauptsache zwei vollständige, parallel liegende Kais (je 40 m breit und fast 200 m lang) und den in der Querrichtung verlaufenden Umschlagsplatz von etwa 320 m Länge und 100 m Breite, einschl. Schuppen, Gleisanlagen usw. (Abb. 8 u. 9). Die Kais erstrecken sich in Richtung der meist vorherrschenden Passatwinde, so daß die ankommenden Schiffe auch bei ziemlich starkem Sturm ohne Schwierigkeit landen können. Überhaupt ist der neue Hafen frei von Strömungen jeder Art und von Wasserstandsunterschieden, die durch Ebbe und Flut bedingt sind. — Weiter gehörten zum Umfange der Bauarbeiten alle erforderlichen Baggerungen, um den Anlegeplätzen eine Wassertiefe von etwa 10 m zu geben; an der Westseite des Kais Nr. 1 war eine solche von 11,9 m vorgeschrieben. Ferner gehörte dazu die Herstellung eines Zufahrtkanals durch die frühere Manzanillo-Sandbank (s. Abb. 8) von 152 m Breite und 11,9 m Tiefe und der neue Barbacoas-Einschnitt im Digue-Kanal von 7,5 km Länge. Letzterer war nötig, um die Gefahrenquelle für die vom Magdalena-Strom kommenden Flußboote bei Durchquerung dieser Bucht zu beseitigen. Der Gesamtumfang aller Baggerarbeiten betrug etwa 20 Mill. m³.

Wegen der in den dortigen Gewässern, deren Mitteltemperatur etwa 27 bis 28° C beträgt, auftretenden Bohrwürmer, konnte für die Pfähle und Wasserbauten nur mit starker Kreosotlösung getränktes Holz verwendet werden. Für die übrigen Bauten, besonders die Kaischuppen (s. Abb. 9), wurde kein brennbarer Baustoff zugelassen, sondern ausschließlich Eisenbeton bzw. Eisen verwendet. — Hinter den eigentlichen Hafenanlagen mußte ein ziemlich ausgedehntes Gebiet, das ursprünglich Sumpfland war, trockengelegt und aufgefüllt werden; ebenso waren die Bodenflächen zu gewinnen, die für die späteren Hafenerweiterungen (s. Abb. 8) erforderlich werden. So wurden außer den zwei neuen Doppelkais noch vier weitere Kais für die Zukunft geplant, auf denen Industriebauten, Kaischuppen, Verwaltungsgebäude usw. errichtet werden sollen. — Neben den neuen Kais befindet sich auch das Hafenverwaltungsgebäude. Das ganze Hafengelände ist durch eine Zweigstrecke (s. Abb. 8) mit der Eisenbahn des Staates Bolivar (Ferrocarril Central de Bolivar) verbunden, die ihrerseits wieder an die Strecke Cartagena—Calamar Anschluß besitzt. Zum Bau dieser Bahnstrecken waren bedeutende Erdarbeiten, Brückenbauten usw. nötig.

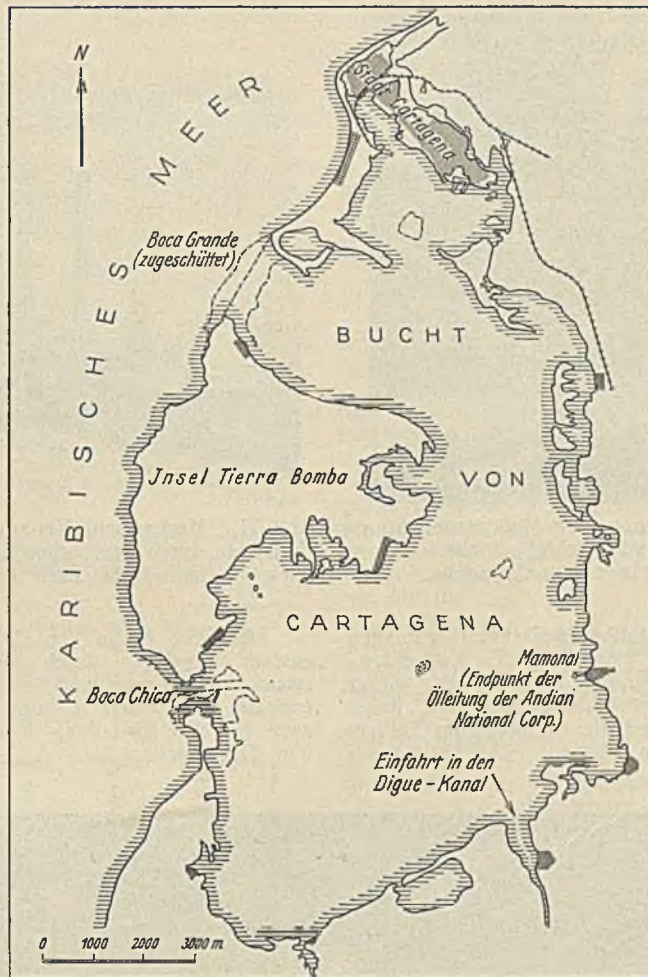


Abb. 7. Lageplan der Hafenstadt Cartagena am Karibischen Meer und an der Cartagenabucht.

Der Digue-Kanal stellt die lebenswichtige Wasserverbindung des Hafens von Cartagena mit dem Magdalena-Strom (s. Abb. 7) her, der durch starke, regierungsseitige Unterstützung der Stadt Cartagena fast geschenkt wurde, um ein Gegengewicht zu der rasch aufblühenden Handelsstadt Barranquilla zu schaffen. Die Verbreiterung und Vertiefung dieses Kanals, unabhängig von den Schwankungen im Wasserstande des Magdalena-Stromes (s. Abb. 6), auf dem fast alle Ausfuhrgüter nach dem neuen Hafen gelangen, gehörte zu den im Verträge festgelegten Leistungen. Der Güterverkehr, namentlich die Kaffeeverschiffungen aus den im gebirgigen Inneren gelegenen Pflanzungen geschehen auf flach gebauten Kähnen, die von den bereits erwähnten Heckraddampfern (Abb. 5 u. 10) auf dem Magdalena-Strome gezogen werden. Da aber weder diese Flußdampfer noch die Flußkähne mit Kranen oder sonstigen mechanischen Hilfsmitteln zur Erleichterung des Umschlagsbetriebes ausgerüstet sind, so wurden im neuen Hafen außer einer Reihe von Förderanlagen (Abb. 11) noch sieben moderne Drehkrane (s. Abb. 10 u. 11) angeordnet, die auf den Ladestraßen längs der Kaischuppen laufen und das Löschen und Laden besorgen. Die an den Kais liegenden Seeadpfer nehmen die Güterverladung in der Regel mit den Lademasten und dem Bordladegeschirr vor, so daß die äußeren Seiten der Kais keine landseitigen Krane besitzen. Die gesamte Anlegestrecke für Seeadpfer beträgt etwa 750 m, für die Flußschiffe etwa 600 m. — Von den erwähnten Drehkranen sind 6 Stück als Wippkrane amerikanischer Bauart (3000 kg größte Tragkraft), teils als Vollportal-, teils als Halbportalkrane (Abb. 10 u. 11) ausgebildet, während ein siebenter Vollportal-Drehkran feststehend (15000 kg Tragkraft) auf der Ladestraße

zwischen den beiden Kais aufgestellt ist. Die Konstruktion der Wippkrane (Abb. 10 u. 11), entspricht durchaus den Anforderungen, die auch in Deutschland oder England im Hafenbetrieb an diesen Krantyp gestellt werden. Der Lastweg während des Einziehens ist annähernd waagrecht und die Einzieh- bzw. Auslegbewegung von 13,5 auf 6 m geht verhältnismäßig rasch (7 bis 8 sek) vonstatten. Außer diesen Krananlagen ist noch ein größerer Schwimmkran von 25 t Tragkraft und ein Raupenkran vorhanden; letzterer wird auf dem offenen Gelände zu allen möglichen vorkommenden Arbeiten, auch für Baggerzwecke, herangezogen.

An sonstigen Hilfsmitteln zur maschinellen Abwicklung des Umladebetriebes sind eine große Anzahl durch Gasolinmotor betriebener Zugmaschinen (Abb. 12) und über 100 leichte Handkarren mit einer Tragkraft von je etwa 1 t, entspricht 15 bis 16 Sack Kaffee, vorhanden, die je nach Bedarf zu schienenlosen Zügen zusammengestellt, die Förderung von der Ladestraße nach dem Inneren der Schuppen (Abb. 12) übernehmen. Ferner

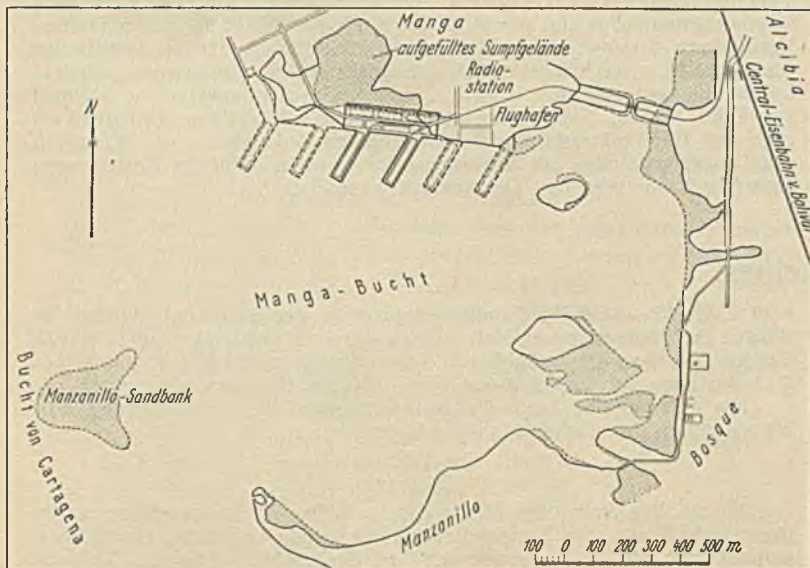


Abb. 8. Grundriß der neuen Hafenanlagen von Cartagena und der für spätere Zeiten vorgesehenen Erweiterungsbauten.

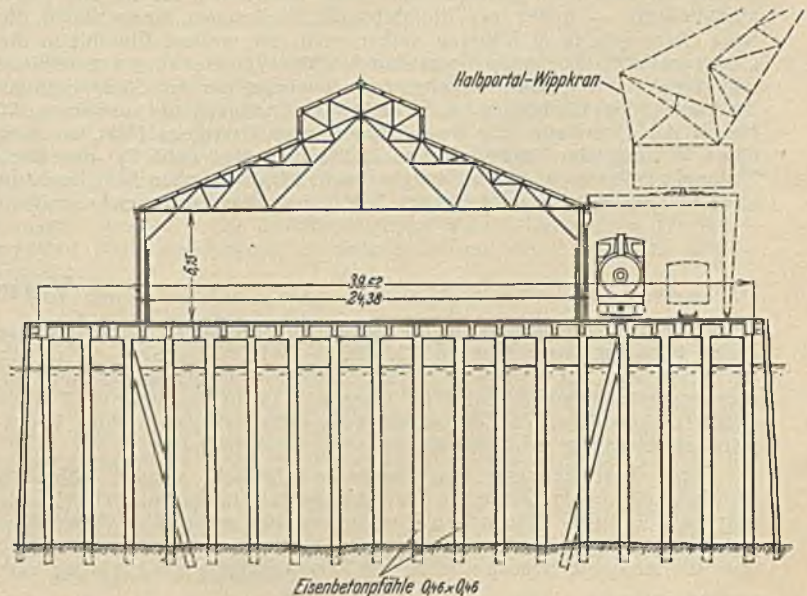


Abb. 9. Querschnitt durch einen der neuen Kais mit Kaischuppen im Hafen von Cartagena (Frederick S. S. Corp., New York).

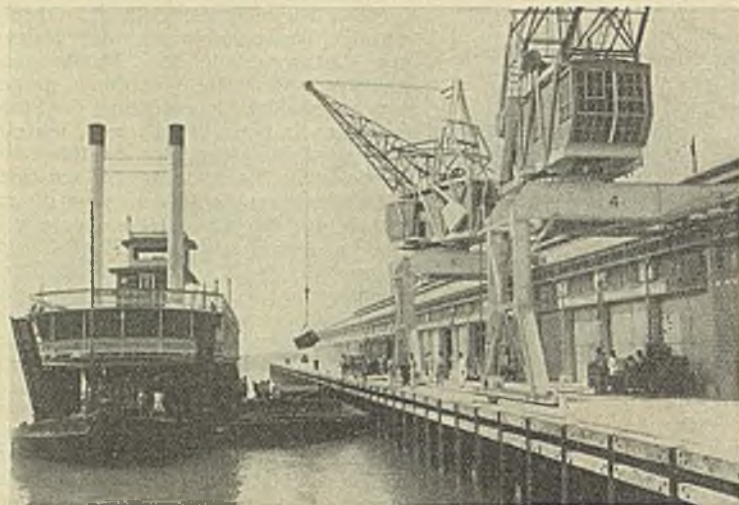


Abb. 10. Verladung von Kaffeesäcken aus den vom Magdalenaenstrom kommenden Dampfern durch die Halbportal-Wippkrane (Bauart Lambert-National) im neuen Hafen von Cartagena.

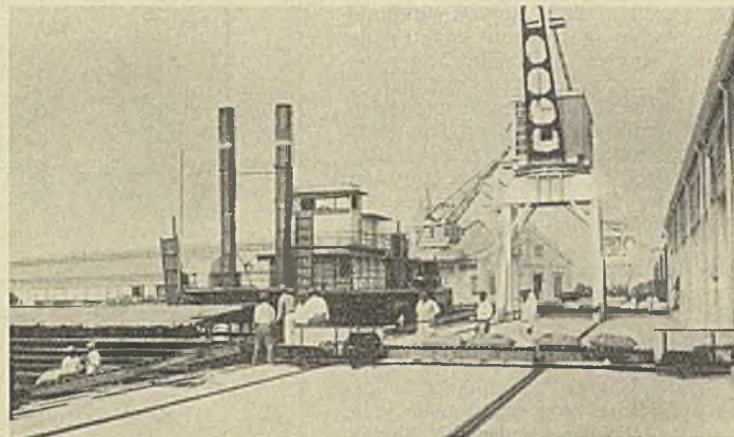


Abb. 11. Mechanische Verladung von Kaffeesäcken im neuen Hafen von Cartagena durch aneinandergereihte Fördererlemente von den Flußschiffen über die Ladestraße nach dem Kaischuppen (Standard Conveyor Co.).

sind vier vollständige Sätze von zusammenstellbaren Sackverladeanlagen (Abb. 11) vorgesehen, die ausschließlich zur Förderung der Kaffeesäcke über die Ladestraße hinweg nach den Schuppen dienen. Jede dieser Einheiten wird gebildet aus einer Anzahl von Gliederförderern, deren Förderketten mit Holzleisten belegt sind und die in beliebiger Reihenfolge, auch im Winkel zueinander arbeiten können. Ein Teil dieser Fördererlemente sind als Antriebsstrecken durchgebildet und daher mit kleinen Gasolinmotoren ausgerüstet, während die übrigen, nicht angetriebenen Elemente von den benachbarten Fördererlementen durch Kettenübertragung getrieben werden (Abb. 11). In der Regel wird dann am Ende der ganzen Förderung im Schuppen ein fahrbarer mechanischer Stapler angereiht, der die Säcke von der Förderanlage übernimmt und in mehreren Lagen übereinander aufschichtet. Auch selbsttätige Waagen sind in genügender Anzahl vorhanden; ferner sind sicher arbeitende Feuerlöschapparate, Alarmvorrichtungen usw. vorgesehen.

In der Umgebung des neuen Hafengebietes befindet sich die Radiostation; die Wasserflugstation der Luftfahrtgesellschaft (SCADTA) liegt unmittelbar neben dem Hafen. Mit allen größeren Städten Kolumbiens, besonders mit Bogota und Barranquilla wird ein regelmäßiger Flugdienst unterhalten (Abb. 2). — Der alte Fluß- und Fischereihafen liegt etwas abseits der neuen Hafenanlagen, und zwar unmittelbar an die alte Stadt anschließend. — Außer der Einfahrt vom Karibischen Meere durch die Boca Chica gab es in früheren Zeiten noch eine weitere Einfahrt in die Cartagenabucht durch die Boca Grande (Abb. 7), die aber zugeschüttet und damit für den Schiffsverkehr gesperrt wurde, um den Seeräubern ein überraschendes Eindringen und Landen in Cartagena zu verhüten. — Neben der Eisenbahn, die von Calamar nach Cartagena führt, ist auch eine Ölleitung der Andian National Corp. angelegt (Abb. 7), die ihren Endpunkt in Mamonal in der Cartagenabucht hat. Im letzten Jahre sind dort etwa 15 Mill. Faß kolumbianisches Erdöl zum Versand gebracht worden.



Abb. 12. Handkarren, zu schienenlosen Zügen zusammengestellt, zur Förderung von Kaffeesäcken usw. in den Kaischuppen des neuen Hafens von Cartagena.

Der neue Hafen von Cartagena wurde in erster Linie zur Kaffeeausfuhr angelegt; durch die zahlreichen erwähnten Förderanlagen lassen sich Umschlagsleistungen bis zu etwa 1500 Sack stündlich erzielen, und zwar sowohl bei der Löschung von Flußschiffen als auch bei der Verladung in die Seedampfer. Andererseits werden hier von Nordamerika und von Deutschland sowie den anderen europäischen Ländern eingeführt: Eisenwaren, Werkzeuge, Maschinen aller Art, Zement, Chemikalien, Farben usw.

III. Schlußbetrachtungen.

Außer Puerto Colombia und Cartagena, beide am Karibischen Meer, ist noch Buenaventura als wichtigster kolumbianischer Hafenplatz am Stillen Ozean hinzuzufügen, der ebenfalls in den letzten Jahren vollkommen neu angelegt und in ähnlicher Weise wie Cartagena mit mechanischen Verladeeinrichtungen ausgestattet wurde. — Nach der in den nächsten Jahren zu erwartenden Vollendung der Hafengebäude an der Mündung des Magdalenaenstromes und nach Eingliederung von Barranquilla in die Reihe der Seehäfen verfügt Kolumbien über die besten und leistungsfähigsten Häfen im nördlichen Teile Südamerikas, die im Gegensatz zu den übrigen Häfen am Karibischen Meere einen ungewöhnlich hohen Stand der Bautechnik aufweisen. Der vollständigen Auf-

schließung Kolumbiens stehen zwar die durch die Hochgebirge bedingten Verkehrsschwierigkeiten entgegen; aber außer der Hauptverkehrsader, dem Magdalenaenstrom, leistet die SCADTA eine wertvolle Hilfe in der raschen Verbindung des Inneren mit den neu angelegten bzw. im Bau begriffenen Ausfuhrhäfen. Das hauptsächlich mit deutschen Flugzeugen ausgerüstete Luftverkehrsunternehmen befördert wertmäßig sehr ansehnliche Mengen von Gold, Platin, Smaragden u. dgl., ferner den größten Teil der Post nach den Hafenplätzen; es sichert damit den Aufschwung der Wirtschaft des Landes und trägt zur Vertiefung der freundschaftlichen Beziehungen zwischen Kolumbien und Deutschland wesentlich bei.

Vermischtes.

Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau. Runderlaß des Preuß. Finanzministers vom 16. 12. 1935 — V 19. 6200 d/51 —¹⁾ In den mit Erlaß vom 19. 9. 1934 — V 19. 6200 d/20 — bekanntgegebenen Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau²⁾ ist in Abschnitt IV § 11 3c darauf hingewiesen, daß demnächst Vorschriften für mehrteilige Druckstäbe als Nachtrag zu diesen Bestimmungen folgen sollen.

Diese Bestimmungen sind nunmehr aufgestellt worden. Sie entsprechen dem vom Deutschen Normenausschuß herausgegebenen Nachtrag zu DIN 1050. Die neuen Vorschriften für mehrteilige Druckstäbe treten an die Stelle der Bestimmungen in Abschnitt C 4 der Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung von Konstruktionen aus Flußstahl usw.

¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1936, S. 23.

²⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1934, S. 607.

vom 25. 2. 25 — II 9 156 (Sonderbeilage zum Regierungsamtsblatt³⁾. Sie werden im Regierungsamtsblatt bekanntgegeben und gelten ab 1. 1. 1936 für den Hochbau als maßgebende Konstruktionsvorschriften im Sinne des § 11 der nach der Einheitsbauordnung aufgestellten Bauordnungen.

Die notwendigen Abdrucke der Vorschriften für die Regierungsamtsblätter gehen demnächst den Amtsblattstellen zu.

Im Auftrage
Eggert.

An die Reg.-Präs., den Verbandspräs. in Essen, den Staatskomm. der Hauptstadt Berlin, die Baugenehmigungsbehörden (Landräte, Oberbürgermeister und Stadtkreise sowie die bes. ermächtigten Ortspol.-Behörden u. d. Pr. Staatshochbauämter).

³⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1925, S. 193.

Ergänzung der Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau vom 19. September 1934.

§ 11, 3c — Mehrteilige Druckstäbe —

α) Berechnung. Entspricht die bauliche Ausbildung mehrteiliger Druckstäbe den Festsetzungen des Abschnittes β, so dürfen diese Stäbe nach den folgenden Regeln berechnet werden.

Für das Ausknicken um die Stoffachse x—x (Abb. 2 u. 3) ist der Stab wie ein einteiliger Druckstab zu berechnen.

Es muß also sein

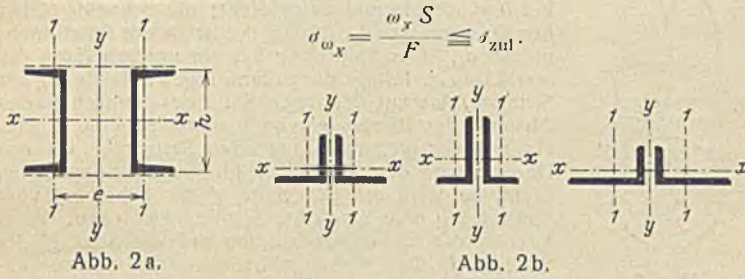


Abb. 2a.

Abb. 2b.

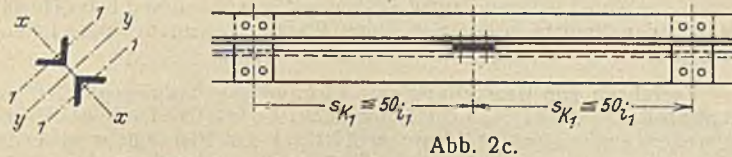


Abb. 2c.

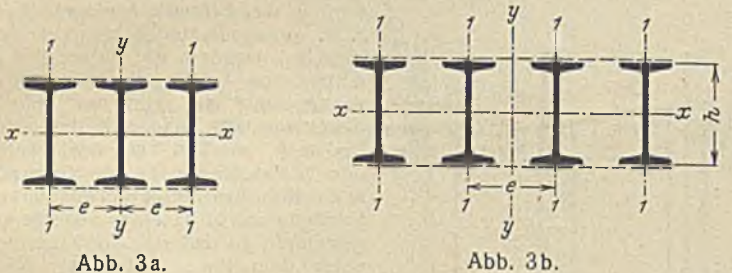


Abb. 3a.

Abb. 3b.

Für das Ausknicken um die stofffreie Achse y—y (Abb. 2, 3 u. 4) ist der „ideelle Schlankheitsgrad“ anzunehmen zu:

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{n}{2} \cdot \lambda_1^2}$$

Hierfür ist die Knickzahl ω_{yi} aus Tafel 5 zu entnehmen und nachzuweisen, daß

$$\sigma_{\omega_y} = \frac{\omega_{yi} \cdot S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

Bei zweiteiligen Stäben, bei denen $\lambda_x > \lambda_y$ ist, erübrigt sich der Nachweis von σ_{ω_y} , wenn

$$\lambda_1 \leq \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_y^2}$$

ist. Bei zweiteiligen Stäben mit \perp -Querschnitt (Abb. 2c) ist dieser

Nachweis ebenfalls nicht erforderlich, wenn die einschlägigen Vorschriften des Abschnittes β über die bauliche Ausbildung dieser Stäbe erfüllt sind. In den vorstehenden Formeln ist:

- S die größte Druckkraft des Gesamtstabes,
- F der ungeschwächte Querschnitt des Gesamtstabes,
- λ_x der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes mit der Knicklänge s_{Kx} und mit dem Trägheitsmoment J_x für die Stoffachse x—x,
- λ_y der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes mit der Knicklänge s_{Ky} und mit dem Trägheitsmoment J_y für die stofffreie Achse y—y (Abb. 2a, 2b, c, 3a und b); bei zwei stofffreien Achsen (Abb. 4) ist λ_y für die Achse zu ermitteln, die das kleinere Trägheitsmoment ergibt,
- λ_1 der Schlankheitsgrad des Einzelstabes mit der Knicklänge s_{K1} und mit dem Trägheitsmoment J_1 , das bei Stäben mit nur einer stofffreien Achse für die der stofffreien Achse gleichlaufende Achse 1—1 des Einzelquerschnittes (Abb. 2 u. 3), bei Stäben mit zwei stofffreien Achsen aber für diejenige Achse des Einzelstabes zu berechnen ist, für die sich das kleinste Trägheitsmoment ergibt (Abb. 4). Bei ungleichen Querschnitten der Einzelstäbe ist für λ_1 der Einzelquerschnitt mit dem kleinsten Trägheitsmoment J_1 maßgebend,



Abb. 4.

s_{K1} die Knicklänge des Einzelstabes. Als solche ist bei Vergitterungen die Netzlänge, bei Bindeblechen ihr Mittlenabstand anzunehmen, n die Zahl der Einzelstäbe.

β) Bauliche Ausbildung. Der Schlankheitsgrad λ_1 jedes Einzelstabes darf nicht größer als 50 sein.

Bei Anordnung von Bindeblechen sind diese mindestens in den Drittelpunkten der Gesamtknicklänge und an den Stabenden vorzusehen. Mehrteilige Druckstäbe mit Vergitterungen müssen an den Stabenden ebenfalls Bindebleche erhalten. Werden zweiteilige Stäbe aus L-Stahl (Abb. 2b u. c) an ein gemeinsames Knotenblech angeschlossen, so sind besondere Bindebleche an den Stabenden nicht erforderlich. Bei Stäben mit \perp -Querschnitt dürfen die Bindebleche versetzt angeordnet werden (Abb. 2c).

Jedes Bindeblech ist an jeden Einzelstab mit mindestens zwei Nieten anzuschließen. Bei den Bindeblechen an den Stabenden ist in jedem dieser Anschlüsse ein Niet mehr anzuordnen als bei den mittleren Bindeblechen.

Schrauben dürfen zum Anschluß von Bindeblechen und Vergitterungen nur an den Stellen verwendet werden, wo sich aus baulichen Gründen kein Niet schlagen läßt. Hier sind eingepaßte Schrauben zu verwenden.

Der Abstand e zwischen den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte (Abb. 2a, 3a, 3b), bei drei- oder mehrteiligen Stäben der größte Abstand e, soll in der Regel nicht größer als die Querschnittshöhe h in der Richtung der stofffreien Achse y—y sein. Ist der Abstand e ausnahmsweise größer, so dürfen die Bindebleche oder Vergitterungen und ihre Anschlüsse nur mit dem 0,8fachen der sonst zulässigen Spannung beansprucht werden (vgl. Abschnitt γ).

γ) Berechnungen der Bindebleche und Vergitterungen. Die Bindebleche, auch die Bindebleche an den Enden vergitterter Stäbe (Abschnitt β Abs. 2), die Vergitterungen und die Anschlüsse der Bindebleche und Vergitterungen sind für eine Querkraft Q zu bemessen, die

vom Schlankheitsgrad λ_y und dem Wert $\frac{F \cdot \sigma_{zul}}{\omega_y}$ abhängt und aus Tafel 7 zu entnehmen ist. Für Querschnitte nach Abb. 4 sind außerdem die der Achse y—y gleichlaufenden Bindebleche und Vergitterungen und ihre Anschlüsse für eine Querkraft Q' zu bemessen, die vom Schlankheitsgrad λ_x und dem Wert $\frac{F \cdot \sigma_{zul}}{\omega_x}$ abhängt und ebenfalls aus Tafel 7 zu entnehmen ist,

Tafel 7 (Dln 1050)

	1	2	3	4	5	6	7
	Q in % von $\frac{F \cdot \sigma_{zul}}{\omega}$						
	bei λ bis						
		40	80	120	150	200	250
für St 37.12 Handelsbaustahl St 00.12	}	1	2	4	6	10	14
St 52		1	3	6	9	14	19

Für $\lambda > 40$ sind Zwischenwerte geradlinig einzuschalten.

Bei der Berechnung von Bindeblechen und Vergitterungen sowie ihrer Anschlüsse dürfen die zulässigen Spannungen der Tafel 2 nicht überschritten werden.

Berlin, den 16. Dezember 1935.

Der Preußische Finanzminister

Im Auftrage

Eggert.

V 19. 6200 d/51.

Verfahren zur Ausbesserung einer Brücke. Die schwer beschädigten Zugstäbe einer 50 Jahre alten Straßenbrücke in Cleveland, Ohio, wurden kürzlich in eigenartiger Weise durch Verschweißen verstärkt, und die alte Brücke wurde auf diese Weise erhalten. Die Brücke überspannt die Gleise der Erie-Eisenbahn im Verlaufe der 34. Straße in Cleveland. Ihre Beschädigungen waren durch die Hitze und die zersetzenden Bestandteile des Rauches aus den Lokomotivschornsteinen verursacht worden. Die Brückenzugstäbe waren durch diese Einflüsse zum Teil stark abgetragen, an einigen Stellen sogar regelrecht durchgefressen.

Nur durch die Anwendung des elektrischen Schweißverfahrens ist es möglich gewesen, diese Brücke wieder Instand zu setzen, ohne sie oder einen Teil vollständig abzubauen und ohne größere Hilfsgerüste aufzustellen. Man schätzt, daß durch diese Vereinfachung des Instandsetzungsverfahrens der Verwaltung etwa 10 000 Dollar erspart worden sind.

Die stark beschädigten Teile der Zugstangen wurden, wie der Anzeiger f. Berg-, Hütten- u. Maschinenwesen, Essen, berichtet, so weit abgeschabt, bis zuverlässiger Werkstoff offen lag. Dann wurden Stahlplatten zwischen die Zugstäbe eingeführt, an Ort und Stelle festgeschweißt und die Öffnungen mit Schweißmetall gefüllt. Nach dem Verschweißen der beschädigten Stahlteile wurden Rauchplatten an der Ober- und an der Unterseite der Zugstabbündel aufgeschweißt, um sie vor neuen Angriffen durch den Rauch zu schützen.

Im ganzen waren bei diesen Arbeiten über 150 m Schweißnaht erforderlich, eine Arbeit, die mit Schweißmaschinen und Elektroden ausgeführt wurde. Die Instandsetzungsarbeiten an der Brücke, die von hohen Leitern aus durchgeführt wurden, waren stark behindert durch

1) Bei zweiteiligen Druckstäben (n = 2) ergibt sich $\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$; das ist die vereinfachte Formel nach EngeBer (Ztrbl. d. Bauv. 1909, Heft 20, S. 136).

die unter der Brücke hindurchfahrenden Züge. Die Lokomotivabgase wirkten chemisch so stark, daß auch die Schweißkabel usw. gegen sie geschützt werden mußten. Trotz dieser Schwierigkeiten war die Brücke während der ganzen Zeit ununterbrochen für den Verkehr geöffnet, und die Arbeit war in der planmäßig vorgesehenen Zeit beendet. Die Festigkeit der Brücke ist heute wohl ebenso groß wie bei der Abnahme vor 50 Jahren.

Zusammenfassung von Regenbeobachtungen in Deutschland. Als Ergänzung des in Bautechn. 1935, Heft 44, S. 606, gebrachten kurzen Berichtes erhalten wir die Mitteilung, daß der Kreis der an der Lösung der Aufgabe interessierten Stellen neuerdings sich wesentlich erweitert hat dadurch, daß das Reichsamt für Wetterdienst und die Preußische Landesanstalt für Gewässerkunde ihre Mitarbeit zugesagt haben. Die Aufgabe wird nunmehr als Gemeinschaftsarbeit des Reichsamtes für Wetterdienst und der Abwasserfachgruppe der D. G. f. Bw. durchgeführt, wobei das Reichs- und Preußische Ministerium für Ernährung und Landwirtschaft (Preußische Landesanstalt für Gewässerkunde) maßgebend beteiligt ist. Dies ist deshalb besonders begrüßenswert, weil nunmehr die Gewähr dafür besteht, daß der gesamte vorhandene Beobachtungsstoff erfaßt und nach Gesichtspunkten der Wasserwirtschaft, Landwirtschaft, Technik und Klimatologie ausgewertet werden kann.

Die Bearbeitung liegt wie bisher in den Händen des Amtsbaurates Dr.-Ing. habil. Reinhold (Dresden) als Obmann und des Oberregierungsrates Dr. Haeuser (München) als Mitarbeiter. Mit der Wahrung der klimatologischen Belange bei der Auswertungsarbeit hat das Reichsamt für Wetterdienst Dr. Dammann (Berlin) betraut. Die nächsten Arbeiten werden außer der weiteren Sammlung von Beobachtungsstoff sich auf die Festlegung des Auswertungsverfahrens erstrecken. Danach wird die Auswertungsarbeit beginnen, die mit einer zahlen- und kartenmäßigen Darstellung der Auswertungsergebnisse abgeschlossen werden soll dergestalt, daß für jeden Ort in Deutschland der Zusammenhang von Regenstärke, Regendauer und Regenhäufigkeit mindestens für die frostfreie Jahreszeit zahlenmäßig bekannt sein wird. Die Dauer der Gesamtarbeit wird auf etwa zwei Jahre geschätzt.

Neue Prüfnormen für Bitumen und Teer. Das soeben veröffentlichte Normblatt DIN 1996¹⁾ behandelt Bitumen und Teer enthaltende Massen für Straßenbau und ähnliche Zwecke. Im 1. Teil werden, wie in DIN 1995, Vorschriften für die Probenahme und Beschaffenheit gebracht. Im Teil „Beschaffenheit“ werden Begriffe und Güteeigenschaften für folgende Massen festgelegt:

Gußasphalt

- für Fahrbahnbeläge
- für Beläge ohne Fahrzeugverkehr
- für säurefeste Beläge
- als Unterlage für Linoleumböden,

Asphaltmastix für Gußasphalt,

Sandasphalt,

Asphaltbeton

Asphaltfeinbeton

Asphaltgrobbeton,

Teerbeton,

Fugenvergüßmasse für Steinpflaster

Bitumen-Pflasterfugenvergüßmasse

Teer-Pflasterfugenvergüßmasse,

Mineralstoffe als Zuschlagstoffe für Bitumen und Teer enthaltende Massen.

Der 2. Teil bringt Vorschriften für die Untersuchung von Belagmassen und Mineralstoffen, soweit sie nicht bereits im Normblatt DIN 1995 erfaßt sind.

Die Kenntnis und Beachtung dieses Normblattes wird künftig nicht nur für das Straßenbaugewerbe und die Hersteller der Baustoffe, sondern auch für die Auftraggeber (also vorwiegend Gemeinde-, Länder- und Reichsbehörden) unerlässlich sein.

Patentschau.

Verfahren und Einrichtung zur Herstellung einer erweiterten Fußhöhle für Bohrpfähle. (Kl. 84c, Nr. 600 805 vom 7. 12. 1932 von Otto Knör in Berlin-Charlottenburg.) Um zu vermeiden, daß die Höhlung unterhalb des Bohrröhrendes unmittelbar nach Herausnahme des Erweiterungsbohrers wieder in sich zusammenfällt, wird nach dem Abteufen der Bohrröhre *a* und dem Herausheben der Bohrgutes aus dem Bohrröhr *a* ein dehnbare Mantel *b* bis zu der am Bohrröhrende anstehenden Bodenschicht hinabgelassen. Hierauf wird das Bohrröhr um ein der Mantelhöhe entsprechendes Stück hochgezogen. Mittels einer Erweiterungsrichtung *c* wird nunmehr der Mantel nach den außen anstehenden Erdwandungen auseinandergedrückt, so daß eine entsprechende Höhlung geschaffen wird. Nach Einbringen des Betons in das Rohrröhr entsteht somit ein Pfahl, der am Rohrende einen Klumpfuß von bestimmter, vorher festzulegender Größe erhält.

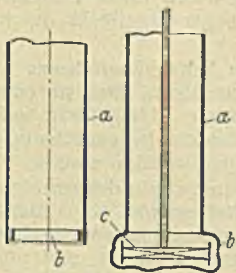


Abb. 1. Abb. 2.

innere entsteht somit ein Pfahl, der am Rohrende einen Klumpfuß von bestimmter, vorher festzulegender Größe erhält.

¹⁾ Berlin 1935, Beuth-Verlag. Preis 1,25 RM.

Vorrichtung zum Einspülen hohler Pfähle. (Kl. 84c, Nr. 597 028 vom 29. 7. 1932 von Dipl.-Ing. Franz Eiler in Dresden.) Um eine Spülwirkung zu erzielen, die sich den Unregelmäßigkeiten des Baugrundes anpaßt und eine willkürliche Lenkung des Spülstromes ermöglicht, wird die aus der Spüldüse austretende Spülflüssigkeit im unteren Ende des Pfahls durch eine über den Austrittsöffnungen des Spülrohres liegende außermittig befestigte Scheibe geführt. Der Pfahl *a* ist am unteren Ende bei *b* glockenförmig ausgebildet; die Schneide *b'* hat den Durchmesser d_2 , der größer ist als der Pfahldurchmesser d_1 . Das Spülrohr *e* hat am unteren Ende die Spüldüsen *e'*. Infolge der außermittigen Befestigung der Scheibe *f* ist auf der einen Seite des Spülrohres der Abstand des Randes *g'* vorgenannter Scheibe kleiner als auf der gegenüberliegenden Seite *g''*. Da das Druckwasser den Weg des kleinsten Widerstandes sucht, so wird auf der Seite *g'* der Scheibe *f* vom Spülrohr *e* eine verstärkte Spülung entstehen. Beim Drehen der Spülstange werden auf der Seite *g'* der Scheibe *f* die stehengebliebenen Erdmassen abgeschert. Steine werden beim Drehen der Spülstange auf die Scheibe *f* geschoben und beim Herausziehen der Spülstange *e* aus dem Pfahl *a* ebenfalls mit herausbefördert.

Abb. 1.

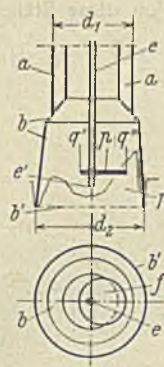


Abb. 2.

ziehen der Spülstange *e* aus dem Pfahl *a* ebenfalls mit herausbefördert.

Verfahren zur Herstellung von Eisenbeton Gründungspfählen mit Klumpfüßen. (Kl. 84c, Nr. 597 027 vom 11. 9. 1930 von Cie Intle des Pieux Armés Frankignoul Sté Ame in Lüttich.) Ein Pfahlrohr *a* passenden Durchmessers, das an seinem unteren Ende vorübergehend verschlossen ist, wird in das Erdreich *b* eingetrieben, z. B. durch Rammschläge auf den Kopf *a2*, nachdem der untere Teil *a1* durch eine Guß- oder Betonspitze verschlossen ist. Hat das Rohr *a* die gewünschte Tiefe, z. B. den guten Boden *b1*, erreicht, so wird Beton oder Steinschlag *c* für den Klumpfuß in das Rohr geschüttet und mit starken Schlägen mit Hilfe eines Stampfers *d* gestampft, so daß sich der Klumpfuß unter dem Rohr ausbreitet. Nach Fertigstellung des Klumpfußes wird plastischer Beton *c1* in den unteren Teil *a1* des Rohres *a* geschüttet, dann wird der vorher fertig gestellte Pfahl *e* in das Rohr hinabgelassen. Die Bewehrungen *e1* können alsdann in die plastische Betonmasse *c1* eindringen oder auch unmittelbar in den Klumpfuß, um so eine gute Verbindung oder Verankerung zu bilden. Durch Rammschläge auf den Kopf des Pfahls wird dieser fest mit dem Klumpfuß verbunden. Man kann auch den Boden mit Hilfe eines kranzförmigen Stampfers *f* stampfen, man kann auch einen Betonkranz *g* stampfen, um so den Pfahl *e* auch an seinem oberen Ende zu verankern.

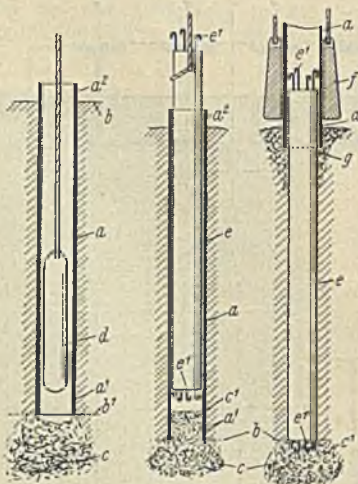


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

Man kann auch den Boden mit Hilfe eines kranzförmigen Stampfers *f* stampfen, man kann auch einen Betonkranz *g* stampfen, um so den Pfahl *e* auch an seinem oberen Ende zu verankern.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft, Versetzt: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kollmar, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Kassel, als Dezernent zur RBD Dresden; die Reichsbahnrate Schoyack, Vorstand des Betriebsamts Coburg, als Vorstand zum Betriebsamt Paderborn 2, Zillinger, Vorstand des Betriebsamts Weisenthal, als Vorstand der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Kassel, Keck, Vorstand des Betriebsamts Schwandorf, als Vorstand zum Betriebsamt Rosenheim, und Laupheimer bei der RBD Augsburg, als Vorstand zum Betriebsamt Schwandorf.

Übertragen: Reichsbahnoberrat Kern, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Stuttgart, die Stelle des Leiters der Obersten Bauleitung daselbst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Franz Müller, Vorstand des Messungsamts Ludwigshafen (Rhein).

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Ernst Junker, Georg Flanse, Friedrich Ruschenberg, Heinrich Weihe (Wasser- und Straßenbau); Hermann Becker, Franz Höhn, Alexander Seils, Karl Fischer (Eisenbahn- und Straßenbau).

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1935. — Der Staudamm des Staubeckens an der Malapané bei Turawa. — Der Übergang der Reichsautobahn Stuttgart-Ulm über das Neckartal bei Unterboltingen. — Statistische Betrachtungen zur Querfugenverdübelung bei Betonstraßen. — Neue Hafengebäuden in Kolumbien. — Vermischtes: Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau. — Verfahren zur Ausbesserung einer Brücke. — Zusammenfassung von Regenbeobachtungen in Deutschland. — Neue Prüfnormen für Bitumen und Teer. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.