

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 18. August 1936

Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Die Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf.

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

Allgemeine Vorbemerkungen.

Die Reichsautobahn Stuttgart—Ulm verläuft südlich von Stuttgart auf der Filderhochebene und überquert westlich von Denkendorf das tief eingeschnittene Sulzbachtal in 42 m Höhe über der Talau auf einer 370 m langen Brücke. Nach einem kurzen Anstieg zur Köngener Höhe kreuzt die Autobahn das breite Neckartal, um sich im weiteren Verlauf am Steilhang der Schwäbischen Alb emporzuwinden (Abb. 1). Vom Rande der Filderhöhe aus überblickt man das liebevolle Sulzbachtal mit dem von Bäumen und Büschen umrahmten Wasserlauf, von dem die Brücke ihren Namen hat; auf der Westseite erheben sich die bewaldeten Höhen des Schönbuchs, auf der Ostseite sieht man das an den Hängen des Körschbachtals aufgebaute Denkendorf mit seinem berühmten Kloster, einem Denkmal romanischer Baukunst, im Hintergrunde die rebenbepflanzten Hügel des Neckartals und die Berge des Schurwaldes. Jenseits der Brücke öffnet sich von der Höhe des Römerkastells bei Köngen aus ein großartiger Rundblick auf die Schwäbische Alb vom Hohenzstaufen bis zum Hohenzollern.

In dieser landschaftlich reizvollen Umgebung wurde eine Stahlbrücke erstellt, die mit gerade durchlaufenden Balkenträgern auf schlanken Pendelstützrahmen die Filderhöhe mit der Köngener Höhe verbindet und so den hastenden Verkehr über das tiefe Tal hinwegweilen läßt. Abb. 2 zeigt das Bild der Sulzbachtalbrücke auf Grund einer photogrammetrischen Aufzeichnung, Abb. 2a ein Geländemodell. Mit ihren straffen Linien bringt die Brücke die Eigenart der Autobahn — freie Bahn, schnelle Fahrt und weite unbeengte Sicht — sinnfällig zum Ausdruck und vermittelt dem Beschauer einen starken Eindruck von Kraft und Schönheit.

Baugrund.

Gestalt und Form der Brücke waren

wesentlich durch die Gelände- und Baugrundverhältnisse bedingt. Im unteren Teile der Hänge des Sulzbachtals stehen die rutschgefährlichen Knollenmergel an, über denen sich die Schichten des Rät und Lias aufbauen. Die Talhänge zeigen wellige Oberfläche und weisen typische Rutscherscheinungen auf.

Zur genauen Erfassung der Grenzen und der Beschaffenheit der einzelnen Schichten mußten auf beiden Seiten des Sulzbachtals zahlreiche Probegruben angelegt und in der Talau Tiefbohrungen bis auf den unten liegenden Stubensandstein ausgeführt werden. Die Befunde sind in dem geologischen Profil durch das Sulzbachtal (Abb. 3) eingetragen.

Durch die Bohrungen in der Talau wurde ein rauhkörniger Stubensandstein in 30 m Tiefe unter der Talsohle angefahren. Die abwechselnd rotviolett und grünen Knollenmergelschichten haben eine Mächtigkeit von 40 m. Die obere Grenze des von lehmigem Gehängeschutt überdeckten Knollenmergels wurde am Südhang auf + 288 m NN, am Nordhang auf + 291 m NN festgestellt. Auf den Knollenmergel folgen Rät-schichten in 2 m Mächtigkeit als sandige Mergel- und Tonschiefer mit vereinzelten Bänken aus verkieseltm Rät-sandstein. Die Unterschicht des Lias wird durch eine blaue, zu den Pylonotenschichten gehörige Kalkbank gebildet, die im übrigen aus blaugrauen und gelbbraunen Mergelschiefern mit geringen Sandsteineinlagen bestehen. Der darauffolgende Angulatenhorizont beginnt mit einer stellenweise sandigen eisenoolithischen Kalkbank auf + 300,3 m NN in der Nähe des nördlichen Endwiderlagers

(Stuttgart) und auf + 303,8 m NN beim südlichen Endwiderlager (Ulm). Den oberen Abschluß bildet der Angulaten-sandstein mit Schiefer-tonen und Mergelschiefern. In der Überlagerung wurden noch Arleten-kalkbrocken als letzte Überreste einer ver-

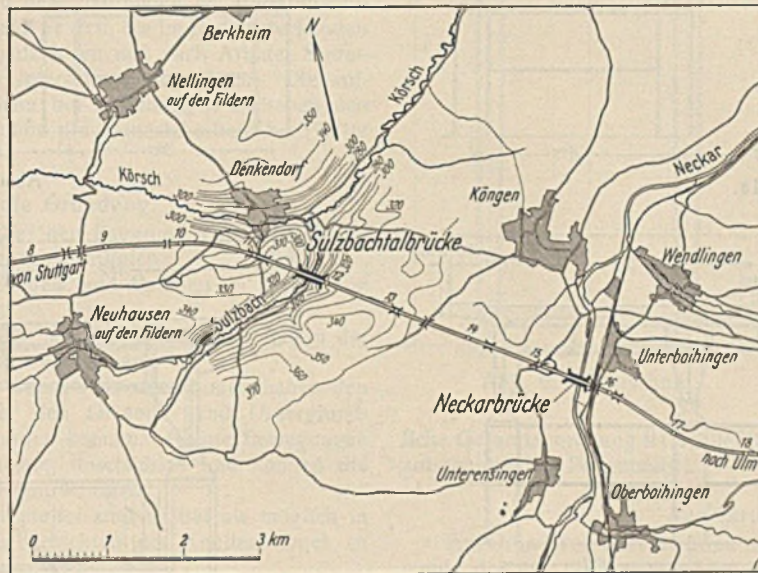


Abb. 1. Lageplan.

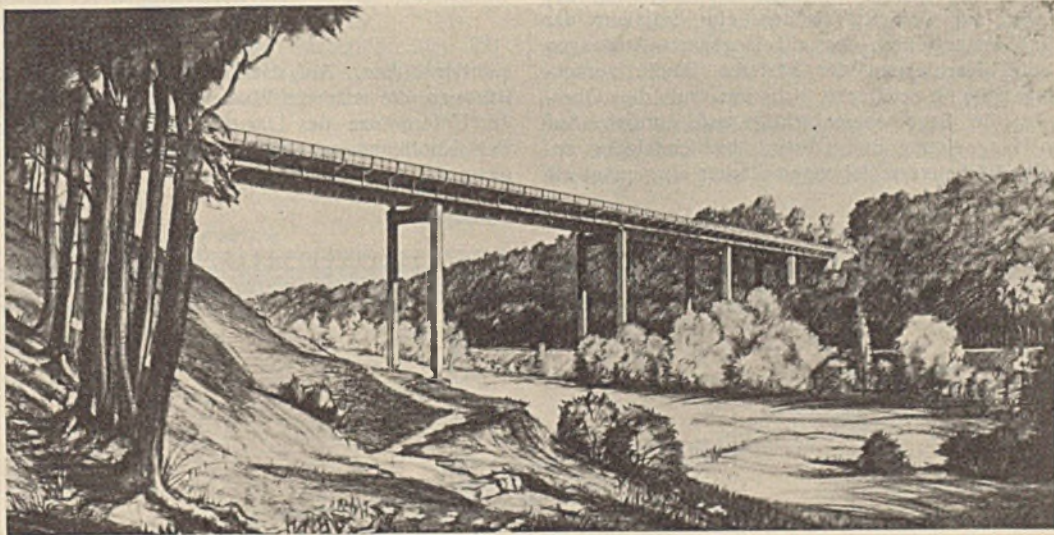


Abb. 2. Schaubild des Entwurfes.

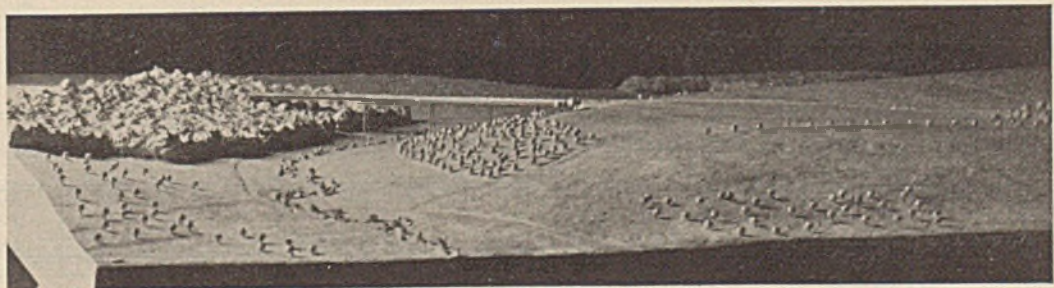


Abb. 2a. Geländemodell.

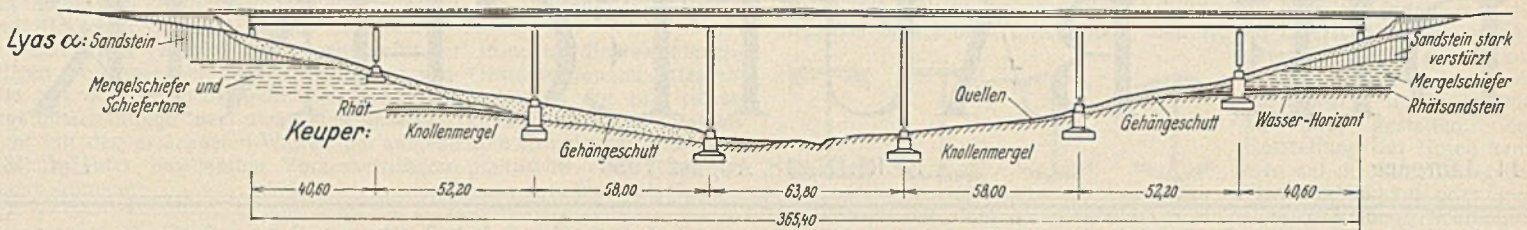


Abb. 3. Geologisches Talprofil.

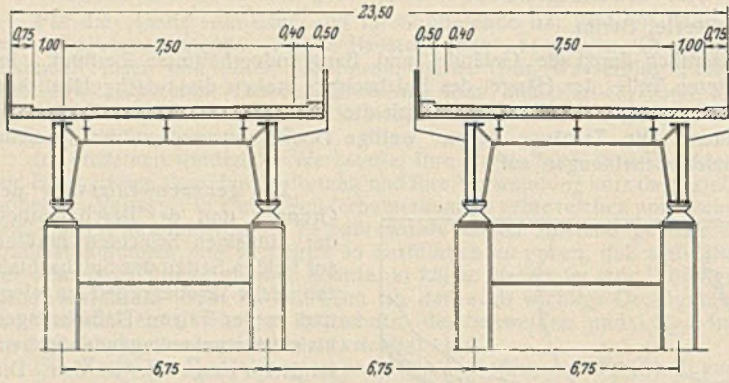


Abb. 4a.

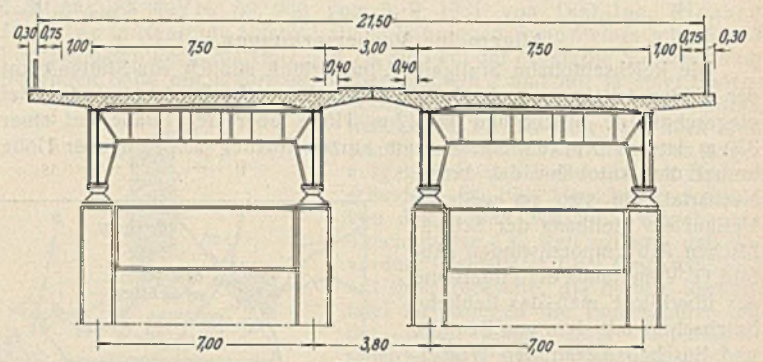


Abb. 4b.

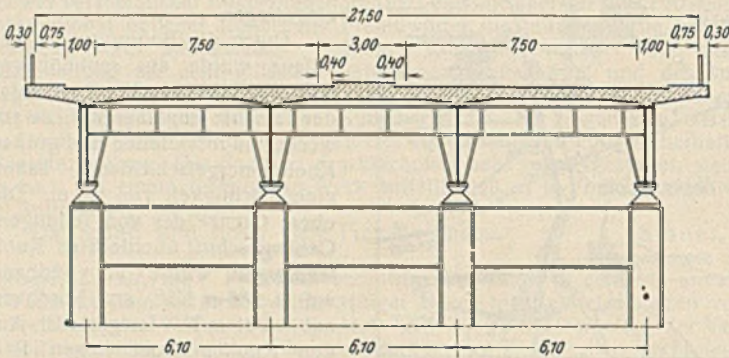


Abb. 4c.

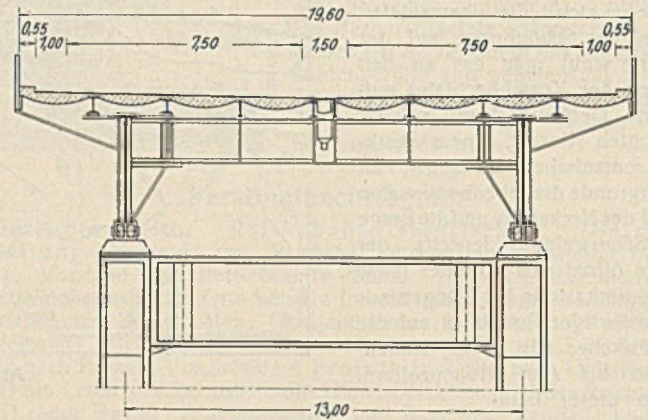


Abb. 4d.

witterten Arletenkalkschicht angetroffen. — Was die Lagerung der Schichten anlangt, so war auf beiden Talseiten ein Einfallen der Schichten gegen das Tal festzustellen, das auf langsames Auslaugen der tonigen Schichten und Nachkippen der härteren Bänke zurückzuführen ist. Die Hängetektonik erstreckt sich nur auf die Oberfläche, im Berginnern ist die Lage ebenschichtig und normal. Auf der rechten Talseite, wo Hangneigung und Gesamtschichtenneigung zusammenfallen, sind die Oberflächenverschiebungen stärker ausgeprägt als

auf der linken. Auf das Gesamteinfallen der Schichten gegen das Tal ist auch die stärkere Wasserführung am Südhang zurückzuführen. An der Untergrenze des Lias tritt das Schichtwasser in Quellen zu Tage. Der Knollenmergel ist in den oberen Lagen durch Sickerwasser aufgeweicht.

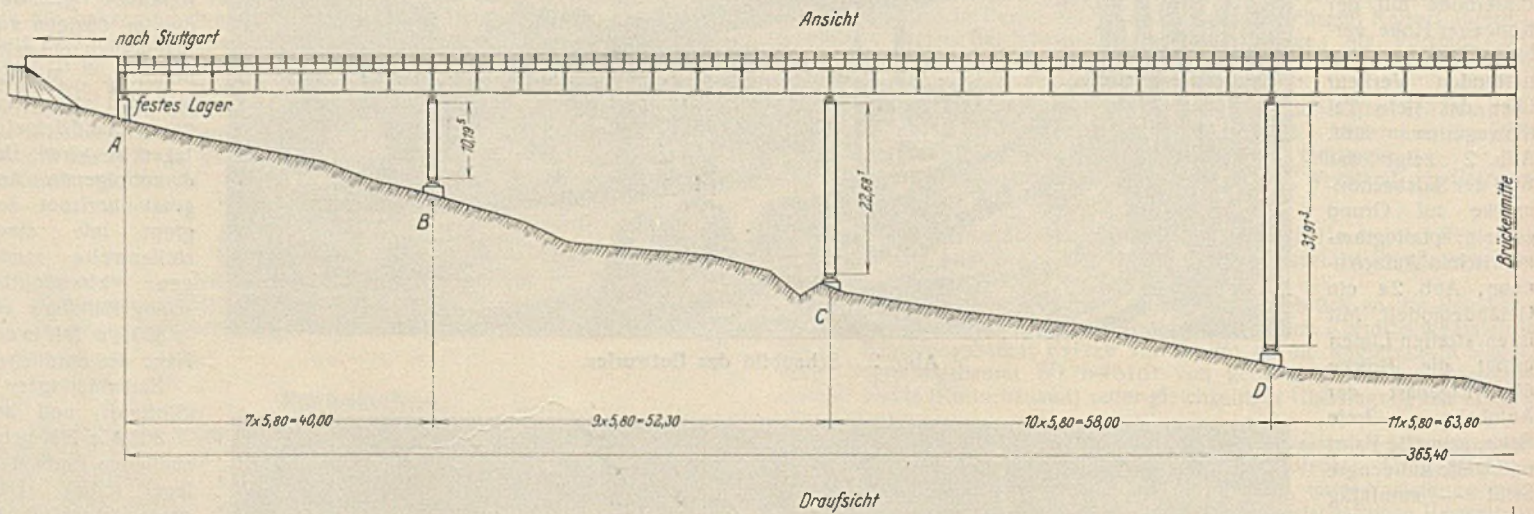


Abb. 5. Ausführungsentwurf. Ansicht, Längsschnitt, Draufsicht und Untersicht.

Die Gründung im Knollenmergel ist bekanntlich wegen der Gleit- und Rutschgefahr schwierig und bedingt außerordentliche Vorsichtsmaßnahmen. Der Knollenmergel wandelt sich bei Durchfeuchtung in eine breite Masse und wird damit rutschgefährlich. An der Oberfläche ist Knollenmergel in ständiger Bewegung. Um die Rutschgefahr am Hang zu vermindern, müssen vor allem die Schichtwässer über dem Knollenmergel im Berginnern abgefangen und in Röhren und Rinnen unschädlich abgeführt werden. Um Bauwerke im Knollenmergel zuverlässig zu gründen, muß man auf die tieferen, ungestörten, steinig und trockenen Schichten heruntergehen und die Grundkörper so gestalten, daß die unvermeidlichen Oberflächenänderungen sich nicht ungünstig auswirken können.

Eine Flachgründung von Brückenpfeilern in den oberen durchweichten Schichten des Knollenmergels ist ausgeschlossen. Man darf auch nicht die Grundkörper von Wandpfeilern mit der Breitseite gegen den Hang stellen, da sie sonst dem Talschub eine zu große Angriffsfläche bieten. Bei eintretenden Rutschungen kann der Druck der in Bewegung geratenen Massen ein Schiefstellen der hohen Pfeilerwände und sonstige Schäden zur Folge haben. Auf Grund der Erfahrungen bei früheren Bauausführungen im Knollenmergel empfiehlt es sich, die im Boden steckenden Baukörper in schmale Grundpfeiler aufzulösen und nach Art der Strompfeiler mit abgerundeten Ober- und Unterseiten auszubilden. Die aufgeweichten Knollenmergel können dann bei Rutschungen zwischen den schmalen Stützkörpern durchfließen, ohne die Standsicherheit der Pfeiler zu beeinträchtigen.

Richtlinien für die Gründung.

Auf Grund der Feststellungen über den Baugrund ergaben sich für den Entwurf und die Gründung folgende Richtlinien:

1. Wölbbrücken in Mauerwerk, Bogen und Rahmen in Eisenbeton oder Stahl kommen nicht in Betracht.
2. Bei schubfreien Tragwerken sind massive Wandpfeiler wegen der Gefährdung durch Rutschungen nicht zu empfehlen.
3. Balkenträger auf Pendelsäulen oder Pendelstützrahmen haben den Vorteil, daß die kleinen Grundpfeiler den Gelände- und Untergrundverhältnissen weitgehend angepaßt werden können. Kleine Bewegungen der Grundkörper sind bei Pendelstützung unschädlich und können die Standsicherheit des Bauwerks nicht beeinträchtigen.
4. Die Gründungssohlen der Grundpfeiler sind so tief als möglich in die ungestörten, festen und steinigen Schichten der Knollenmergel zu verlagern.
5. Die Grundkörper sind so zu gestalten, daß sie etwaigen Geländebewegungen und Oberflächenrutschungen möglichst wenig Widerstand entgegensetzen. Zylindrische Pfeilerschäfte mit kreisrundem Querschnitt erscheinen besonders geeignet.
6. Ein Aufsetzen von Grundkörpern auf die wasserführenden Rutschschichten muß vermieden werden, da die darunterliegenden aufgeweichten Knollenmergel eine Schleifschicht bilden, die ein Abrutschen der Bauteile auf dieser Schleifschicht zur Folge haben können.
7. Eine Tiefgründung in der Talau auf den Stubensandstein erscheint nicht erforderlich.

Fahrbahn- und Brückenquerschnitt.

Die Durchführung des Regelquerschnitts der Reichsautobahn mit 24 m Gesamtbreite bedingt Brücken von ungewöhnlichen Breitenabmessungen. Werden die beiden Richtungsfahrbahnen auf getrennten Überbauten durchgeführt (Abb. 4a), wobei der Raum für den Zwischenstreifen offen bleibt, so erhält man zwei Brücken in geringem Abstände nebeneinander, die kein geschlossenes Brückenbild ergeben. Man hat deshalb die Fahrbahn auch im Mittelstreifen auf vielen Autobahnbrücken geschlossen. Bei langen Talbrücken ist man jedoch zur Erzielung von Kostenersparnissen dazu übergegangen, die getrennten Überbauten unter Verschmälerung des Mittelstreifens auf ein Mindestmaß zusammenzuziehen (Abb. 4b). Die beiden Überbauten werden dabei in Brückenmitte durch eine Längsfuge getrennt oder durch Koppelträger verbunden. Bei hohen und langen Talübergängen ist es für die Aufnahme und Ausleitung der Windkräfte günstiger, die zweibahnige Brücke mit vier Hauptträgern zu einem Überbau zusammenzufassen und die Pendelstiele mit einem durchgehenden Riegel zu verbinden (Abb. 4c). Noch einfacher ist die Anordnung mit nur zwei Hauptträgern (Abb. 4d). Dieser Querschnitt hat neben baulichen und wirtschaftlichen Vorteilen den Vorzug größerer Seitensteifigkeit und Standsicherheit. Die klare und übersichtliche Gesamtanordnung ist schließlich für die künstlerische Gestaltung von entscheidender Bedeutung.

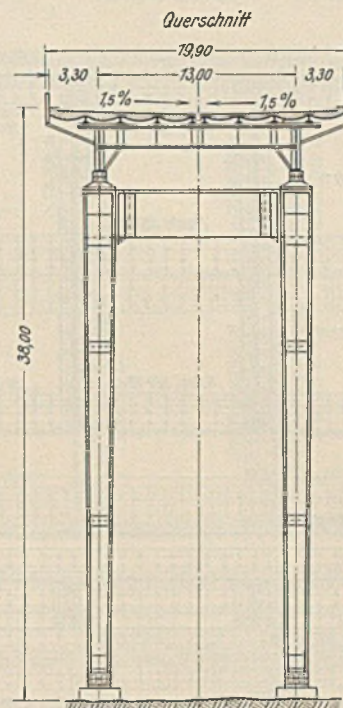
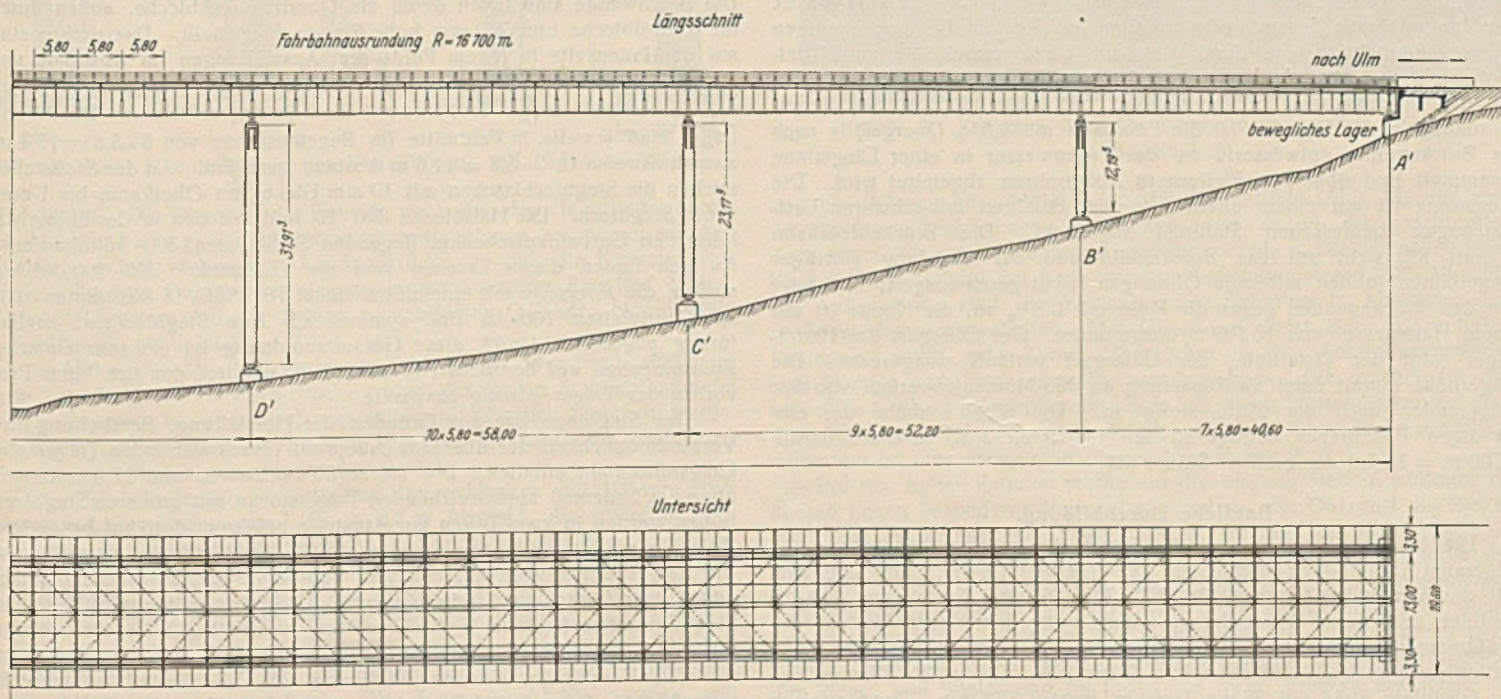


Abb. 6. Querschnitt.

Die klare und übersichtliche Gesamtanordnung ist schließlich für die künstlerische Gestaltung von entscheidender Bedeutung.

Ausführungsentwurf.

Auf Grund von Vorentwürfen und vergleichenden Kostenberechnungen wurde der in Abb. 5 dargestellte Entwurf einer Balkenbrücke mit sieben Öffnungen zur Ausführung gewählt. Von einem Ortpfeiler zum anderen laufen die vollwandigen Blechträger auf den als Pendelrahmen ausgebildeten stählernen Zwischenstützen durch. Die größte Stützweite in der Mittelöffnung über der Talau beträgt 63,8 m. Nach beiden Seiten nehmen die Stützweiten ständig bis auf 40,6 m (bzw. 40 m im Endfelde gegen Stuttgart) ab. Der Querträgerabstand beträgt durchweg 5,8 m. Die einzelnen Stützweiten 63,8 bis 58,0 bis 52,2 bis 40,6 m sind ein Vielfaches der einheitlichen Feldweite. Die Fahrbahnplatte aus ausgesteiften Tonnenblechen krägt über die Hauptträger auf beiderseitig angebrachten Konsolen aus. Der Hauptträgerabstand beträgt 13 m, die Ausladung je



Noch Abb. 5.

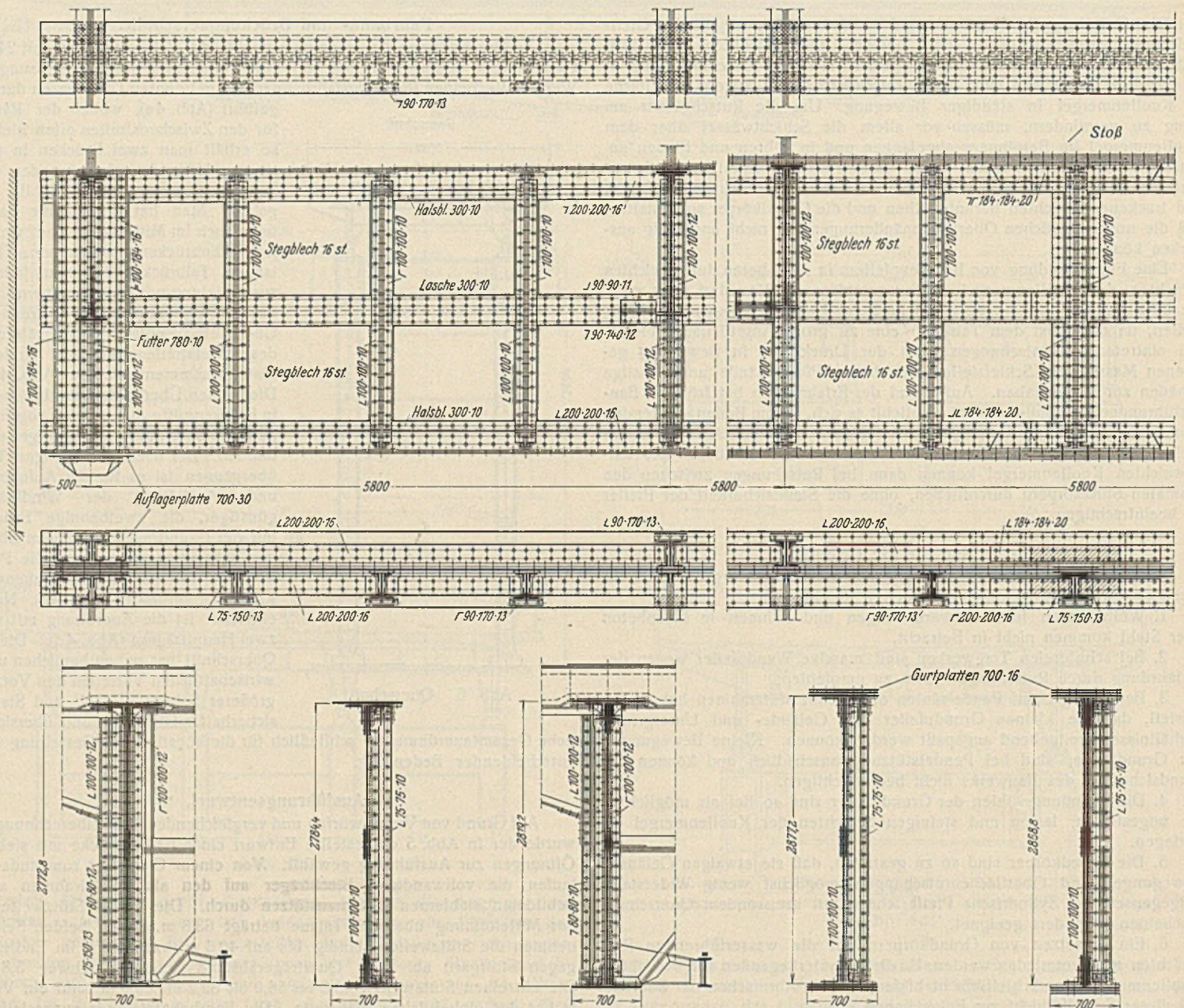


Abb. 7. Hauptträger am Brückenende.

3,3 m und der lichte Abstand der Geländer $13,0 + 2 \cdot 3,3 = 19,6$ m (Abb. 6). Von der nutzbaren Gesamtbreite entfallen je 7,5 m auf die doppelspurigen Richtungsfahrbahnen, die durch den auf 1,5 m verschmalerten Mittelstreifen getrennt sind, je 1 m auf die äußeren Schutzstreifen und je 0,55 m auf die beiderseitigen Schrammborde. Abweichend von der Regelanordnung in der Geraden ist die Fahrbahn mit 1,5‰ Quergefälle nach der Brückenmitte entwässert, wo das Regenwasser in einer Längsrinne gesammelt und über den Pfeilern in Abfallrohren abgeleitet wird. Die Längsrinne ist mit einem offenen, für das Befahren mit schweren Lastkraftwagen bemessenen Stahlrost abgedeckt. Die Brückenfahrbahn ist mit Rücksicht auf das Brückenbild und zur Erzielung günstiger Trägerhöhen in den mittleren Öffnungen leicht geschwungen; sie steigt von den Brückenden gegen die Mitte mit 0,8‰ an, die Kuppe ist mit einem Halbmesser von 16 700 m ausgerundet. Der Obergurt der Hauptträger folgt der Visierlinie, der Untergurt verläuft waagrecht. Die Trägerhöhe nimmt damit in Anpassung an den Momentenverlauf von der Trägerenden nach der Mitte stetig zu. Die Stegblechhöhe der einwandigen Blechträger beträgt an den Enden 2,773 m, in Brückenmitte $3,700 \text{ m} = 1/17,2$ der größten Stützweite.

Bauliche Durchbildung.

Die bauliche Durchbildung des Tragwerks im einzelnen ist aus den folgenden Abbildungen zu ersehen. Die Querschnitte der Hauptträger sind mit durchlaufenden Gurtwinkeln $200 \cdot 200 \cdot 16$ und Gurtplatten $700 \cdot 16$ gebildet und durch Verstärkungsplatten weitgehend dem Verlauf der Größtmomentenlinie angepaßt (Abb. 7 u. 8). Die größte Zahl der Gurtplatten (insgesamt 7) wird bei Stütze D erreicht. Die größte Klemmlänge der Gurtните St 44 mit 26 mm Durchm. beträgt 128 mm. Das Stegblech ist 16 mm dick und über den Stützen durch ein 10-mm-Blech verstärkt.

Die Blechwände sind innen durch die Querträgerbleche, außen durch die Konsolbleche und 250 mm hohe Rippen ausgesteift. Dazwischen sind auf der Innenseite in jedem Felde drei Aussteifungen im Abstände von 1,45 m angeordnet. Sämtliche Aussteifungen sind biegezugsfest mit \square -Querschnitt ausgebildet und mit Winkeln angeschlossen. Die Hauptträger sind jeweils in Feldmitte im Regelabstände von $3 \cdot 5,8 = 17,4$ m, ausnahmsweise in $2 \cdot 5,8 = 11,6$ m Abstand gestoßen. An den Stoßstellen reichen die Stegblechlaschen mit 10 mm Dicke von Oberkante bis Unterkante Stegblech. Die Halsbleche $300 \cdot 10$ sind mit den in der Ebene der lotrechten Gurtwinkelschenkel liegenden Stoßlaschen $300 \cdot 16$ überdeckt. An den Enden dieser Laschen sind die Gurtwinkel $200 \cdot 200 \cdot 16$ gestoßen, die ihrerseits mit einem Stoßwinkel $186 \cdot 186 \cdot 18$ verbunden sind. Die Gurtplatten $700 \cdot 16$ sind symmetrisch zum Stegblechstoß staffelförmig abgesetzt. Durch diese Gesamtanordnung ist ein sehr einfacher Zusammenbau auf der Baustelle ermöglicht worden, der sich beim Freivorbau der Träger günstig auswirkte.

Das Stegblech hat aus Gründen der Herstellung, Bearbeitung und Versandmöglichkeit der über das Ladeprofil hinausreichenden Träger eine Längsmittelnah erhalten. Die bis zu 30 t schweren und 17,4 m langen, über das Lademaß hinausreichenden Trägerstücke mit größeren Stegblechhöhen wurden in zwei Teilen zur Baustelle gefahren, dort auf besonderer Zulage werkstatmäßig zusammengesetzt, in der Längsnah vernietet und mit den Aussteifungsrippen versehen und so zu ganzen Stücken für den endgültigen Einbau vorbereitet (Abb. 9). Die Trägerstücke mit niedrigeren Stegblechhöhen konnten in der Werkstatt zusammengenietet und einbaufertig zur Baustelle gebracht werden.

Die Hauptträger sind in Abständen von 5,8 m durch rahmenartig ausgebildete, 1,4 m hohe Querträger verbunden (Abb. 10). Der Anschluß der Konsolen an die Haupt- und Querträger ist mit besonderer Sorgfal

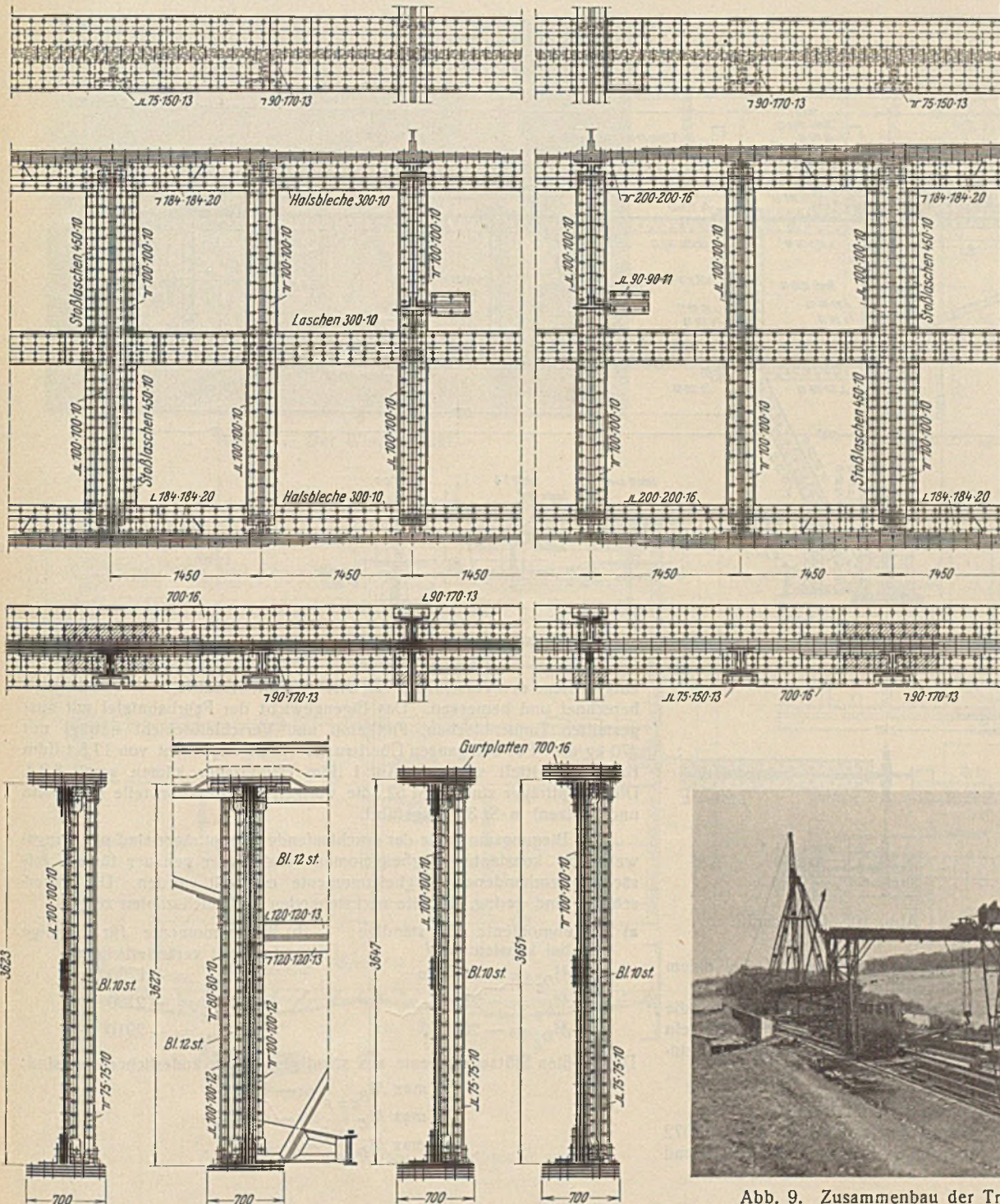


Abb. 8. Hauptträger in der Mittelöffnung mit Universalstoß.

ausgebildet. Der Obergurt der Konsole geht über den Hauptträger durch, zur Aufnahme der größten Anschlußmomente dienen besondere, mit den Querträgern fest verbundene Anschlußstücke, so daß die Konsolen mit den zugehörigen Querträgern ein zusammenhängendes Bauglied bilden. An die Konsolen sind die kräftig ausgebildeten Geländer biegefest angeschlossen (Abb. 10a).

In Höhe des Querträgeruntergurts ist ein Windverband eingebaut (Abb. 11), der in der fertigen Brücke wegen der steifen Stahlbahnstafel zwar entbehrlich ist, aber für den gerüstlosen Freivorbau gebraucht wurde. Die 8,5 m langen Windverbandsstäbe sind aus vier leichten, gespreizten Winkeln mit Bindeblechen zusammengesetzt.

Die Fahrbahndecke aus versteiften Tonnenblechen mit 120 mm Stich ruht auf Längsträgern aus I 45 in 2,3 m Abstand, die zwischen den Hauptträgern unmittelbar aufliegen (Abb. 10 u. 12). Über den 3,3 m ausladenden Konsolen mußten die Längsträger aus baulichen Gründen versenkt eingebaut werden. Die 8 mm dicken Tonnenbleche sind mit aufgeschweißten Flachstäben 80 · 10 und mit trapezförmigen Schrägblechen ausgesteift und mit Längsnähten sowohl untereinander als auch mit den Längsträgern verbunden. Für den Einbau der Fahrbahnstafel wurde eine leichte Heftnietung vorgesehen. Die Tonnenblechstöße wurden mit Decklaschen verstärkt und vernietet. Die stählerne Fahrbahnstafel bildet

einen überaus starren Querverband, dessen Wirkung durch die Ausbetonierung der Tonnenbleche noch erhöht wird, da die eingeschweißten Aussteifungen eine Mitwirkung des Betons bei Formänderungen und Verschiebungen erzwingen. Abb. 13a u. 13b zeigen Aufnahmen von den eingebauten Tonnenblechen.

Lagerung.

Das feste Lager (Abb. 14) befindet sich auf dem Ortpfeiler gegen Stuttgart, das bewegliche Rollenlager (Abb. 15) auf dem Ulmer Ortpfeiler. Bei Temperaturänderungen $\pm 35^\circ \text{C}$ treten Längsbewegungen von $\pm 35 \cdot 0,000012 \cdot 365,4$

$$= \pm 200 \text{ mm}$$

auf. Die Bewegungsmöglichkeit wird in der Fahrbahn durch eine Fingerkonstruktion gewährleistet (Abb. 16). Unter den offen bleibenden Dehnungsschlitten für die einzelnen Finger befindet sich eine breite Rinne. Abb. 17a—c zeigen Aufnahmen der eingebauten Auszugsvorrichtung.

Die stählernen Zwischenstützen sind zwischen den Gelenken 13 bis 33 m hoch

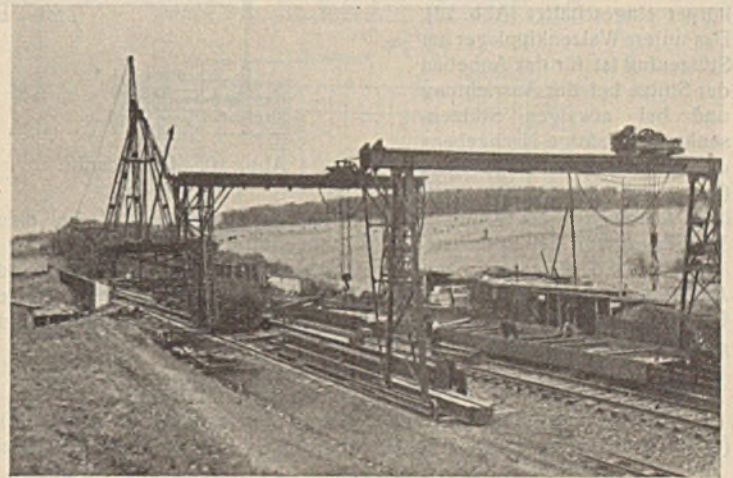


Abb. 9. Zusammenbau der Trägerstücke auf der Zulage am Brückenkopf.

und als Rahmen ausgebildet. Auf dem Modellbild (Abb. 18) sind zwei verschiedene Ausbildungen zu sehen, von denen die geschlossene Kastenform für die Ausführung gewählt wurde. Die Ständer haben Kastenquerschnitt mit einer mittleren Aussteifungswand (Abb. 19 u. 20). Die Außenwände sind durch waagerechte Schotten in Abständen von rd. 2,7 m zusammengehalten. Der Querriegel weist einen 3,2 m hohen Kastenquerschnitt auf. Durch Mannlöcher in den Aussteifungswänden sind Ständer und Riegel bestelg- und begehbar. Die Innenräume sind von dem fahrbaren Besichtigungswagen aus durch Einsteiglücken auf dem Querriegel zugänglich. In den Ständern sind eiserne Leitern eingebaut, außerdem ist eine elektrische Beleuchtung vorgesehen.

Bei den hohen Rahmen mußte auf die biegesteife Ausbildung der oberen Ecken besonderer Wert gelegt werden. Der Obergurt des Riegels läuft über die Rahmenecke zugfest durch, während die Innenwände der Ständer stumpf an den Riegel stoßen (Abb. 19). An diesen Stellen sind die Ständerwandteile zur Druckübertragung sauber an den durchlaufenden Riegeluntergurt angepaßt und finden im Riegel selbst durch eine ebenso sauber eingepaßte Aussteifung ihre Fortsetzung bis zu den oberen Deckplatten unter dem Lager. Die in der Rahmenebene liegenden Tragwände der Riegel und Stiele sind im Eckknoten durch kräftige Eckbleche miteinander verbunden und in den Stoßfugen außerdem stumpf verschweißt

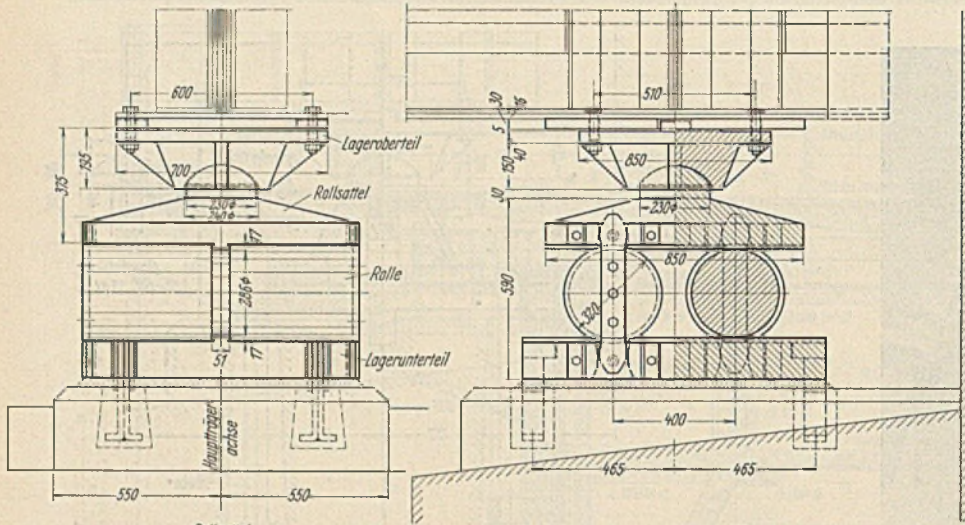
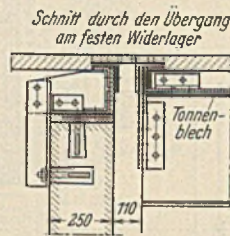
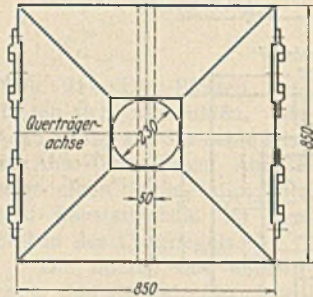


Abb. 15. Das bewegliche Endlager.



Draufsicht auf die Zahnplatte



Zu Abb. 16.

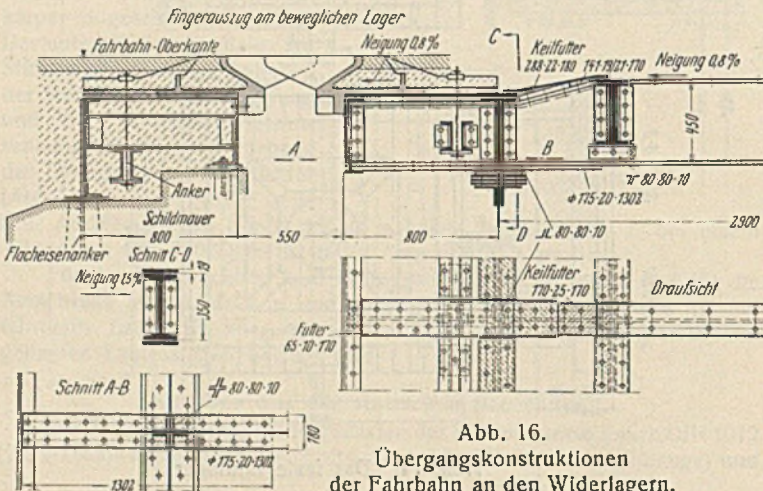


Abb. 16. Übergangskonstruktionen der Fahrbahn an den Widerlagern.

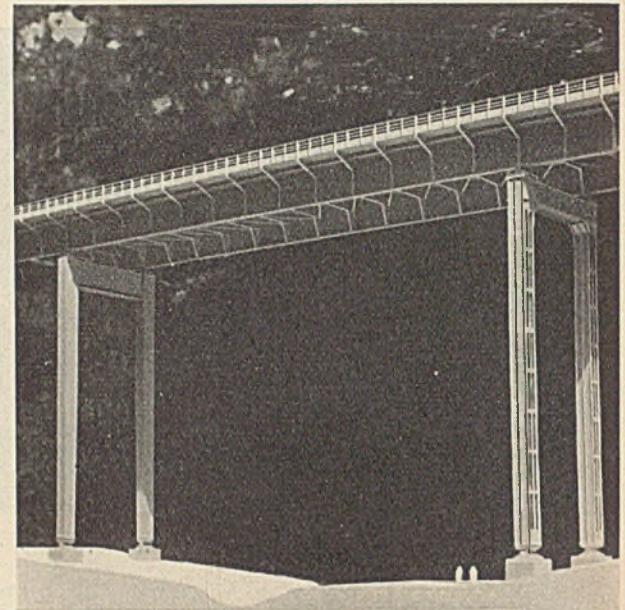


Abb. 18. Modell der Öffnung D D'.

(Fortsetzung von S. 502.)

Die Stützdrücke auf die Pendelpfeiler betragen für

Ständige Last	Ständige Last + Verkehrslast	
$A_g = + 130 \text{ t}$	$\max A_{g+p} = 300 \text{ t}$	$\min A_{g+p} = + 100 \text{ t}$
$B_g = + 430 \text{ t}$	$\max B_{g+p} = 890 \text{ t}$	$\min B_{g+p} = + 380 \text{ t}$
$C_g = + 470 \text{ t}$	$\max C_{g+p} = 960 \text{ t}$	$\min C_{g+p} = + 400 \text{ t}$
$D_g = + 550 \text{ t}$	$\max D_{g+p} = 1070 \text{ t}$	$\min D_{g+p} = + 490 \text{ t}$

An den Pfeilerfüßen treten folgende Lagerdrücke auf:

$\max B = + 1010 \text{ t}$
$\max C = + 1190 \text{ t}$
$\max D = + 1410 \text{ t}$

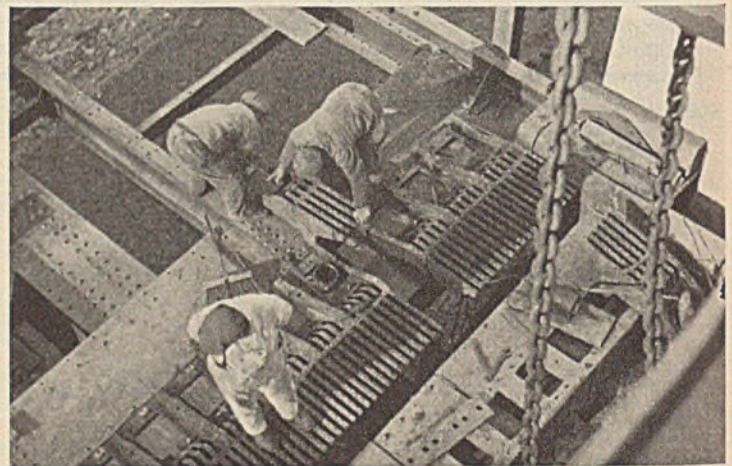


Abb. 17a.

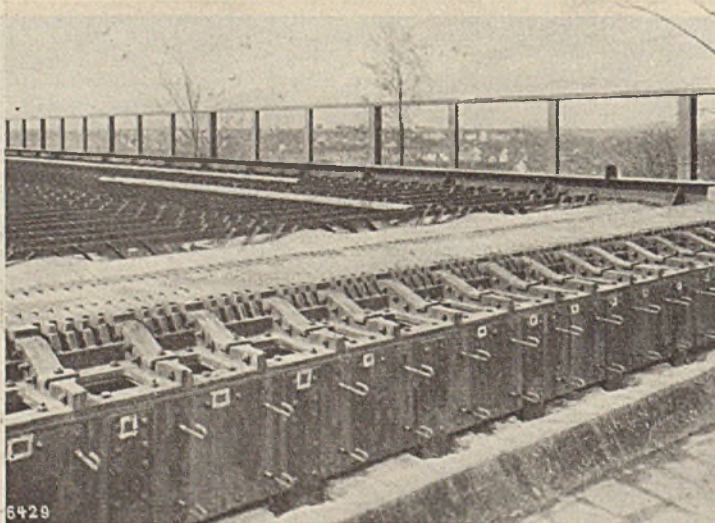


Abb. 17b.

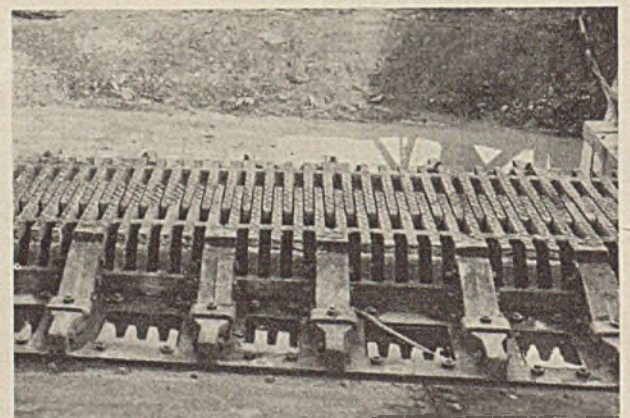


Abb. 17c.

Abb. 17a bis c. Fingerauszug am beweglichen Lager.

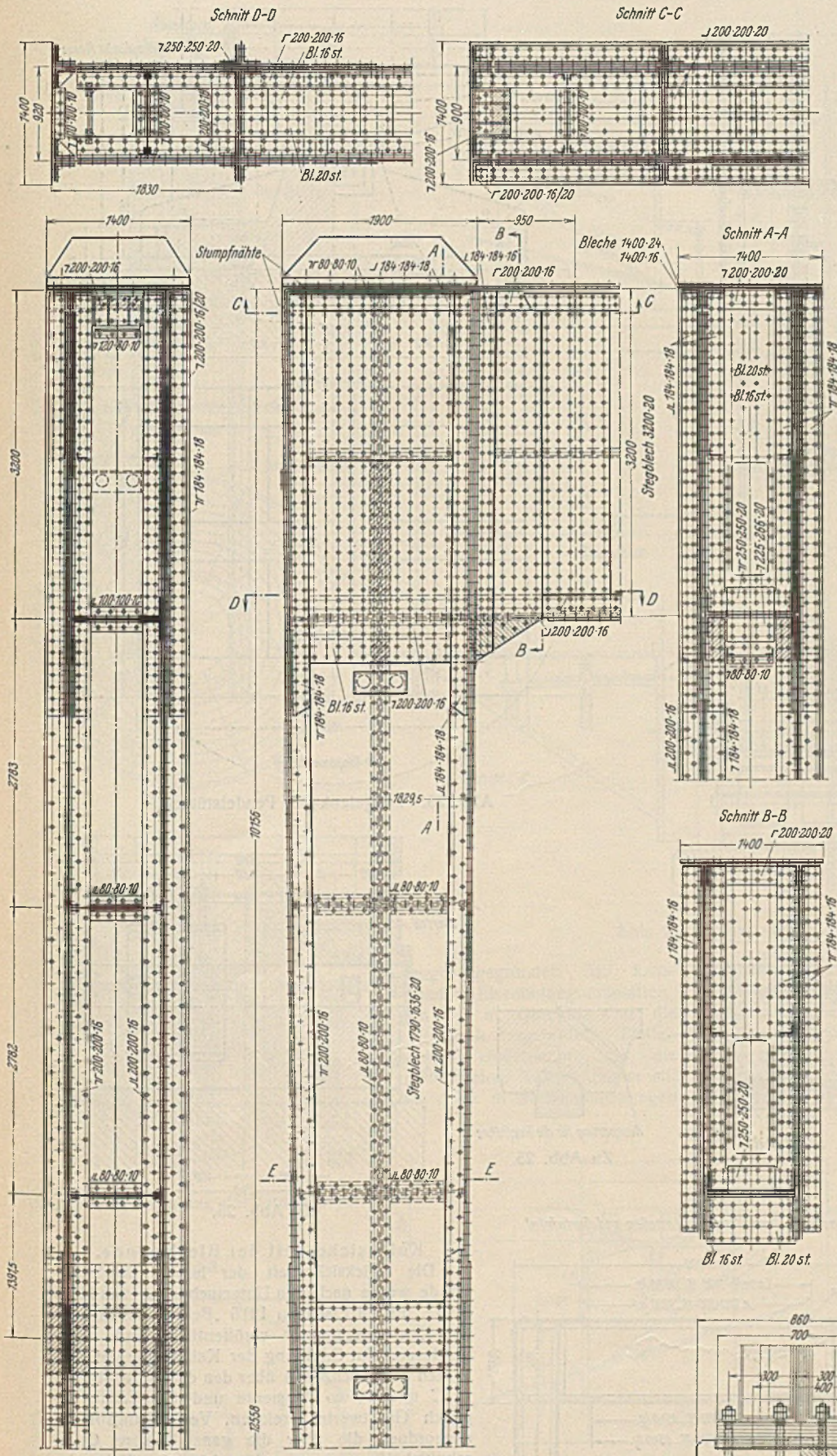


Abb. 19. Stütze D. Rahmenecke.

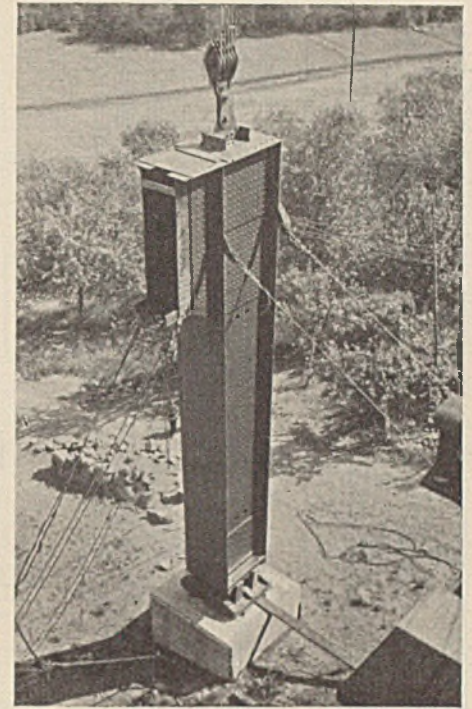


Abb. 22. Rahmenstiel der Stütze B.

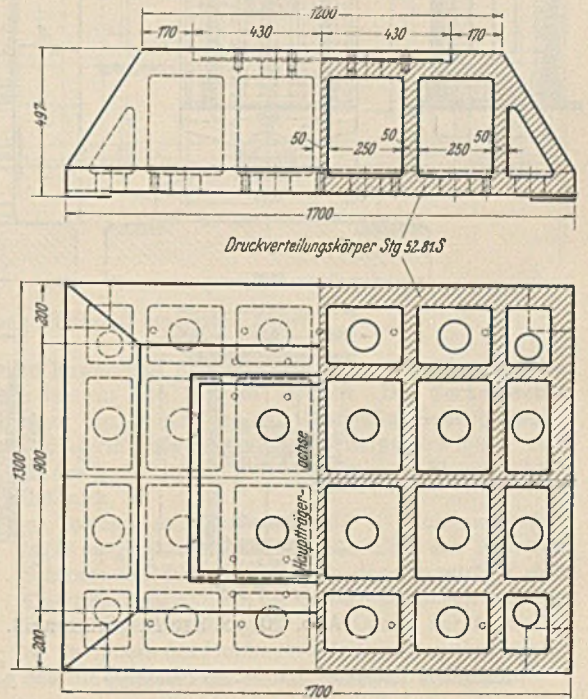


Abb. 24. Druckübertragungskörper auf den Pendelstützen.

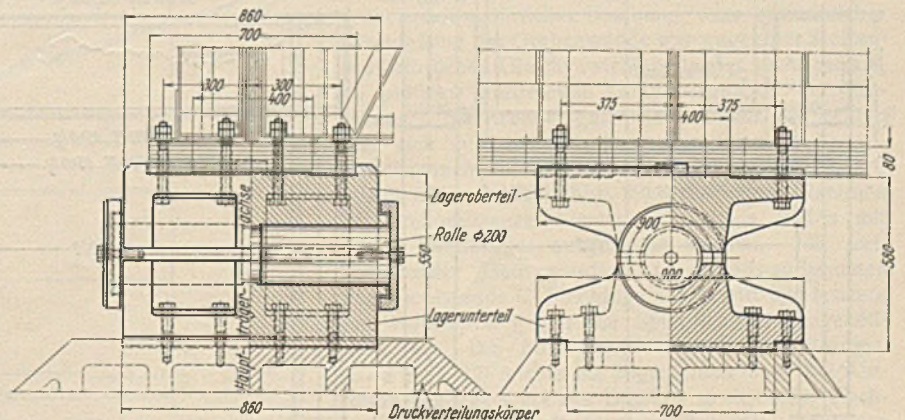


Abb. 23. Lager der Hauptträger auf den Pendelstützen.

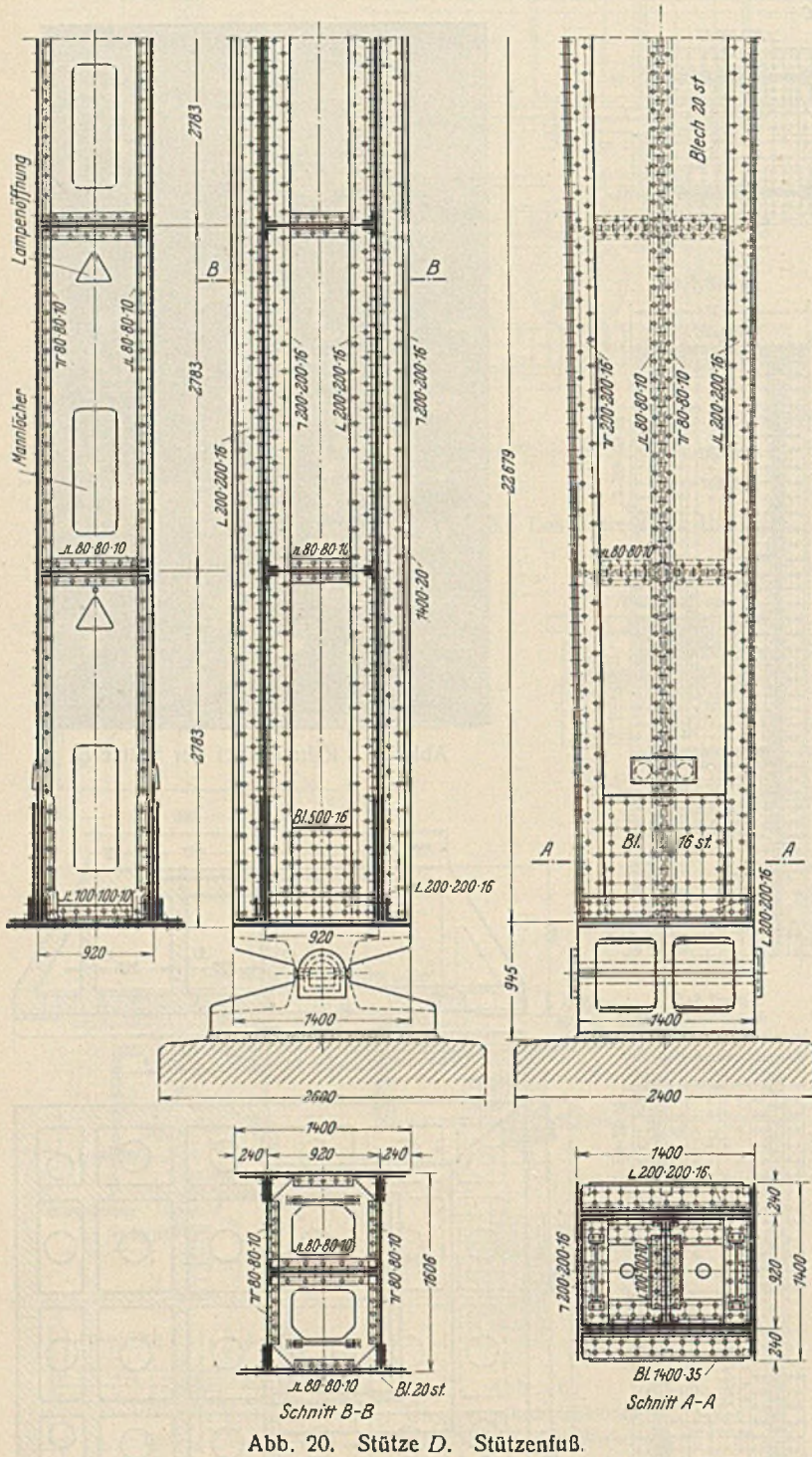
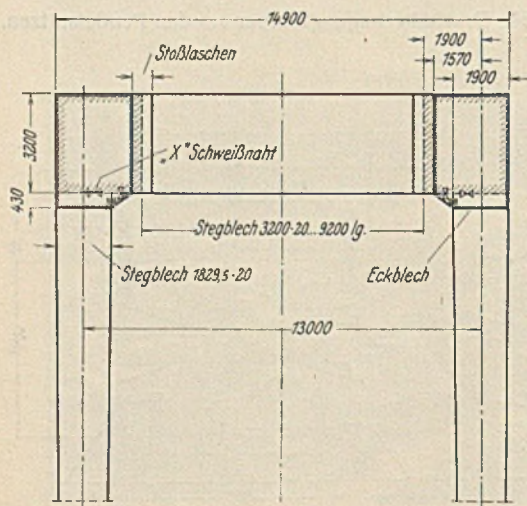


Abb. 20. Stütze D. Stützenfuß.

Schematische Darstellung der Eck- und Stegbleche



Schematische Darstellung der Lamellen und Gurtwinkel

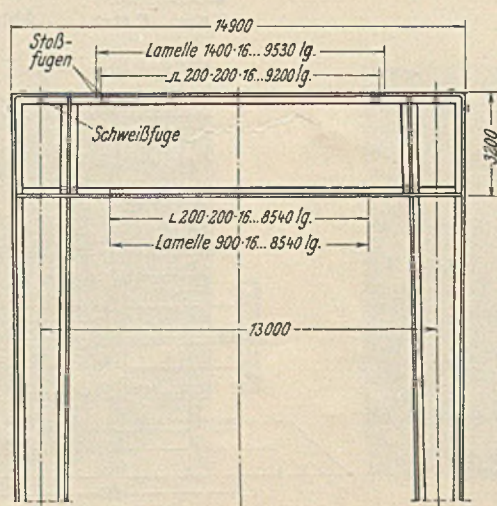


Abb. 21. Lage der Schweißverbindungen in den Rahmenecken.

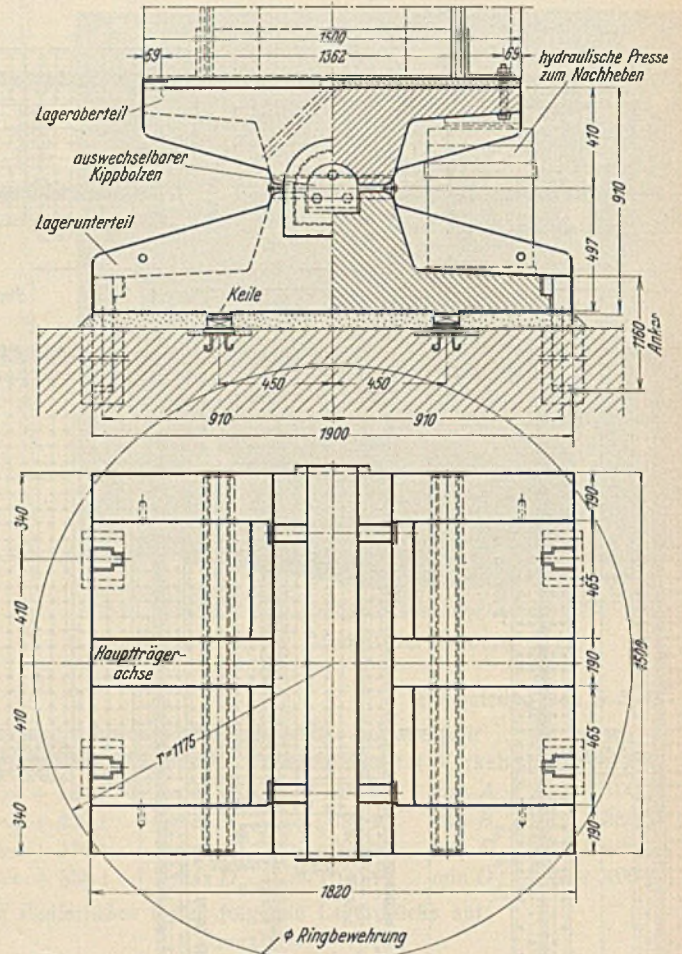
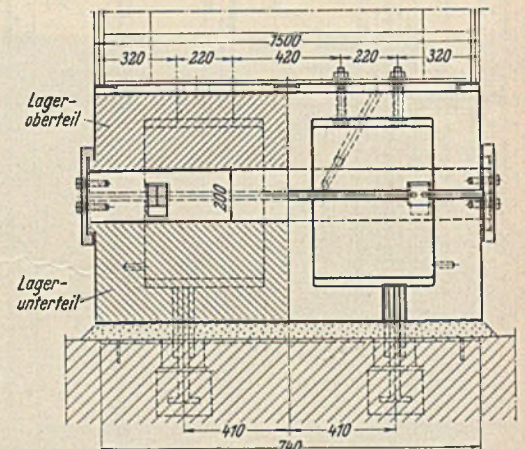


Abb. 25. Fußgelenk der Pendelstützen.



Zu Abb. 25.

Aussparung für die Trapfröhre
Zu Abb. 25.

Knicksicherheit der Blechwände.
Die Knicksicherheit der hohen Stegblechwände wurde nach den Untersuchungen von Hans Rode, die im Eisenbau 1916 „Beitrag zur Theorie der Knickspannungen“ veröffentlicht sind, nachgewiesen. Zur Erhöhung der Knicksicherheit sind in den Stegblechzonen über den drei Mittelstützen B, C und D, wo Momente und Querkräfte zugleich Größtwerte erreichen, Verstärkungsbleche angeordnet, die über die ganze untere Querschnittshälfte gehen und rechts und links der Stütze je über 1 1/2 Felder hinweggreifen.

Die Durchbiegung der Hauptträger unter der ständigen Last ist für die einzelnen Öffnungen entsprechend der Zunahme der Stützweiten zu 30, 32, 36 und 53 mm berechnet worden. Um die gleichen Maße wurden die Hauptträger überhöht.
Grundpfeiler der stählernen Zwischenstützen und Ortswiderlager.

Die Zwischenstützpfeiler sind in einer Tiefe von 10 bis 14 m unter Gelände auf festem Knollen-

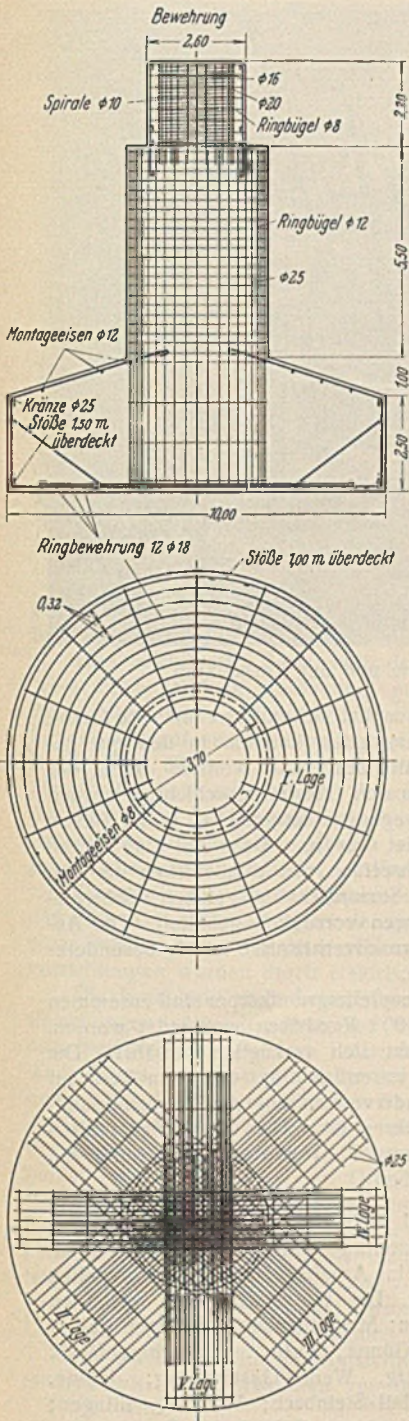


Abb. 26a. Bewehrung der Grundkörper.

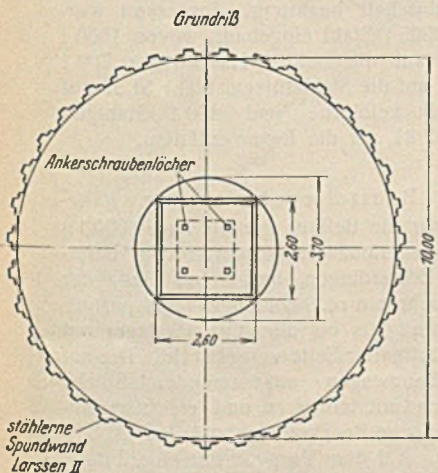


Abb. 26. Grundriß des Grundkörpers für einen Stützenstiel.

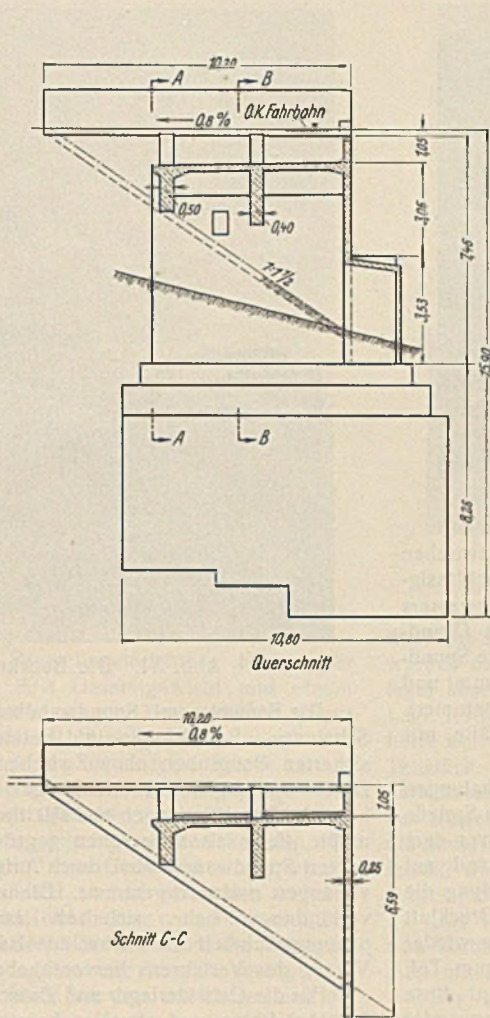


Abb. 27. Widerlager (Richtung Stuttgart) am festen Lager.

mergel gegründet. Auf kreisrunden Eisenbetongrundplatten von 10 m Durchm. sind die zylindrisch ausgebildeten Pfeilerschäfte eingespannt, die die quadratischen Auflagerquader mit 2,6 × 2,6 m Seitenabmessungen

(Abb. 26) tragen. Die Bewehrung der Auflagerquader, der Pfeilerschäfte und der Grundplatte ist aus Abb. 26a zu ersehen. Die Sockel treten nur ungefähr 50 cm über den Boden hervor. Als größte Bodenpressung in der Sohle wurde 5 kg/cm² zugelassen, unter Berücksichtigung einseitigen Erddrucks und der ungünstigsten Belastungsfälle aus Eigengewicht, Verkehrslast und Winddruck.

Die Ortswiderlager zeigen Kastenform und sind als Hohraumwiderlager ausgebildet (Abb. 27 u. 28). Über den massiven Stützwänden unter den Lagern der Hauptträger sind Querträger angeordnet, die seitlich ausragen und die Umfassungswände tragen. Der Damm der Autobahn ist im Innern des Hohraumwiderlagers so abgebösch, daß die Außenwände vom Erddruck frei bleiben.

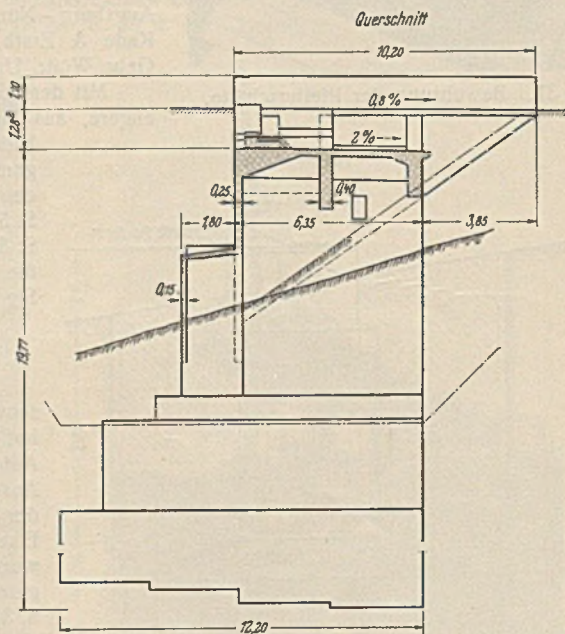
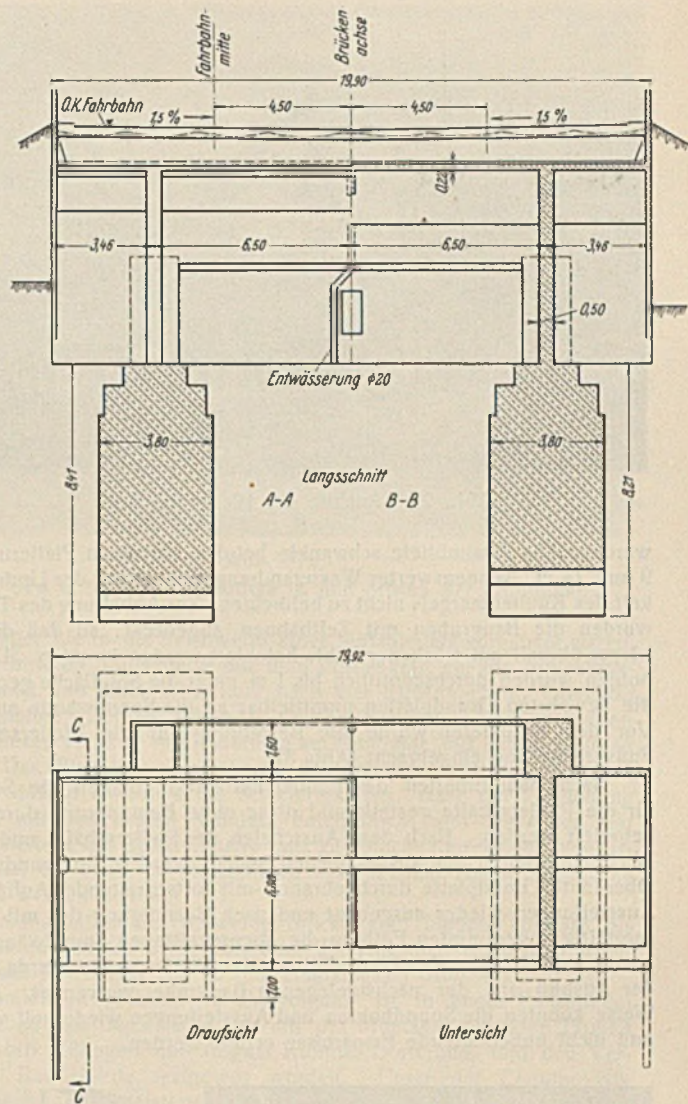


Abb. 28. Widerlager (Richtung Ulm) am beweglichen Lager.



Aushub der Baugruben.

Ausführung der Pfeiler und Widerlager.

Das Ausschachten des Bodens in offenen Baugruben mit natürlicher Böschung oder gewöhnlicher Absprießung der Grubenwände war wegen der Störung des natürlichen Gleichgewichtszustandes nicht ratsam, da plötzlich auftretende Gleitbewegungen und Rutschungen die Arbeiter gefährden. Deshalb entschloß man sich zur Anwendung von kreisrunden Spundwandbrunnen von 10 m Durchm. mit Larssen-Spundwandbohlen Profil II (Abb. 29). Nach dem Rammen des Brunnenkranzes konnte der gelöste Boden mit einem Greifbagger ausgehoben werden. Mit fortschreitender Tiefe wurden die Spundwandbrunnen durch kreisrunde C-Stahlringe ausgesteift und letztere mit Holzkellen gegen die Spundbohlen festgekeilt (Abb. 30). Die Aussteifung mittels C-Stahlringen (C 18 bis C 22) reichte im allgemeinen aus; bei Auftreten besonders starken Druckes sowie beim Nachrammen von Spundbohlen mußten die Stahlringe durch kräftige Sprießhölzer und Streben verspannt



Abb. 29. Aushub der Pfeilergründung.

werden. Die Aushubtiefe schwankte bei den einzelnen Pfeilern zwischen 9 und 14 m. Nennenswerter Wasserandrang war wegen der Undurchlässigkeit des Knollenmergels nicht zu befürchten. Zur Abhaltung des Tagwassers wurden die Baugruben mit Zeltbahnen abgedeckt, so daß die Grundkörper überall auf trockener Sohle betoniert werden konnten. Die Spundbohlen wurden durchschnittlich bis 1 m unter die Sohlfläche gerammt und die bewehrten Grundplatten unmittelbar an die Spundwände anbetoniert. Vor dem Betonieren wurde die Bewehrung für die Pfeilerschäfte mit Fußverankerung eingebracht (Abb. 31).

Nach dem Erhärten des Fundamentbetons konnten die Schalungen für die Pfeilerschäfte gestellt und diese ohne Behinderung durch Sprieße betoniert werden. Nach dem Ausschalen der Pfeilerschäfte und vor dem Wiedereinbringen des ausgehobenen Bodens wurden die Spundwände auf Oberkante Grundplatte durchgebrannt, mit fortschreitender Auffüllung die Ausstufungen wieder ausgebaut und nach Beendigung der mit Druckluft sorgfältig abgerammten Füllung die abgeschnittenen Spundwände wieder gezogen (Abb. 32). Zur Hinterfüllung der Pfeilerschäfte wurde zum Teil der Aushub aus der nächstgelegenen Baugrube verwendet. Auf diese Weise konnten die Spundbohlen und Ausstufungen wiederholt verwendet und nicht unbedeutende Ersparnisse erzielt werden.

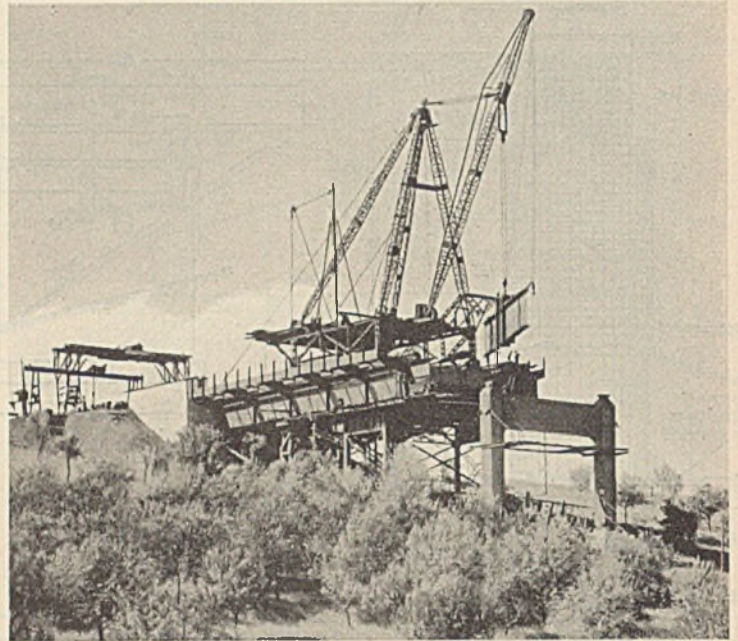


Abb. 34. Die Bockkrane und der Vorbaukran.

Die Bauweise mit Spundwandbohlen hat sich gut bewährt; die Grab-, Schalungs-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten konnten in den gut gesicherten Baugruben ohne Zwischenfälle ausgeführt werden. Trotz der Durchfeuchtung des Knollenmergels in den Oberflächenschichten wurden keinerlei Verschiebungen und Gleitbewegungen festgestellt. In der Talau mußte tiefer als vorgesehen gegründet werden. Dazu hat man die zu kurzen Spundwandbohlen durch Aufschweißen von Abfallstücken um 3 m verlängert und nachgerammt. Die als Stumpfnähte ausgeführten Schweißverbindungen haben sich beim Rammen vorzüglich gehalten. Die Anpassungsfähigkeit an wechselnde Baugrundverhältnisse ist als besonderer Vorzug des Verfahrens hervorzuheben.

Für die Ortswiderlager und Zwischenpfeilergrundkörper sind zusammen 5 800 m³ Beton und etwas mehr als 100 t Rundisen verwendet worden. Das gewählte Gründungsverfahren hat sich vorzüglich bewährt. Die Gründungskosten waren niedrig, was zum Teil auf die mehrfache Wiederverwendung der Larssen-Spundbohlen zurückzuführen ist. Die Gründungsarbeiten wurden von der Firma Ph. Holzmann, Frankfurt a. M., ausgeführt.

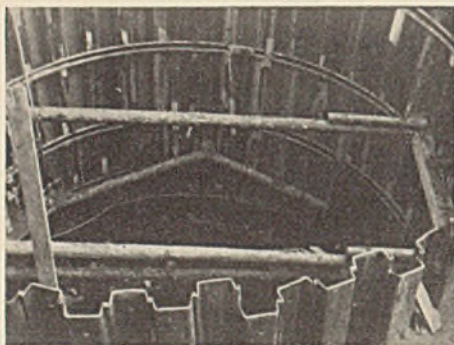


Abb. 30. Ausstufungen der Spundwandbrunnen.

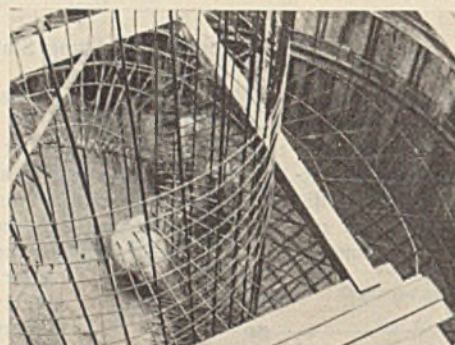


Abb. 31. Bewehrung der Pfeilerschäfte.

Lieferung und Aufstellung des Stahlbaues.

Mit der Herstellung und Lieferung der Stahlkonstruktion war eine Arbeitsgemeinschaft von sieben Firmen beauftragt. Die Werkstattarbeiten verteilten sich auf die Firmen: Maschinenfabrik Eßlingen (federführend); August Klönne, Dortmund; Maschinenfabrik Augsburg - Nürnberg, Werk Gustavsburg; Wälde, Kade & Erath, Hall-Steinbach; W. Luig, Illingen; Gebr. Wöhr, Unterkochem; C. H. Jucho, Dortmund.

Mit der Aufstellung der Stahlbrücke wurde die engere, aus Maschinenfabrik Eßlingen und August Klönne, Dortmund, gebildete Arbeitsgemeinschaft beauftragt. Insgesamt wurden 3965 t Stahl eingebaut, wovon 1000 t St 52 auf die beiden Hauptträger, 700 t St 37 auf die Stahlstützen, 600 t St 37 auf die Buckelbleche und 230 t Stahlguß Stg 52/81 auf die Lager entfallen.

Baustelleneinrichtung.

Für die Befuhr der bis zu 30 000 kg schweren Einzelstücke wurde vom Bahnhof Echterdingen ausgehend auf der Autobahn ein rd. 9 km langes regelspuriges Anschlußgleis bis zum Ortswiderlager auf der Stuttgarter Seite vorgestreckt. Die auf Eisenbahnwagen ankommenden Stücke wurden mit fahrbaren und elektrisch angetriebenen Bockkranen abgeladen (Abb. 9 u. 34). Auf dem Vorplatz war eine Zulage eingerichtet, auf der die zusammengehörigen Halbstücke der Hauptträger zusammengefügt und vernietet wurden. Neben der Zulage befanden sich auf dem Montagevorplatz noch Schuppen für Werk-

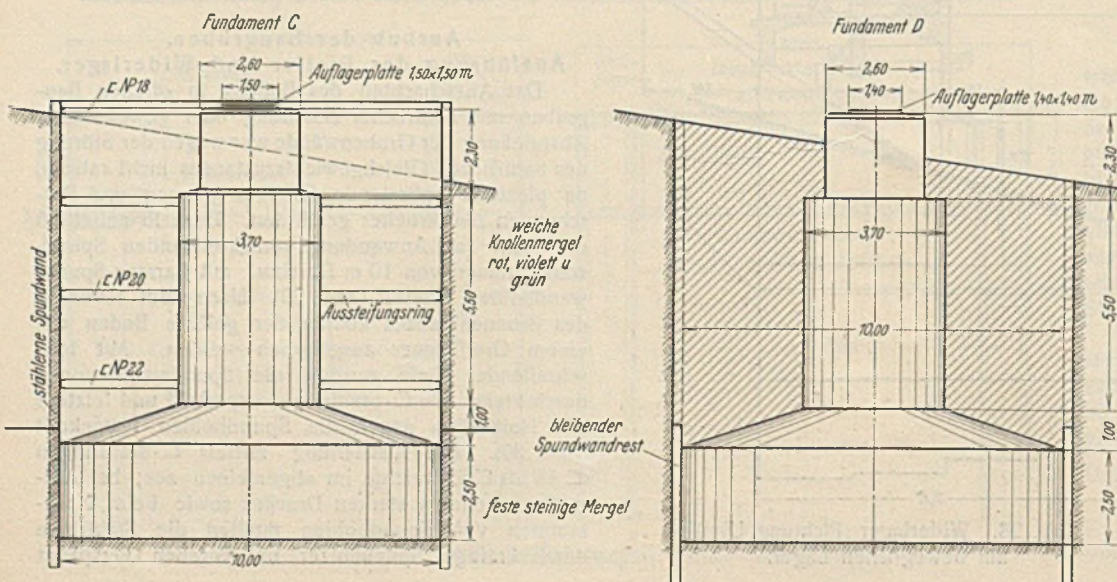


Abb. 32. Pfeilergründung vor und nach der Verfüllung.

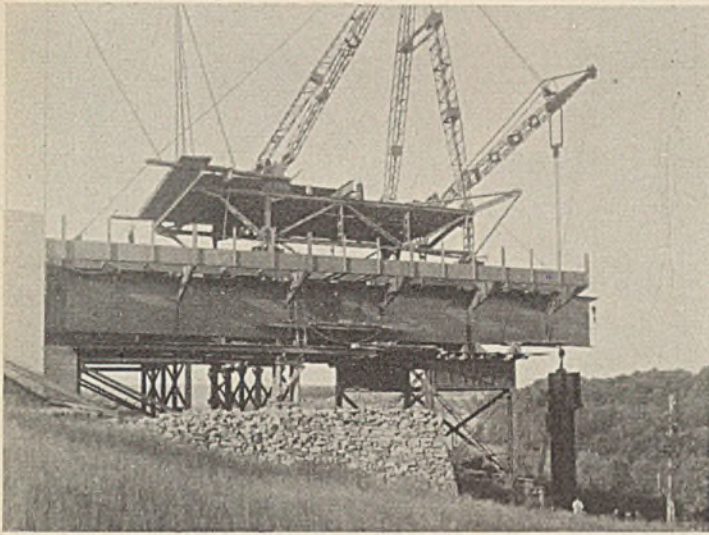


Abb. 36. Das feste Gerüst in der Öffnung A B.

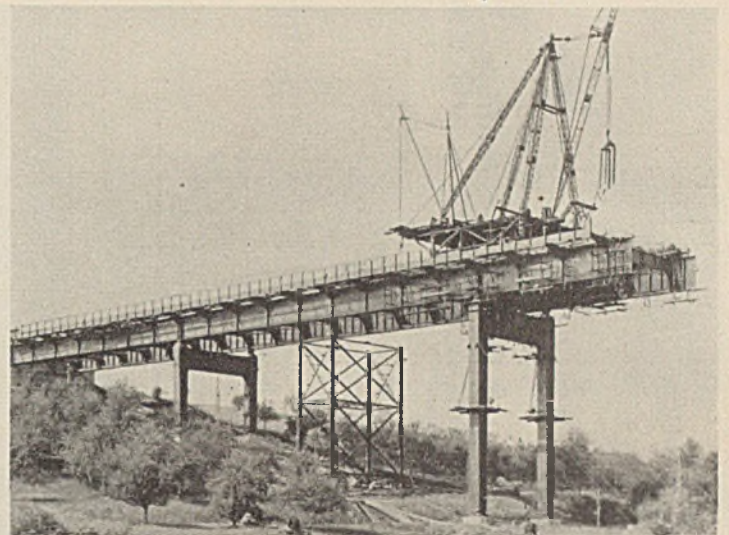


Abb. 37 a.

Abb. 37 a u. b. Die Hilfsstütze in den Mitten der Öffnungen.

zeugschmiede, Werkzeuglager, Kompressorenanlage und Mannschaftsbaracken für die Unterkunft der Belegschaft.

Den wichtigsten Bestandteil der Baustelleneinrichtung bildete der 25 m hohe fahrbare Vorbaukran mit 90 t Gesamtgewicht und einem 32 m langen Ausleger, der bei 18 m Ausladung eine Last von 30 t tragen konnte und auf einem besonderen Gleis mit 11 m Spurweite verschoben wurde (Abb. 33, 34 u. 35). Das Fahrgleis war in einzelne Stücke zerlegbar, so daß beim schrittweisen Vorschub des Kranes auf dem fertigen Teil des Tragwerks die hinten freigewordenen Gleisstücke mit Schwellen und Unterzügen aufgehoben und vorn wieder angefügt werden konnten. In jeder Arbeitsstellung mußte der Kran mit dem Gleis und dieses wieder mit dem fertigen Teile der Stahlkonstruktion so fest verbunden werden, daß eine Kippgefahr auch bei der größten Ausladung von 18 m und bei einer Belastung von 30 t ausgeschlossen war. Die Hub- und die Ausleger- vorrichtungen wurden durch elektrisch angetriebene Winden betätigt.

Die Errichtung eines Lehrgerüsts hätte bei dem unsicheren und zu Rutschungen neigenden Baugrund sehr große Kosten verursacht. Man entschied sich für teilweisen Freivorbau mit einzelnen Stützböcken. Ein 40 m langes Anfangsstück mußte auf festen Gerüsten aufgestellt werden, um vor Kopf mit dem schweren Baukran arbeiten zu können (Abb. 36). Zur Verringerung der freischwebenden Trägerlänge und zur Beschleunigung des Bauvorgangs wurde in der Mitte jeder Öffnung ein stählernes Hilfsgerüst aufgestellt, auf dessen Grundstützen die bis 32 m vorkragenden Hauptträgerenden abgestützt und um das Maß des entstandenen Durchhangs (bis zu 20 cm) mit Druckwasserpressen angehoben werden konnten (Abb. 37 a u. b). Bei einer Freivorbaulänge bis zu 32 m waren die Hauptträger des Überbaues ohne zusätzliche Verstärkung und ohne Endverankerung imstande, den 90 t schweren Vorbaukran und eine angehängte Last von 30 t bei einer Auskrantung von 18 m mit Sicherheit zu tragen.

Bemerkenswert sind die Aufstellung und der Einbau der Pendelstützrahmen mit dem Vorbaukran von oben (Abb. 38, 39 u. 40). Nachdem

die Hauptträger bis in die Reichweite eines Stützpfiebers vorgebaut waren, wurden die unteren Stützteile mit dem Vorbaukran auf die Fußgelenklager abgesetzt und durch Abseilung nach vier Richtungen in lotrechter Lage festgehalten. Bei den hohen, in drei Teile zerlegten Stützen wiederholte sich dieser Vorgang mit Abseilung am Kopfende mit jedem weiteren Teilstück. Das Einsetzen der oberen Querrahmen in die genau ausgerichteten Stützen machte keine Schwierigkeiten. Nach der Verbindung des Riegels mit den beiden Ständern durch Dorne und Schrauben war die Standsicherheit des Stützrahmens quer zur Brücke hinreichend gewährleistet, worauf die über die Stützrahmen auskragenden Hauptträgerstücke vorgestreckt werden konnten.

Das Heranschaffen der schweren Stücke vom Montagevorplatz bis zum Vorbaukran geschah auf einem über den Konsolen verlegten Fördergleis mit zwei Rollwagen von je 15 t Tragfähigkeit (Abb. 41).

Der vorstehend geschilderte Bauvorgang ist in enger Zusammenarbeit zwischen den Ingenieuren der mit der Montage betrauten Firmen Maschinenfabrik Eßlingen und August Klönne, Dortmund, und den Vertretern der Baubehörde festgelegt worden. Unter der Leitung von zwei erfahrenen Richtmeistern waren auf der Baustelle insgesamt nur 40 bis 45 Fach- und Hilfsarbeiter erforderlich. Die Belegschaft war eingeteilt in vier Nietgruppen, eine Schweißergruppe, eine Fördergruppe, eine Anreichergruppe, eine Vorbaugruppe und in eine Gerüstgruppe. Die Belegschaft unterstand dem Oberriechmeister Rees der Maschinenfabrik Eßlingen, dem ein Richtmeister der Firma Klönne unterstützend beigegeben war.

Der von Oberingenieur Schwarz der Maschinenfabrik Eßlingen bis in alle Einzelheiten festgelegte Bauvorgang stellte an die Richtmeister, die Arbeiter der Gerüstgruppe und vor allen Dingen an die Arbeiter der Vorbaugruppe außerordentliche Anforderungen an Umsicht, Schwindelfreiheit, Gewandtheit und Wagemut. Das Zusammenarbeiten auf der Baustelle war vorbildlich. Die Vorbaugruppe zeichnete sich durch glänzende Leistungen besonders aus. Als Höchstleistung an einem Tage wurde der

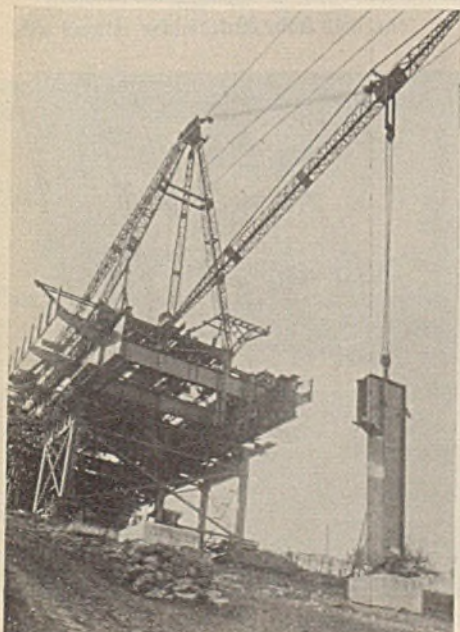


Abb. 33. Der Vorbaukran setzt Stütze B.

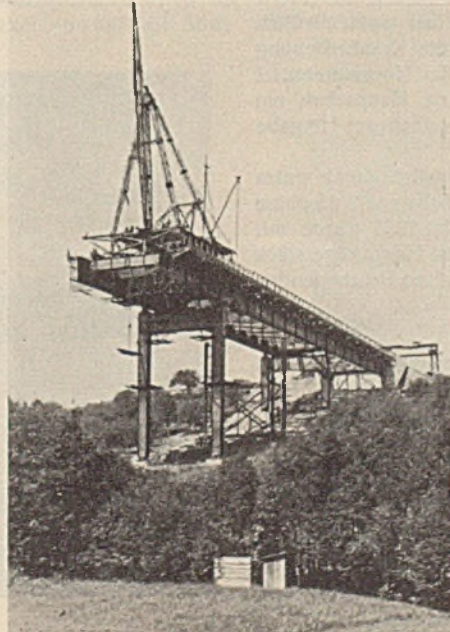


Abb. 35. Der Vorbaukran über Stütze C.

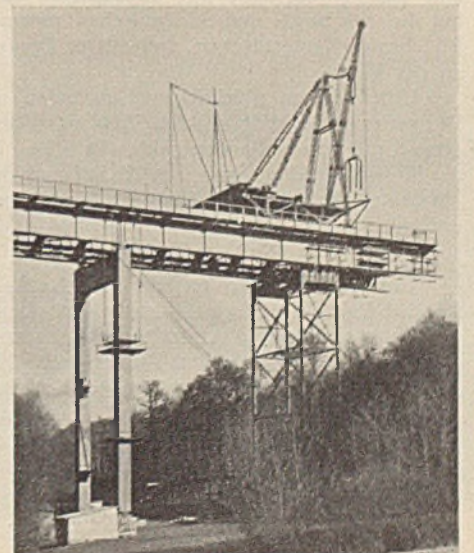


Abb. 37 b.

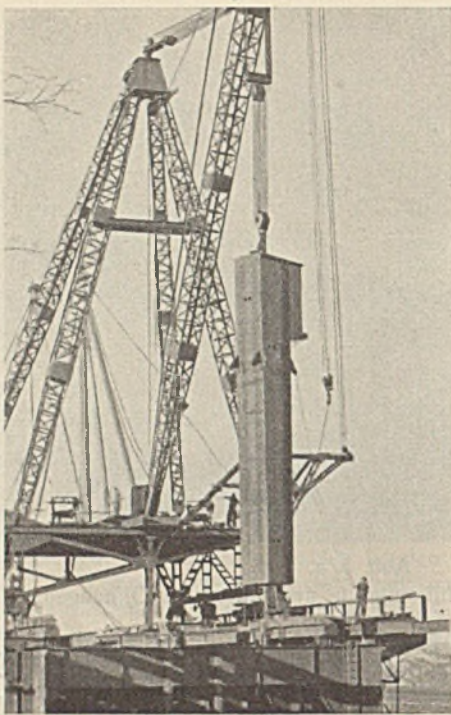


Abb. 38a.



Abb. 38b.

Abb. 38a u. b. Der Einbau einer Pendelstütze von oben.

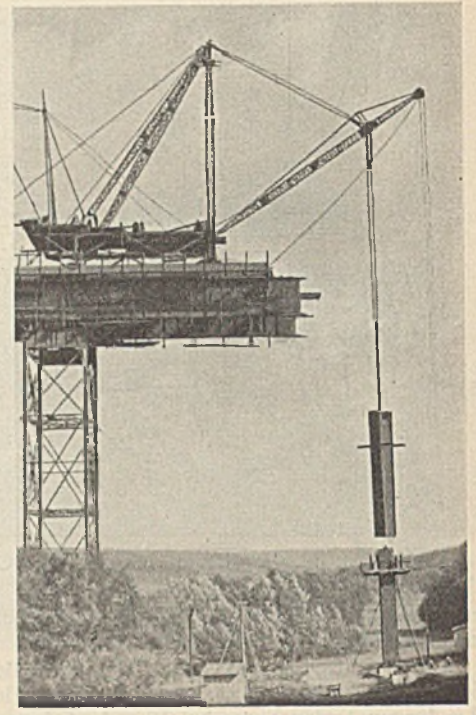


Abb. 39a.

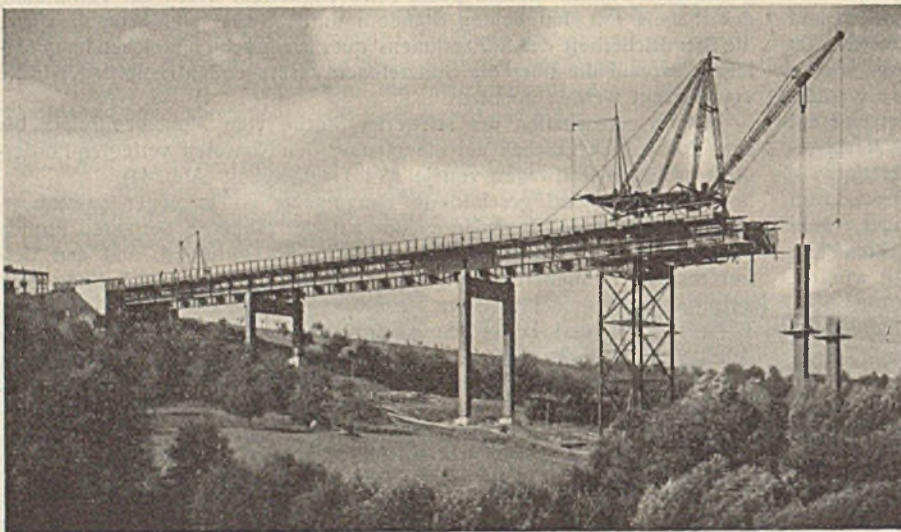


Abb. 39b.

Abb. 39a bis d. Aufbau des höchsten Stützrahmens D.

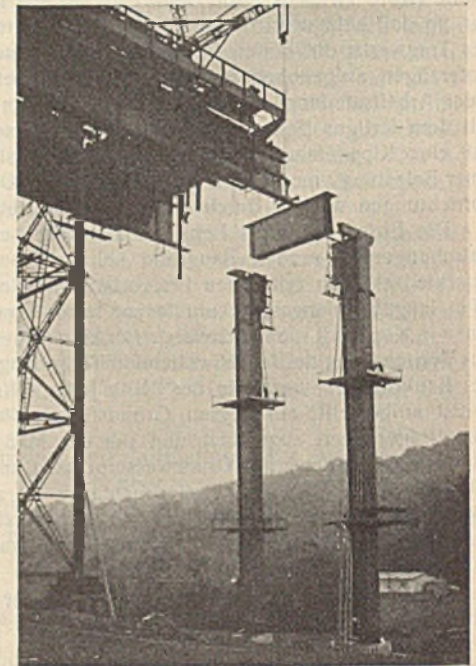


Abb. 39d.

Einbau von 1 Hauptträgerstück, 3 Querträgern und 3 Windverbandfeldern mit annähernd 100 t erreicht. Ohne laute Befehle, fast ausschließlich durch Zeichen und Winke des Richtmeisters erledigte die Kranbedienung und die Vorbaugruppe ihre schwierigen Aufgaben. Im Zusammenspiel bot die aus Nord- und Süddeutschen zusammengesetzte Mannschaft ein Bild bester Kameradschaft, freiwilliger Disziplin und selbstloser Hingabe an das Werk.

Unter diesen glücklichen Umständen und begünstigt durch gutes Bauwetter war es möglich, den Stahlbau in der kurzen Frist von 9 Monaten ohne Unfall zu vollenden (Abb. 42a u. b). Am 26. Mai 1935 wurde mit der Aufstellung begonnen, am 17. Januar 1936 das letzte Hauptträgerstück eingesetzt (Abb. 43) und damit die Verbindung der beiden Brückenden erreicht.

Baukosten.

Die Gesamtbaukosten der Sulzbachtalbrücke beliefen sich auf 2,5 Mill. RM. Zu Gewichts- und Kostenvergleichen mit anderen Bauwerken können die folgenden Angaben herangezogen werden:

- Überbaustahlgewicht ohne Tonnenbleche 0,34 t je m² nutzbare Fahrbahnfläche (Gesamtbrückenlänge × Geländerlichtabstand),
- Überbaustahlgewicht mit ausgesteiften Tonnenblechen 0,42 t/m² nutzbare Fahrbahnfläche (Gesamtbrückenlänge × Geländerlichtabstand),
- Einheitskosten je m² Grundfläche 350 RM,
- Einheitskosten je m³ ungebauten Raum 12,4 RM.

Trotz der Schwierigkeiten der Gründung gehört die Sulzbachtalbrücke zu den billigsten Bauten dieser Art bei den Reichsautobahnen.

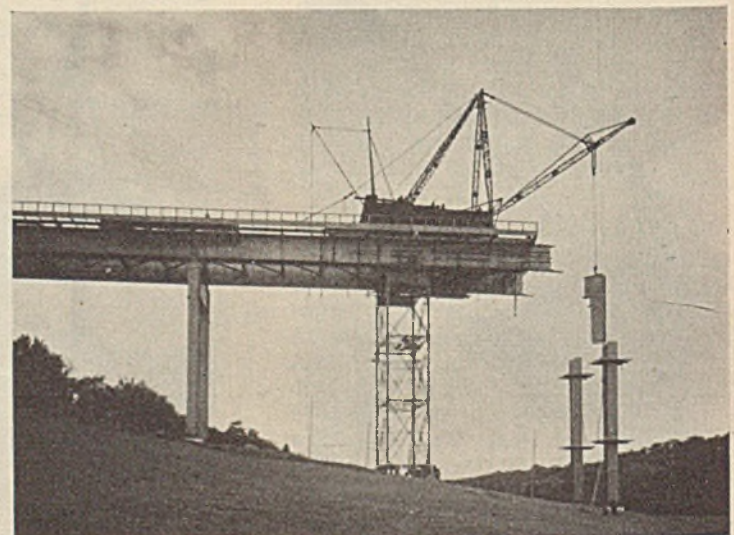


Abb. 39c.

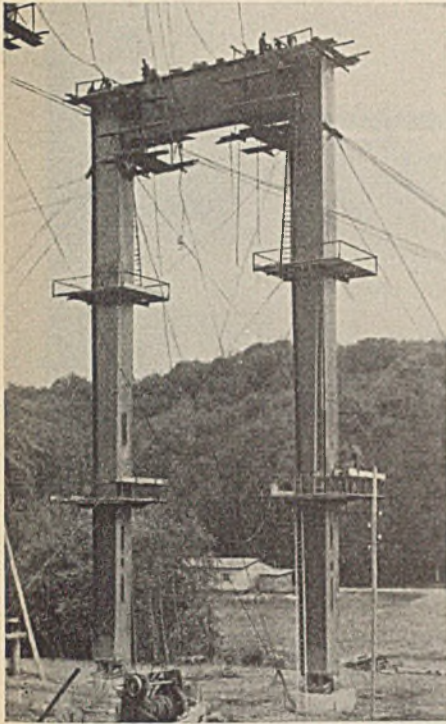


Abb. 40. Die Seilverspannungen der freistehenden Stütze *D*.

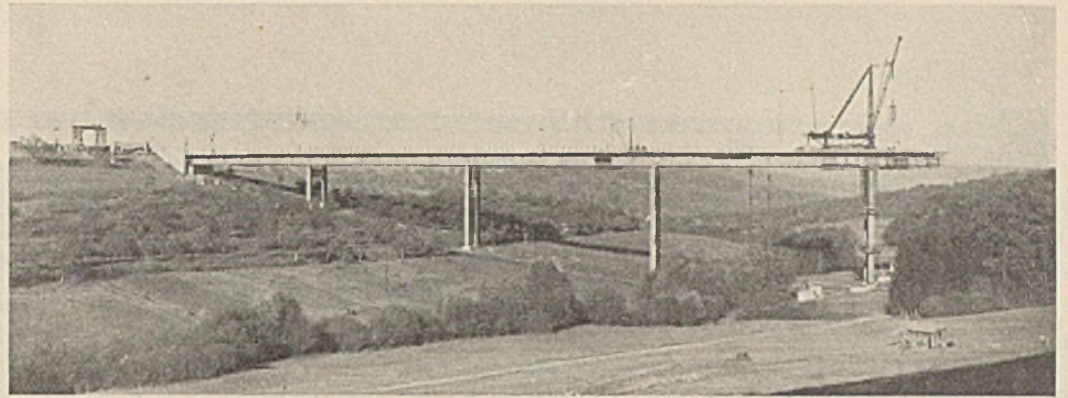


Abb. 42a. Die größte Öffnung *DD'* ist überschritten.

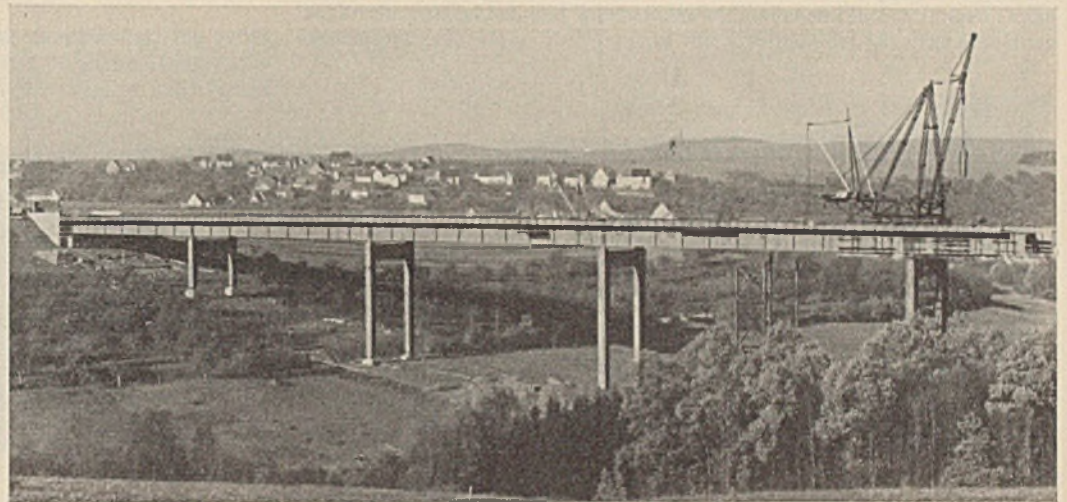


Abb. 42b. Bei der Montage. Im Hintergrunde Denkendorf.

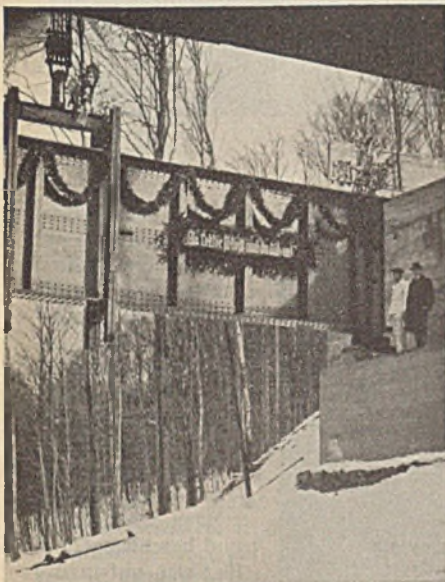


Abb. 43.
„Als Letzter schließt auch du dich an“.

Planbearbeitung und Bauleitung.

Um die Planung und den Bau der Reichsautobahnstrecke Stuttgart—Ulm haben sich der verstorbene Oberbaurat Hurt und sein Nachfolger Reichsbahnoberbaurat Kern verdient gemacht. Der Entwurf der Sulzbachtalbrücke stammt vom Verfasser, der auch mit der verantwortlichen Leitung des Baues betraut war. Die Entwurfspläne wurden im Brückenbüro der OBK Stutt-

gart bearbeitet. Die örtliche Leitung lag in den Händen des Vorstandes der Bauabteilung Stuttgart, Reichsbahnrat Dr.-Ing. Hahn. Mit der baulichen Durchbildung der Stahlkonstruktion, der Prüfung der Werkpläne und statischen Berechnungen, der Beaufsichtigung der Werkstattarbeiten und der Montage war Reichsbahnamtmann Büttner beauftragt, Reglerungsbaumeister Haupt bearbeitete die schwierige Gründung, Dipl.-Ing. Leonhardt war an der Gestaltung wesentlich beteiligt. Zu den Baugrunduntersuchungen wurde der Landesgeologe Dr. Manfred Frank, Privatdozent an der Technischen Hochschule Stuttgart zugezogen. Die statischen Berechnungen und die Werkzeichnungen für den Stahlbau wurden in der Maschinenfabrik Eßlingen durch die Oberingenieure Dipl.-Ing. Schwarz und Dipl.-Ing. Jori bearbeitet. Das reibungslose, harmonische und vertrauensvolle Zusammenarbeiten zwischen Bauverwaltung und Baufirmen kam dem Bau sehr zustatten. Die glückliche Vollendung des Werkes wurde bei dem nach altem Brauch veranstalteten Richtfest am 27. Februar im Besein von Vertretern der Staatsregierung, der Bauverwaltung, der Baufirmen und der gesamten Gefolgschaft gefeiert (Abb. 44).

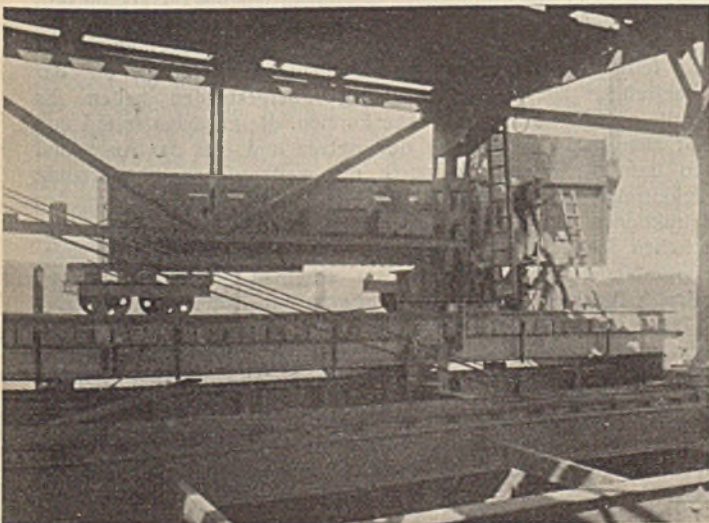


Abb. 41. Befuhr zum Vorbaukran.

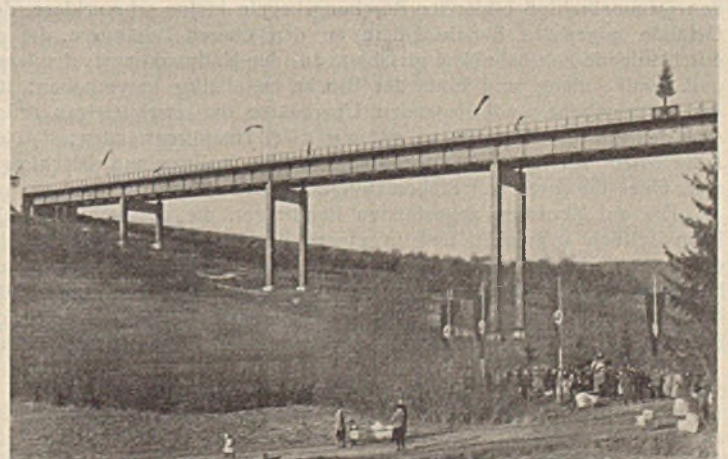


Abb. 44. Richtfest.

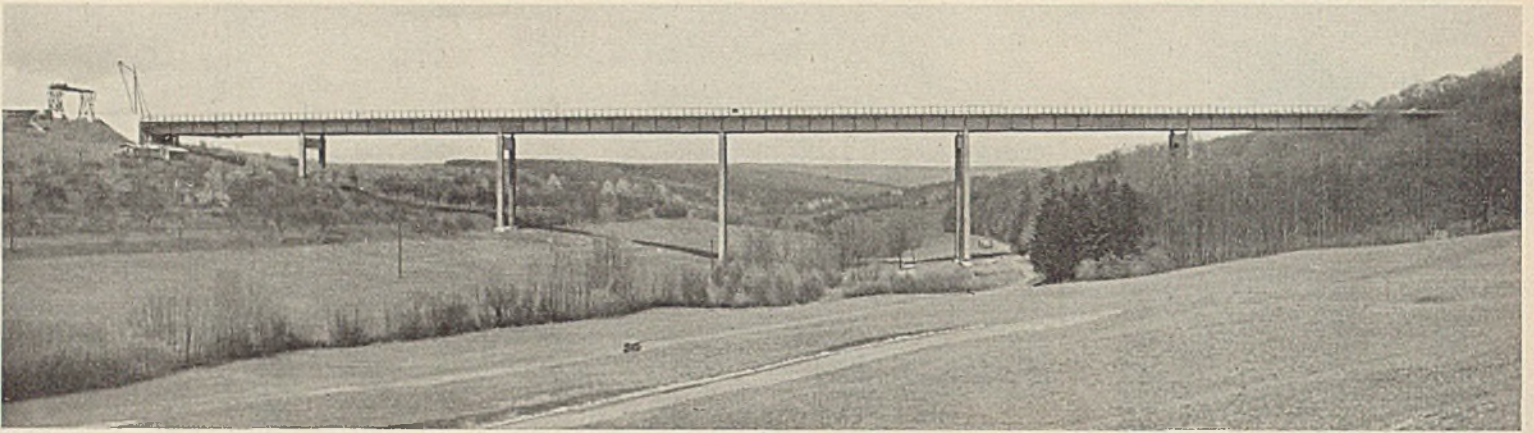


Abb. 45. Das fertiggestellte Bauwerk.

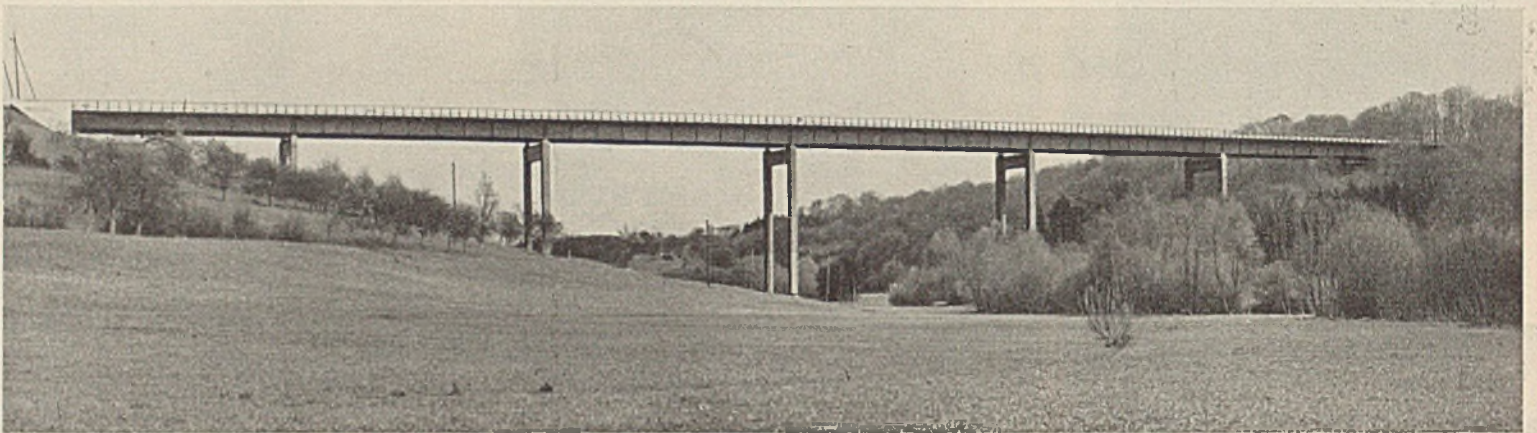


Abb. 46. Die fertige Brücke.

Die Sulzbachtalbrücke kennzeichnet den heutigen Stand der Stahlbrückenbaukunst. Vergleicht man die Sulzbachtalbrücke (Abb. 45 u. 46) mit älteren Bauten dieser Art, beispielsweise mit dem vor 40 Jahren erbauten König-Wilhelm-Viadukt bei Stuttgart (Abb. 47), so werden die Fortschritte in der Gestaltung deutlich. Statt der breiten und dicken Wandpfeiler aus Quadermauerwerk mit Sockel und Kapitälgesims schlanke Stahlstützen; statt der massiven Ortswiderlager mit architektonischen Aufbauten und hohen, den Dammabschluß bildenden Böschungskegeln kleine schmucklose, dem Gelände angepaßte Endabschlüsse an den oberen Talrändern, die das durchlaufende Fahrband gleichsam auf den Nullpunkt auslaufen lassen und damit Anfang und Ende der Brücke unauffällig hervorheben; statt der zwei nebeneinanderliegenden Überbauten der zweigleisigen Brücke eine geschlossene Deckbrücke mit nur zwei Haupttragwänden; statt der aufgelösten sperrigen Fachwerkträger straffe vollwandige Blechträger; statt eines Gewirres von Stäben ruhige Flächenwirkung.

Die auf Konsolen abgestützten Randträger, die die stählerne Fahrbahn seitlich begrenzen und in einem ungebrochenen Linienzug über die ganze Brücke durchlaufen, lassen die leichte Schwingung der Fahrbahn in der Ansicht deutlich hervortreten. Die weit ausladenden Konsolen mit dem biegeunfähig angeschlossenen Gelände beleben das Brückenbild durch rhythmische Gliederung der Ansichtsfläche, zehren

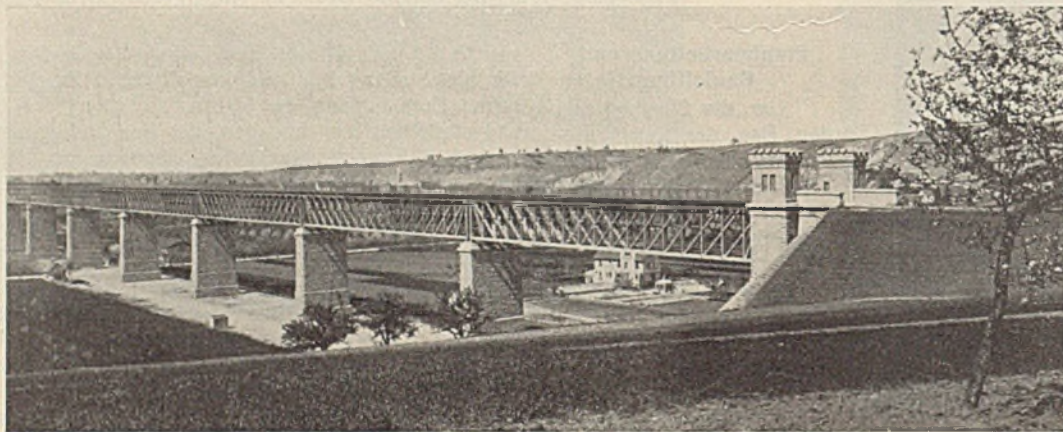


Abb. 47. Der König-Wilhelm-Viadukt bei Stuttgart.

durch Schattenwirkung einen Teil der Hauptträgerflächen auf und lassen so das Tragwerk leichter erscheinen.

Die Sulzbachtalbrücke mit ihren gerade durchlaufenden vollwandigen Balkenträgern auf schlanken Stahlstützen wirkt leicht und beschwingt und fügt sich gut in das idyllische Landschaftsbild ein. Die ungeheuer schlanken Stützen, die im Ent-

wurf gewagt erschienen und anfänglich von Architekten abgelehnt wurden, machen den besonderen Reiz des kühnen Ingenieurwerkes aus. Das fertige Bauwerk hat auch diejenigen überzeugt, die der reinen Stahlbrücke zuerst ablehnend gegenüberstanden haben. Es zeigt sich die alte Erfahrung, daß neue Formen, die zunächst fremd und ungewohnt anmuten, sich langsam durchsetzen und daß das Auge und Empfinden des Beschauers den durch die weitgetriebene Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften des Werkstoffes immer kühner werdenden Stahlkonstruktionen zu folgen vermag. Der Laie erkennt nicht mehr die technischen Schwierigkeiten, die sich aus den ungünstigen Gelände- und Baugrundverhältnissen ergaben, sie scheinen gleichsam spielend überwunden. Dagegen kommt in der Form das Kräftespiel klar und sinnfällig zum Ausdruck; das Tragwerk spricht den Beschauer an und bedarf keiner Erklärung und Erläuterung. Aus der Übereinstimmung von Form und Gehalt ist die eigengesetzliche Schönheit entstanden, die das Bauwerk auszeichnet.

Alle Rechte vorbehalten.

Bühnenbauten aus Drahtnetzkörpern.

Von Dr.-Ing. habil. Chr. Keutner, München.

Im Laufe der letzten zwei Jahrzehnte haben sich die Drahtnetzkörper, auch Drahtschotterkörper genannt, als Bauelement als ein nicht mehr entbehrliches Hilfsmittel erwiesen. Besonders bei Wasserbauten in gebirgigen Gegenden, in denen das für die Füllung der Baukörper benötigte Steinmaterial als Flußgeschiebe oder als Bruchstein aus nahegelegenen Steinbrüchen in großer Menge billig vorhanden ist, hat diese Bauweise eine immer größere Verbreitung gefunden.

Der Verfasser hatte Gelegenheit, auf einer Studienreise, die er als Stipendiat der William-G.-Kerckhoff-Stiftung, Bad Nauheim, 1934 unternahm, die Verwendung dieses Bauelements in den verschiedenartigsten

geflecht hergestellt und mit Geschiebe gefüllt wurden. Mehrere solcher Drahtnetzzyylinder mit mindestens 0,30 m Durchm. wurden aneinandergereiht und miteinander zu einem zusammenhängenden Baukörper verbunden. Abb. 1 zeigt diese Drahtnetzkörper bei C als Böschungssicherung und einen Bühnentyp, den Serrazanetti in Gebirgsflüssen von mehr als 6% Gefälle mit großem Erfolg angewendete. Der Bühnenkörper wurde aus senkrecht versenkten und miteinander verbundenen röhrenförmigen Drahtnetzkörpern mit einem Durchmesser von 1 m gebildet (A). Die Sicherung

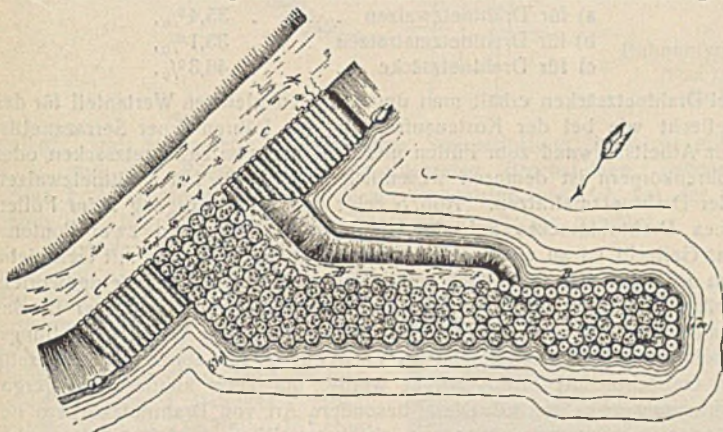


Abb. 1. Bühnentyp nach Serrazanetti.
(Aus „Wasserschutzbauten“ von Serrazanetti.)

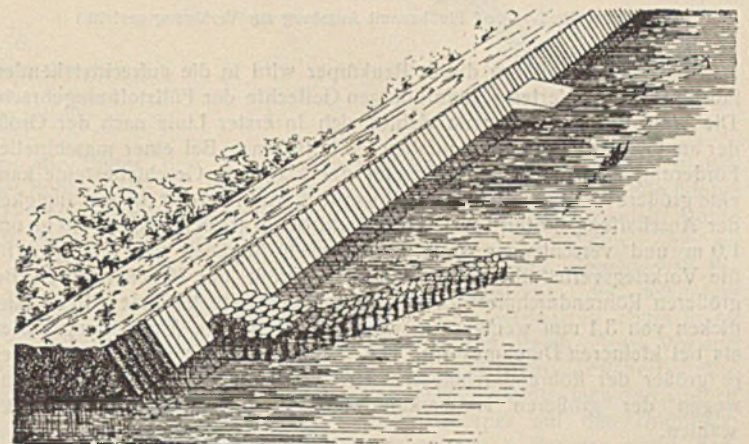


Abb. 2. Bühnentyp nach Serrazanetti (Tauchbühne).
(Aus „Wasserschutzbauten“ von Serrazanetti.)

Formen zu studieren und die Erfahrungen für eine allgemeine Untersuchung der Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau im Auftrage der Ministerialbaubehörde des Bayerischen Staatsministeriums des Innern zu verwerten¹⁾. In folgendem soll die Anwendung dieser Bauweise bei Bühnenbauten an ausgeführten Beispielen näher untersucht werden.

Allgemein können im Wasserbau zwei Bauweisen unterschieden werden: die beständige und die einstweilige Bauweise. Unter beständiger Bauweise versteht man Massivbauten aus Bruch- oder Kunststeinen, aus Beton und Eisenbeton mit unbegrenzter Lebensdauer und unter einstweiliger Bauweise Bauten aus Faschinat, Holz oder Drahtgeflecht, deren Lebensdauer man nur mit 5, 10, höchstens 20 Jahren annimmt, obwohl unter Umständen Betonbauwerke auch keine höhere Lebensdauer aufweisen. Durch die Einwirkung von Humussäure, durch Abflirererscheinungen in der Wasserspiegellinie, durch Verwendung eisenhaltigen Kieses gehen auch Betonbauwerke einem raschen Verfall entgegen. Die Drahtnetzbauweise kann bei geeigneter Anwendung von einer einstweiligen zu einer beständigen Bauweise werden.

Von dem italienischen Ingenieur Serrazanetti wurde die Drahtnetzbauweise in den 90er Jahren in den Wasserbau eingeführt. Er brachte die Verwendung von Drahtnetzkörpern im Laufe der Jahre in bestimmte Normen²⁾. In den Provinzen Bologna, Modena, Turin, Guneo, Alessandria, Benevento und Girgenti und besonders an den Flüssen Idice (Baujahr 1896), Stura (1900), Po (1900), Samoggia und Secchia wurde diese Bauweise erstmals bei Bühnenbauten in größerem Ausmaße angewendet, teilweise sind noch heute Bühnen nach dieser Bauart dort zu sehen. Die häufigste Anwendung fanden zylindrische Baukörper, die aus verzinktem Draht-

des Bühnenkopfes, die je nach Bedarf verstärkt werden konnte, geschah ebenfalls durch röhrenförmige Baukörper kleineren Durchmessers (B). Die Strelchseite, das ist die flußaufwärtige Seitenfläche des Bühnenkörpers, erhielt eine Hinterfüllung aus Tonerde vermischt mit Reisstroh (D)³⁾. Den Aufbau einer hakenförmigen Abweishühne (in Gebirgsflüssen wird diese Art allgemein als Tauchbühne bezeichnet) nach Serrazanetti zur Verhütung der Unterspülung eines Deichfußes zeigt Abb. 2. Der Bühnenkörper wird wiederum aus senkrecht versenkten Drahtnetzkörpern gebildet. Das Gefälle der Bühnenkrone gegen Strommitte zu ist so groß, daß der welt-

aus größte Teil ständig unter dem Wasserspiegel liegt. Die Einbindung in den Deich ist bei dieser Bauanordnung ungenügend. Bei höheren Wasserständen wird trotz der Böschungssicherung durch Drahtnetzkörper eine Auswaschung, die zur Zerstörung des Bühnenkörpers führen kann, eintreten.

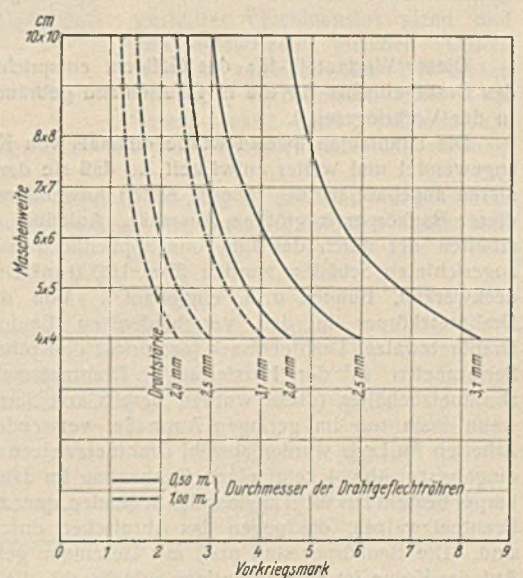


Abb. 3. Abhängigkeit der Anschaffungskosten des Drahtgeflechtes von den Maschenweiten (Vorkriegspreise).

¹⁾ a) Chr. Keutner, Die Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau. Mitteilungen des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft e. V., München, der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften, Heft 4, 1935, München u. Berlin. Verlag von R. Oldenbourg. — b) Ders., Die Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau. Wkr. u. Ww. 1935, S. 197 bis 202. — c) Ders., Die Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau. Z. d. VdI 1936, Bd. 80, S. 82 bis 83.

²⁾ a) G. Serrazanetti, Wasserschutzbauten. Praktische Normen für die Anwendung seines privilegierten Systems. 2. Auflage. Bologna 1903. Übersetzt von K. H. Schmidle. — b) Krieger, Drahtgeflechte für Wasserschutzbauten. Süddeutsche Bauzeitung 1910, S. 100 bis 104.

³⁾ Bezeichnung der einzelnen Teile einer Bühne s. R. Neger, Die Entwicklung des Bühnenbaues in den deutschen Stromgebieten (Erfahrungen, die mit Bühnen gewonnen wurden). Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 6. Berlin 1932, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

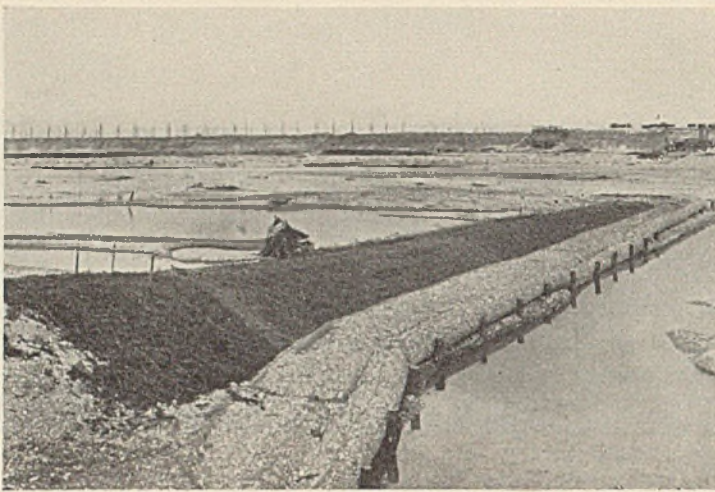


Abb. 4. Bühnenbau bei den Wiederherstellungsarbeiten der durch das Juni-Katastrophenhochwasser bei Augsburg 1910 angerichteten Schäden.

(Vom Straßen- und Flußbauamt Augsburg zur Verfügung gestellt.)

Bei der Herstellung dieser Baukörper wird in die aufrechtstehenden, fabrikmäßig gelieferten röhrenförmigen Geflechte der Füllstoff eingebracht. Die Wahl der Maschenweite richtet sich in erster Linie nach der Größe der am Ort der Herstellung anfallenden Füllsteine. Bei einer maschinellen Förderung und damit Aussortierung der kleineren Geschiebesteine kann eine größere Maschenweite gewählt werden. Abb. 3 zeigt die Abhängigkeit der Anschaffungskosten für Drahtgeflechtröhren (Durchmesser 0,50 m und 1,0 m und verschiedene Drahtdicken) nach Angaben von Krieger für die Vorkriegsverhältnisse 1910⁴⁾ von der Größe der Maschenweite. Bei größeren Röhrendurchmessern ist die Maschenweite besonders bei Drahtdicken von 3,1 mm weniger ausschlaggebend für die Anschaffungskosten als bei kleineren Durchmessern. Die Wirtschaftlichkeit wird um so größer, je größer der Röhrendurchmesser wird. Bei großen Durchmessern sind wegen der größeren Haltbarkeit stets die größten Drahtdicken zu wählen.

Welchen Anteil an den gesamten Herstellungskosten dieser Drahtnetzkörper das Drahtgeflecht hat, zeigt eine Kostenaufstellung von Serrazanetti um das Jahr 1900⁵⁾:

Durchmesser der Röhren 0,30 m, Maschenweite 6 cm.

Kosten der fabrikmäßig hergestellten Drahtgeflechte für		
1 m ² zu bedeckende Fläche	3,50 L.	46,7 %
Kosten des trockenen Füllstoffes	2,— L.	} 53,3 %
Transport des Füllstoffes an Ort und Stelle	0,50 L.	
Arbeitslohn für Auffüllen der Röhren und Verlegen	1,50 L.	
	<u>7,50 L.</u>	100,0 %

Dieser Wertanteil für das Geflecht entspricht ungefähr den Kosten des Drahtgeflechts für die in Deutschland gebräuchlichen Drahtnetzsäcke in der Vorkriegszeit⁶⁾.

Die Drahtnetzbauweise wurde erstmals von Krieger in Deutschland angewendet und weiter entwickelt, so daß sie den süddeutschen Verhältnissen angepaßt wurde. Dieser ersten Anwendung entsprach ein Einbau dieser Baukörper in größtem Ausmaße. Anlässlich der Wiederherstellungsarbeiten der durch das Juni-Katastrophenhochwasser bei Augsburg 1910 angerichteten Schäden wurden über 10000 m³ Drahtnetzkörper zu Uferdeckwerken, Bühnen u. ä. eingebaut⁷⁾. Von dieser Zeit an werden Drahtnetzkörper in den verschiedensten Bauformen hergestellt: als Drahtnetzwalze, Drahtnetzsack (entspricht den röhrenförmigen Baukörpern Serrazanettis in der Herstellung), Drahtnetzmatratze und viereckige Drahtnetzbehälter (diese wurden bereits von Serrazanetti als Baukörper, wenn auch nur im geringen Ausmaße, verwendet). Bei diesen ersten Arbeiten im Lech wurden sowohl Drahtnetzwalzen als auch Drahtnetzsäcke eingebaut. Abb. 4 zeigt einen Bühnenbau im Jahre 1911. Der Bühnenkörper besteht aus dicht aneinander liegenden, quer zur Strömung gerichteten Drahtnetzwalzen, die gegen das Abrutschen durch Pfahlreihen gesichert sind. Die Baukörper sind prall mit Geschiebe gefüllt und oben vernäht. Auf der Krone ist eine Spreulage aufgebracht, die durch ein Drahtgeflecht niedergehalten und gesichert wird.

⁴⁾ s. Fußnote 2b, S. 102.

⁵⁾ s. Fußnote 2a.

⁶⁾ s. Fußnote 1a, S. 45.

⁷⁾ a) s. Fußnote 2b. — b) L. Puchner, Die Verwendung von Drahtnetzkörpern am Lech. Süddeutsche Bauzeitung 1912, S. 392 ff. — c) Chr. Keutner, Die Verwendung von Drahtnetzkörpern im Wasserbau. Wkr. u. Ww. 1936, S. 9.



Abb. 5. Füllen eines Drahtnetzsackes.

(Von der Ministerialbaubehörde des bayerischen Staatsministeriums zur Verfügung gestellt.)

Der Wertanteil des Geflechts an den Herstellungskosten war für die verschiedenen Bauformen auch verschieden groß. So erhielt man:

- a) für Drahtnetzwalzen 35,4 %
- b) für Drahtnetzmatratzen 33,1 %
- c) für Drahtnetzsäcke 46,3 %

Bei Drahtnetzsäcken erhält man ungefähr den gleichen Wertanteil für das Geflecht wie bei der Kostenaufstellung für Röhrenkörper Serrazanettis. Der Arbeitsaufwand zum Füllen und Verlegen von Drahtnetzsäcken oder Röhrenkörpern ist demnach wesentlich kleiner als bei Drahtnetzwalzen oder Drahtnetzmatratzen. Abb. 5 zeigt den Arbeitsvorgang beim Füllen eines Drahtnetzsackes auf einer Arbeitsbühne zwischen zwei Pontons. Das Geflecht ist an einem Bockgerüst aufgehängt und wird mit Geschiebe von der nahen Geschiebebank gefüllt und nach dem Vernähen eingeworfen. Außer Drahtnetzkörpern, bei denen die Füllsteine unmittelbar in das Drahtgeflecht eingebracht werden, fanden bei den Wiederherstellungsarbeiten am Lech noch Baukörper Verwendung, bei denen die Innenseite der Geflechte mit Jute gefüttert wurde, um auch kleineres Baggergut aufnehmen zu können. Diese besondere Art von Drahtnetzkörpern bewährt sich keinesfalls, wenn mit jahrelanger Widerstandsfähigkeit der betreffenden Bauwerke gerechnet werden muß, da nach dem Verfaulen der Jutfütterung der Inhalt ausläuft und das Bauwerk unter Umständen in sich zusammenfällt. Dieses Bauelement trägt deshalb nur einstweiligen Charakter, ist aber wirtschaftlich, wenn mit baldiger Überlagerung und mit schnellem Verlandungsfortschritt gerechnet werden kann.

Im allgemeinen eignen sich Drahtnetzkörper für den Vortrieb von Bühnen außerordentlich gut. Durch den Einbau dieser schweren, gefüllten Senkstücke wird ein rasches Fortschreiten des Baues ermöglicht, da diese Senkstücke durch ihre große Beweglichkeit die durch die Kolkung entstehenden Austiefungen sofort wieder ausgleichen, ohne den Zusammenhang miteinander zu verlieren, und außerdem wegen ihrer Schwere durch die Strömung nicht abgetrieben werden.

Auch Ausrisse in der Einbindestelle der Bühnen in den Deich, die oft die völlige Zerstörung des Bauwerks zur Folge haben, werden leicht und rasch durch Drahtnetzkörper, die durch ihre Schmiegsamkeit sich der Ausrißform voll anpassen, verbaut.

Die Entwicklung der Drahtnetzbauweise ging im Laufe der folgenden Zeit in zwei Richtungen: Sie führte zur Verwendung des Drahtnetzkörpers als sekundäres und primäres Bauelement. Bei der ersteren Verwendungsart wird der Drahtnetzkörper meist in ständige Bauwerke eingebaut. In der zweiten Form kann er nur bei besonders geeigneter Verwendung als ständiges Bauwerk angesehen werden; im allgemeinen wird er nur als Behelf bezeichnet.

1. Der Drahtnetzkörper als sekundäres Bauelement.

Bei dieser Art der Verwendung wird der Drahtnetzkörper meist in Walzen- oder Sackform, ähnlich wie bei dem ersten größeren Einbau im Lech, verbaut. Abb. 6 zeigt den bei der Salzachregelung verwendeten Typ einer Hakenbühne⁸⁾. Der Bühnenkörper wird von Drahtnetzwalzen gebildet, die an Stelle von Senkfischen die Unebenheiten des Baugrundes ausgleichen. Die Länge der Drahtnetzwalzen beträgt in der untersten Lage rd. 5 m und darüber rd. 4,5 m. Der Durchmesser der Baukörper ist durchschnittlich rd. 0,9 m. Die Oberfläche der Drahtnetzwalzen wird mit einer Faschinspreulage abgeglichen. Als Kronenbelag sind bei einer Reihe von Bühnen Bruchsteine gewählt, während bei anderen die Krone als abgeplattete Steinschüttung ausgeführt wurde. Die Bühnen sind als Tauchbühnen ausgeführt mit einer Längsneigung von 7 bis 10 %. Die Einbindestelle wird, wenn möglich, hochwasserfrei

⁸⁾ Gemäß Mitteilungen des Landesbauamtes Salzburg.

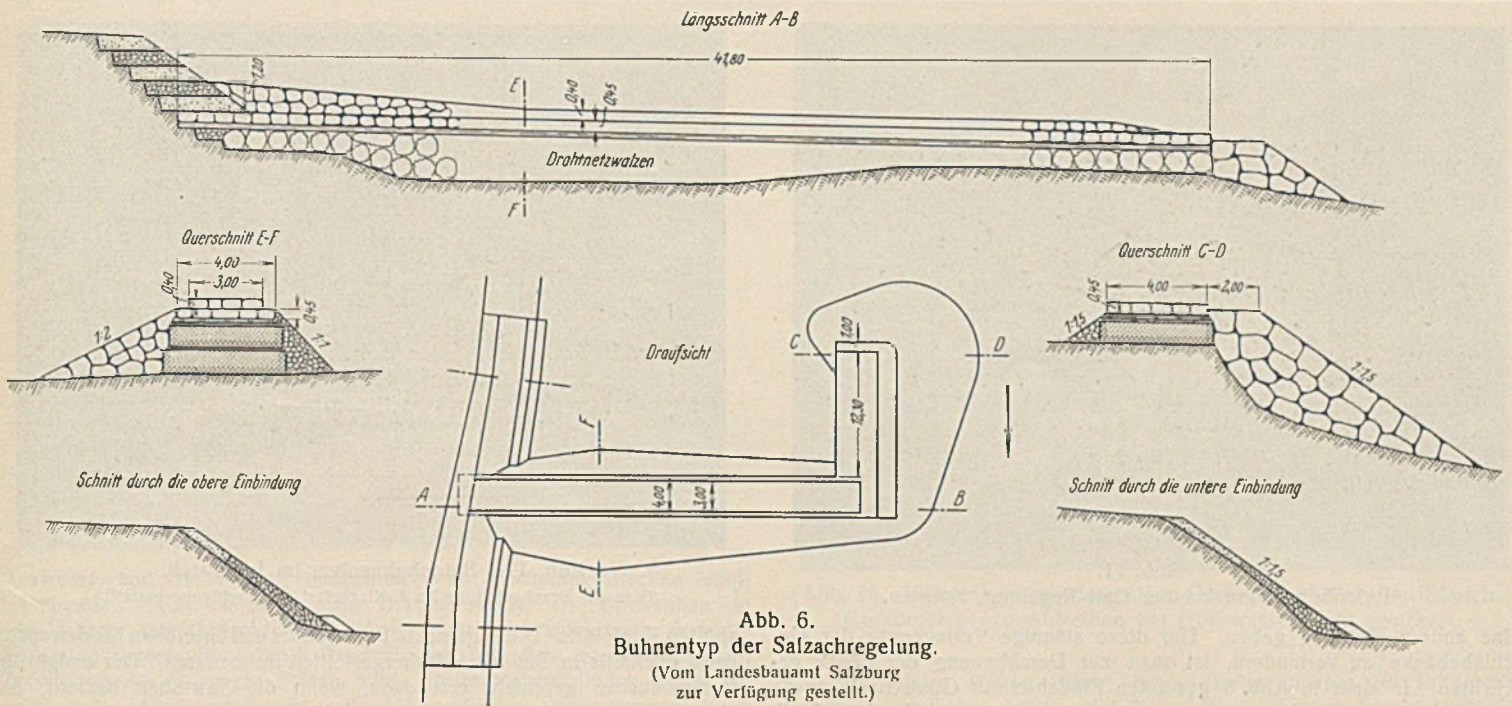


Abb. 6.
Bühnentyp der Salzachregelung.
(Vom Landesbauamt Salzburg zur Verfügung gestellt.)

gelegt. Die Streichseite ist mit einer Steinschüttung, geböschet unter 1:1, und die Rückseite mit geschichteten Bruchsteinen, geböschet unter 1:2, versehen (Abb. 7). Dieser Bühnentyp hat sich bei der im Jahre 1921 begonnenen Regelung der Salzach sehr gut bewährt.

Ein anderes Beispiel für die Verwendung von Drahtnetzkörpern zeigt ein Bühnenbau im Zuge der Drauregelung 1928/29⁹⁾. Der Kolk eines stollen Uferanbruchs sollte durch eine Buhne als Abweissbauwerk in Fortsetzung eines Leitwerkes verbaut werden (Abb. 8). Die Kolkentiefe betrug an der tiefsten Stelle 7 m und im Mittel 4,5 m. Der Grundbau des Bühnenkörpers wurde aus Faschinensinkwalzen von 6 m Länge, in der Strömungsrichtung liegend, hergestellt (Abb. 9). Es war ursprünglich eine Abschwärzung aus Bruchsteinen vorgesehen. Das Fehlen eines geeigneten Bruchsteines (die Abbruchwand besteht aus einem für den Flußbau ungeeigneten Konglomerat) und die Schwierigkeit der Zulleferung der Steine von anderwärts veranlaßte die Bauleitung, anstatt des Bruchsteines



Abb. 7.
Bühnentyp der Salzachregelung zwischen Bruck und Hallein.

die im Längsschnitt 1:50 ansteigende Bühnenkrone im ersten Baujahr mit Drahtnetzwalzen abzudecken. Die Länge der in der Strömungsrichtung liegenden Drahtnetzwalzen war 6 m, die Maschenweite 80 mm, die Drahtdicke 3,1 mm. Zum Füllen der Baukörper wurde das an Ort und Stelle

hat die Buhne den Hochwassern vollkommen standgehalten; lediglich der Bühnenkopf, der ebenfalls aus Drahtnetzwalzen bestand, wurde infolge der Flußsohlenauslieferung leicht beschädigt. Im zweiten Baujahr wurde die Buhne endgültig ausgebaut. Die Streichseite wurde durch quer zur Strömungsrichtung eingebrachte Faschinensinkwalzen, die wiederum durch Drahtnetzwalzen abgeschwärt wurden, und durch einen Vorwurf aus Bruchsteinen gesichert. Die Bühnenkrone baute man durch einen Steinsatzkörper auf den Drahtnetzwalzen aus. Bereits nach dem ersten Baujahr konnten Beschädigungen des Drahtgeflechtes (Lösen der Verzinkung, einzelne Roststellen) festgestellt werden. Um einer weitergreifenden Zerstörung vorzubeugen, wurden die Drahtgeflechte mit einem Zementmörtelverputz versehen.

Die Preise von 1 lfdm fertiger Faschinensinkwalzen und Drahtnetzwalzen gleichen Durchmessers verhalten sich bei diesen örtlichen Verhältnissen wie 1:3, wenn man den Faschinendraht 4,2 mm und ein Drahtgeflecht mit einer Maschenweite von 80 und 3,1 mm Drahtdicke wählt.

Auf einen erfolgreichen Regelungsvorgang in der Drau soll in diesem Zusammenhang hingewiesen werden. Der geregelte Draufluß besitzt eine

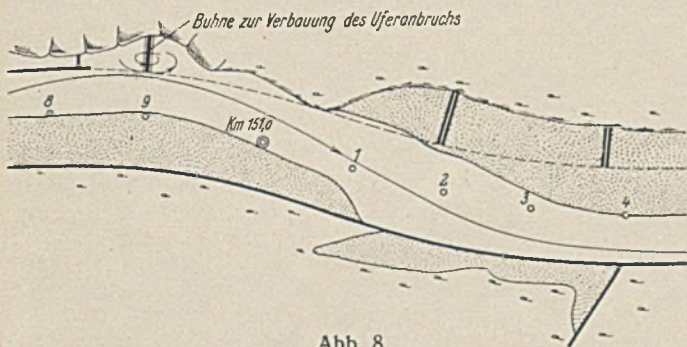


Abb. 8.
Lageplan von Bühnenbauten in der Drau, km 150,9, Guntenschach.
(Von der Draubauleitung Nr. 3, Klagenfurt, zur Verfügung gestellt.)

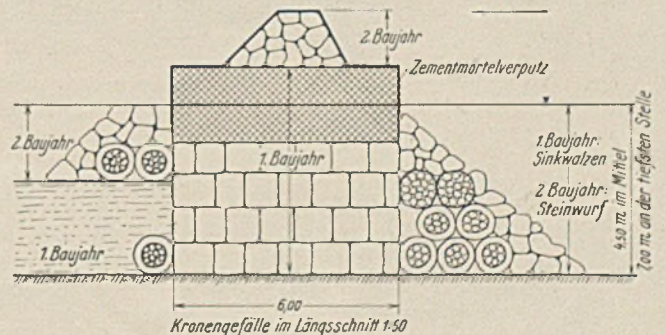


Abb. 9.
Bühnenbau in der Drau, km 150,9, Guntenschach.

vorhandene Flußgeschlebe benutzt. Im ersten Baujahr blieb die Buhne ohne Bruchsteinabdeckung und auch ohne Bruchsteinwurf den Hochwassern ausgesetzt (Abb. 10). Trotz der gefährdeten Lage der Baustelle

große Anzahl von langen geraden Strecken und Krümmungen mit sehr großen Halbmessern. Dem natürlichen Fließvorgang in Serpentina wurde bei der Planung der Regelung in nicht genügender Weise Rechnung getragen. In den geraden Strecken treten nach jedem Hochwasser an jeweils anderen Stellen große Geschlebeebänke auf, die dem Talweg

⁹⁾ Gemäß Mitteilungen der Draubauleitung Nr. 3, Klagenfurt.



Abb. 11.
Betonbühnenbau bei der Gall-Regelung, Kärnten.

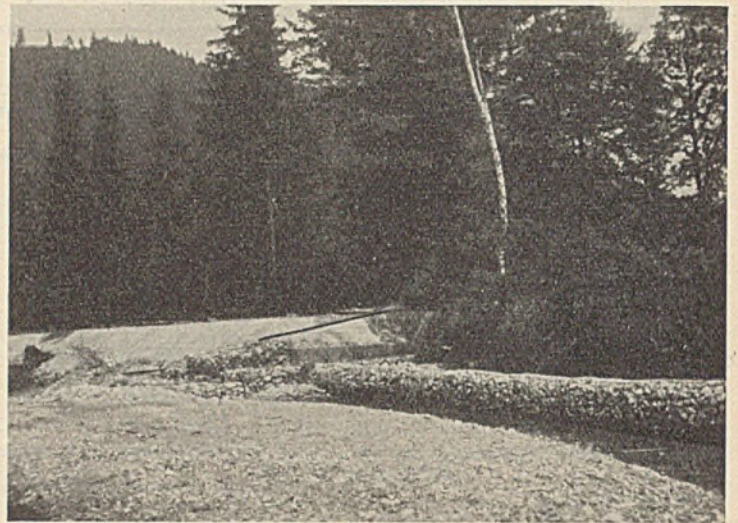


Abb. 12. Betonbühnenbau im Loiblbach.
(Von der Draubauleitung Nr. 3, Klagenfurt, zur Verfügung gestellt.)

eine andere Richtung geben. Um diese ständige Verlagerung der Geschiebebänke zu verhindern, ist man zur Durchbauung der Bänke geschritten. In dem in Abb. 8 gezeigten Flußabschnitt Guntlach wurde die rechtseitige Geschiebebank durch ein Leitwerk mit Traversen durchbaut. Am linksseitigen Ufer wurden Bühnen auf der Geschiebebank so weit vorgebaut, daß deren Streichlinie mit der vorgesehenen zukünftigen Uferlinie zusammenfiel. Den Erfolg dieser Baumaßnahme stellte der Verfasser an vielen Stellen des Draußusses fest. Schon nach einigen Hochwassern war die Geschiebebank bis zur Streichlinie der Bühnen, also bis zur vorgesehenen Uferlinie, abgetragen.



Abb. 10. Ansicht des Bühnenbaues
in der Drau nach dem 1. Baujahr.

Im Gebirgswasserbau werden häufig Bühnen aus Massivbeton verfertigt. Der Bühnenkörper wird aus einer Betonwand, die durch Rippen verstärkt ist, gebildet (Abb. 11). Gegen den Bühnenkopf zu verbreitert sich der Bühnenkörper zu einem mächtigen Betonblock. Der Kopf ist meist als Betonplatte mit trapezförmigem Grundriß ausgeführt und von dem eigentlichen Bühnenkörper durch eine Fuge getrennt.

Dadurch erhält man eine Beweglichkeit, die sich der Auskolkung am Bühnenkopf angenähert anpaßt. Abb. 11 zeigt eine Betonbühne mit einer unter-

spülten Kopfplatte. Die abgesackte Platte bildet den Grundbau für den später dann ebenfalls in Beton wiederhergestellten Bühnenkopf. Der endgültige Bühnenausbau geschieht erst dann, wenn die Gewißheit besteht, daß sich der Grundbau der Bühne nicht mehr wesentlich ändert. Der Kopf einer in Abb. 12 gezeigten Betonbühne, die in eine Betonuferdeckung einbindet, wurde bei Regelungsarbeiten im Loiblbach, Kärnten, in erfolgreicher Weise aus Drahtnetzkörpern ausgeführt. Bei einer Kolkbildung am Bühnenkopf senkt sich der Drahtnetzkörper ab, schmiegt sich infolge seiner Beweglichkeit voll dem Kolke an und verhindert somit dessen Vergrößerung. Auf diesem abgesenkten Drahtnetzkörper läßt sich dann der endgültige Bühnenausbau ausführen. Die Betonplatte des Bühnenbaues in Abb. 11 vermag infolge seiner Starrheit nicht die Hohlräume des Kolkes voll auszufüllen, und die Gefahr einer Kolkvergrößerung ist in diesem Falle nicht zu unterschätzen. Allerdings ist der Einbau von Drahtnetzkörpern in Gewässern, die grobes Geschiebe mit sich führen, nicht immer empfehlenswert, da durch das Geschiebe die Zinkschutzschicht des Geflechts verletzt oder abgeschleudert und die Drähte im unmittelbaren Anprall der großen Geschiebesteine abgeschlagen werden können. Aber in beiden Fällen (Abb. 11 u. 12) muß noch bis zum endgültigen Bühnenausbau mit einem Kostenaufwande gerechnet werden. Die Drahtnetzbauweise hat in diesem Falle gegenüber der Massivbauweise den Vorzug der Billigkeit bei der Herstellung eines einstelligen und beweglichen Bühnenkopfes.

2. Der Drahtnetzkörper als primäres Bauelement.

a) Bühnenbauten aus Drahtnetzwalzen.

Auf Faschnen verlegte Drahtnetzwalzen fanden als vorübergehende erste Bühneneinbauten in der Isar, vor Holzböcken verlegt, Verwendung (Abb. 13). Die in den Jahren 1925/26 eingebrachten Drahtnetzkörper zeigten bereits 1932/33 an den Flechtstellen und auch teilweise an den geraden Zwischengliedern starke Rostbildungen. Diese Art der Verwendung von Drahtnetzwalzen beschränkt die Lebensdauer des

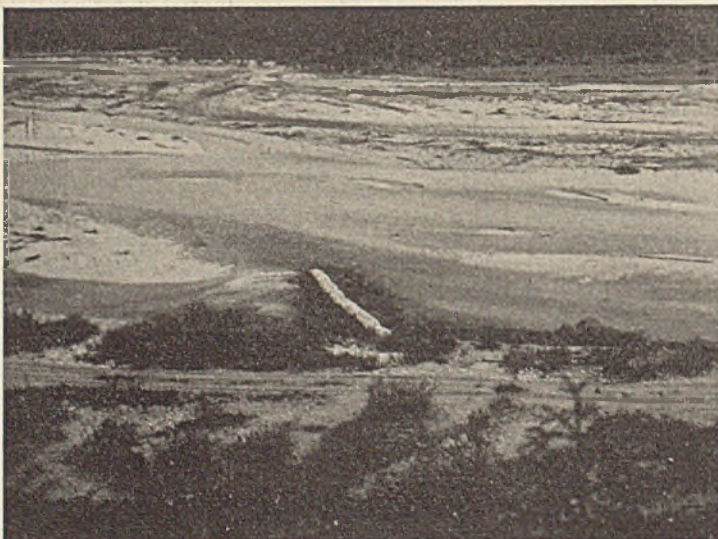


Abb. 13. Herstellung einer Bühne
aus einer auf Faschnat verlegten Drahtnetzwalze in der Isar.



Abb. 14.
Bühnenbau aus einer Drahtnetzwalze in der Jachen.

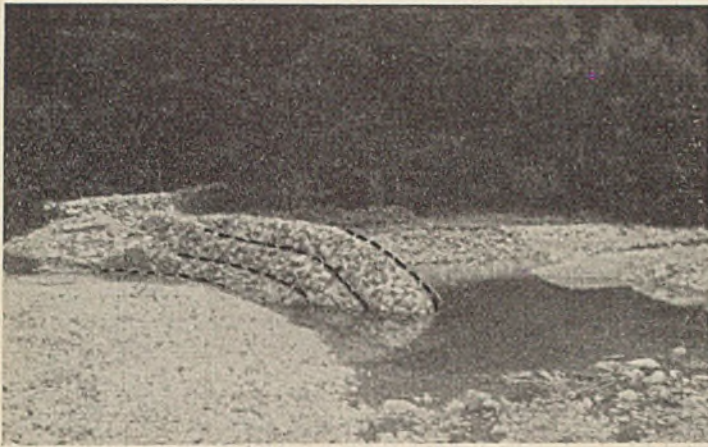


Abb. 15. Bühnenbau aus mehreren Drahtnetzwalzen im Zinkenbach (Oberösterreich).

Bauwerks und ist nur in ausgesprochenen Vertiefungsstrecken empfehlenswert. Abb. 14 zeigt eine Drahtnetzwalze als Bühnenbau in der Jachen. Das Geflecht am Kopf der Bühne ist aufgerissen und die Füllsteine ausgelaufen. Diese Beschädigung, die bald zur vollständigen Zerstörung des Bauwerks führen wird, dürfte wahrscheinlich durch ein anfahrendes Floß verursacht sein. Der Einbau von ungeschützten Drahtnetzkörpern als Quer- wie auch als Längsbauwerk in Gewässern, in denen Holz getriftet wird, ist niemals ratsam, da der mechanischen Zerstörung der Geflechte eine völlige Zerstörung durch die Korrosion oder Metallselbstauflösung folgt. Bei Bühnenbauten im Zinkenbach (Oberösterreich) wurde eine Reihe Drahtnetzwalzen zu einem Baukörper vereinigt (Abb. 15). Am Bühnenkopf hat sich ein großer Kolk gebildet. Die Drahtnetzkörper haben sich in den Kolk abgesenkt und legen sich infolge ihrer Schmiegsamkeit voll der Form der Auskolkung an.

Bei den Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen des Verfassers über die Drahtnetzbauweise ergab sich als Wertanteil des Geflechts an den heutigen Herstellungskosten im Mittelwert für Drahtnetzwalzen 32,5%.

b) Bühnenbauten aus viereckigen Drahtnetzbehältern.

Meist werden zu Bühnenbauten viereckige Drahtnetzbehälter aneinandergereiht, senkrecht, unter einem spitzen oder stumpfen Winkel zur Strömungsrichtung des Gewässers vorgebaut (Abb. 16). Bei diesen ungeschützten Bühnenbauten besteht die Gefahr, daß die Bühnenkörper durch das Hochwasser entweder aus der Reihe gebracht oder gar weggeschwemmt werden. Quer in das Bach- oder Flußbett vom Hochwasser verschobene Drahtnetzkörper können wegen ihres großen Gewichtes zu ersten Störungen des Wasserabflusses und zu starken Beschädigungen der Ufer Anlaß geben. Es ist deshalb zweckmäßig, die Baukörper durch einfache oder doppelte Pfahlreihen gegen das Abtreiben zu sichern (Abb. 17). Bühnenbauten, die aus mehreren Drahtnetzbehältern erstellt sind, verhindern durch ihre Schwere wie die Bühnen im Rißbach mit einem Höhen- zu Brettenverhältnis 1,0 : 2,7 m die Verschiebung aus der Baulinie (Abb. 18).

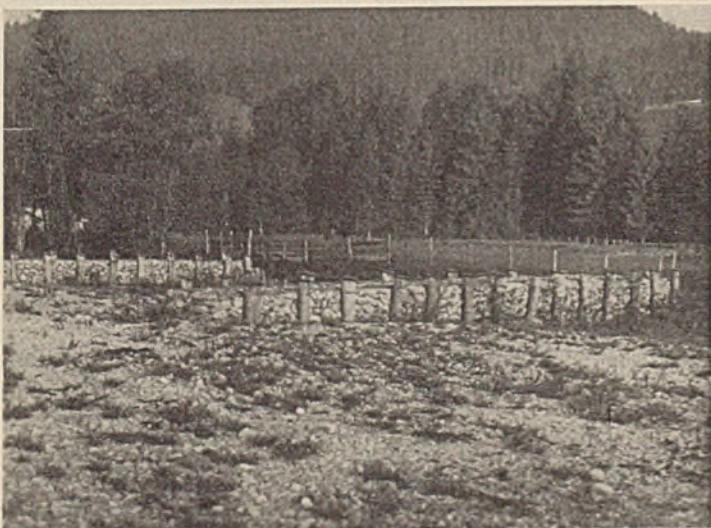


Abb. 17. Bühnenbau aus viereckigen Drahtnetzbehältern in der Lofen. Baukörper durch Pfahlreihen gegen das Abtreiben gesichert.

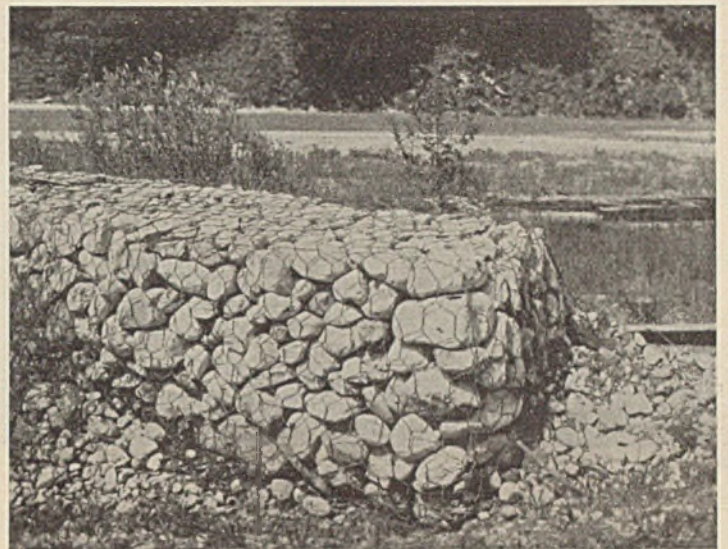


Abb. 16. Bühnenbau aus viereckigen Drahtnetzbehältern im Rißbach. Baukörper gegen Abtreiben bei Hochwasser nicht gesichert.

Eine etwas andere Bauart zeigen Bühnenbauten im Röhgraben, Salzkammergut (Abb. 19)¹¹⁾. Bei diesen Bauwerken sind zwei Drahtnetzbehälter übereinandergelegt, wobei die untere Behälterreihe um ein beträchtliches Maß über die obere hinausragt. Der untere Behälter bildet

sonach den vorgeschobenen Grundbau der Bühne, während der obere die Bühnenkrone darstellt. Bei einer Auskolkung des Bühnenkopfes wird sich in den Kolk zuerst der als Fundament dienende untere Behälter absenken, und erst bei größerer Vertiefung wird auch der obere Behälter teilweise nachsinken. Der untere Baukörper, dessen Beweglichkeit in erster Linie beansprucht wird, wird aber infolge der schweren Auflast durch den oberen Behälter nur schwer beweglich sein. Es kann unter Umständen zu so starken Beanspruchungen



Abb. 19. Bühnenbauten (Spornbauten) im Röhgraben, Frauenweißenbach, Salzkammergut.

(Von der Bundesbauleitung für Wildbachverbauung in Ebensee zur Verfügung gestellt.)

¹¹⁾ G. Strele, Grundriß der Wildbachverbauung, S. 222. Wien 1934, Verlag von Julius Springer.

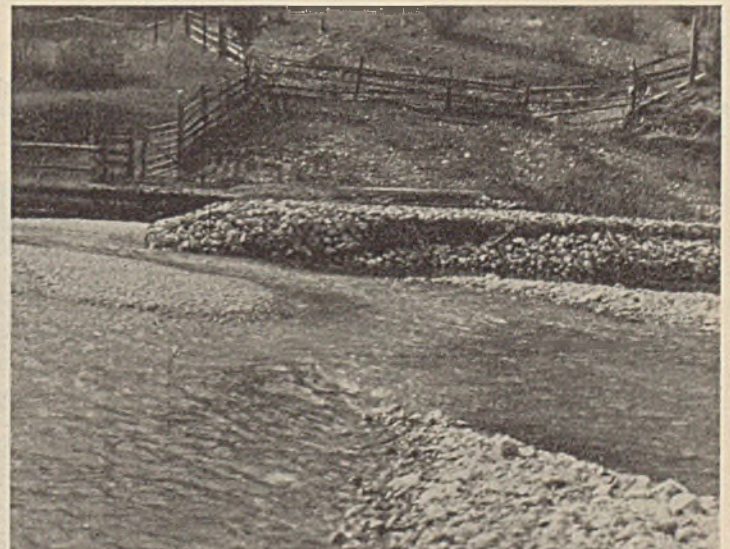


Abb. 18. Bühnenbau im Rißbach aus viereckigen Drahtnetzbehältern. Zwei Reihen Baukörper je $4 \times 0,8 \times 1$ m und eine Reihe zu $2 \times 1,1 \times 0,5$ m.



Abb. 20. Ausschnitt aus der Regelung des Čeladnicebaches.
(Von dem Bauleiter der Ostrawitzka-Regelung, techn. Rat R. Wallik, zur Verfügung gestellt mit Abb. 28.)

Regelungsarbeiten mußte diesen Verhältnissen angepaßt werden, aber auch in einem Verhältnis zu den Baukosten stehen. Es kamen die starre Bauweise, deren Fundamente sich auf den festen Schichten gründete, oder eine bewegliche, die den Auskolkungen der Sohle bis auf die festen Schichten folgen kann, ohne ihren Bestand zu gefährden, in Frage. Konnte man für die Regelungsarbeiten in den Ortschaften die starre massive Bauweise vertreten, so war man aus wirtschaftlichen Gründen gezwungen, für den größten Teil des Flußlaufes zur Drahtnetzbauweise zu greifen, da Sicherungen aus Weidenfaschinen bald verrotteten und Stein- und Betonicherungen keinen Erfolg brachten. Seit 1913 ist man dort vollkommen zur Drahtnetzbauweise übergegangen, zumal der Füllstoff in großer Menge vorhanden ist. Nach Mitteilungen des Bauleiters der Ostrawitzka-Regelung in Frýdek (Frýdek), techn. Rat Ing. R. Wallik, hat die Drahtnetzbauweise in diesem Falle, in dem sämtliche anderen Bauweisen versagten, einen vollen Erfolg gehabt¹³⁾.

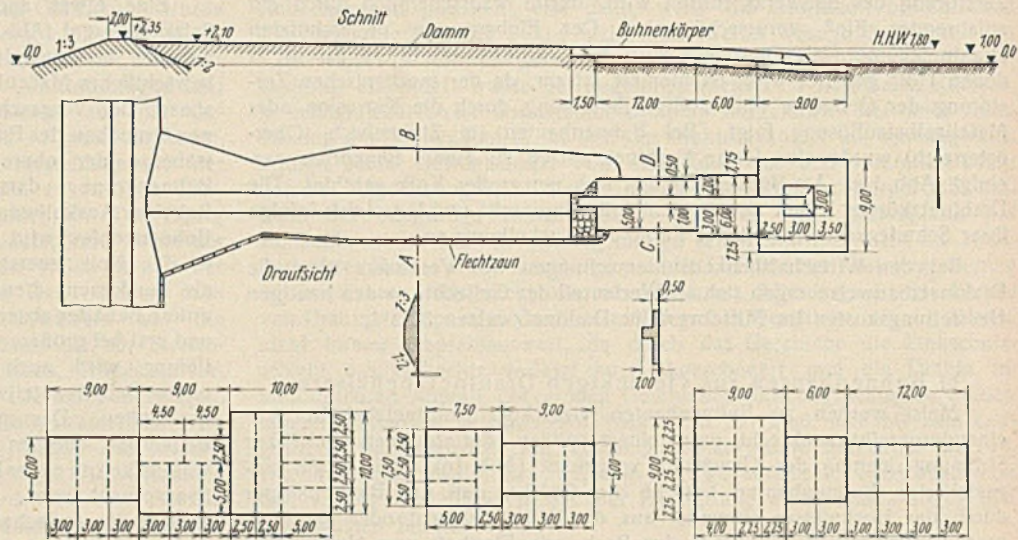
Abb. 20 zeigt einen Ausschnitt aus der systematischen Regelung des Čeladnice-Baches. Am rechtseitigen Ufer zieht sich ein Hochwasserschutzdamm, in den die Bühnen einbinden, hin; das linke Ufer ist hochwasserrfrei. Die Sohlenbreite des Baches ist 13 m, das Gefälle in der Regelungsstrecke 14 bis 17 ‰ und die Hochwassertiefe 1,55 m. Die Bühnenlänge beträgt 16 m, bei weiter zurückliegendem Hochufer wird die Bühne als Damm weitergeführt. In konvexen Krümmungen (Halbmesser = 125 m) ist jede zweite Gegenbühne weggelassen.

Jedes dieser Bühnenbauwerke besteht aus zwei getrennt herzustellenden Teilen: einer seine ursprüngliche Höhenlage ändernden Grund- oder

des Drahtgeflechts kommen, daß es zerreißt. Zweckmäßig wäre eine größere Verbreiterung und Verlängerung des unteren Behälters nach vorn und außerdem noch eine Verkleinerung der Bauhöhe, d. h. die Auflagerung des oberen Behälters auf einer Drahtnetzmatratze. Die Forderung einer solchen Bauanordnung erfüllt die Drahtnetzbauweise nach dem System „Palvis“.

Als Beispiel für Bühnenbauten aus Drahtnetzbehältern im großen Ausmaße kann die Regelung der Ostrawitzka (Nebenfluß der Oder) und seiner Zubringer (wie Čeladnice-Bach u. a.) dienen. Die Längs- und Querbauten wurden nach der Bauweise „Palvis“, die durch In- und Auslandpatente geschützt ist, Patentinhaberin „Unternehmung für Berg- und Wildbachverbauung G. m. b. H. in Straßburg, Kärnten“, ausgeführt.

Die Ostrawitzka, ein ausgesprochener Wildfluß, führt die meiste Zeit des Jahres Niedrigwasser, und nur bei stärkeren Regenfällen tritt plötzlich Hochwasser auf¹²⁾. Das Niedrigwasser bringt eine Wassermenge von 2 bis 5 m³/sek und das Katastrophenhochwasser von 600 m³/sek zum Abfluß. Beim Austritt aus den Beskiden besitzt der Fluß ein selchtes, schotteriges Bett mit Breiten bis zu 250 m. Die Sohle ist stark beweglich. Die Mächtigkeit der Schotterebenen im Flußbett über dem festen Godula-Sandstein und dem Teschener Schiefer beträgt im Mittellauf 0,9 bis 2,1 m, und bei der Mündung in die Oder erreicht sie eine Mächtigkeit von 3,2 bis 4,0 m. Die große Beweglichkeit der Sohle äußert sich in der Entstehung ausgedehnter und tiefer Kolke vor Einbauten jeder Art; die Kolke reichen oft bis auf die festen Schichten hinab. Die Verbauungsart bei den vor ungefähr 50 Jahren begonnenen



Ausleitung und Verlegung der einzelnen Matratzen für die Unterlage

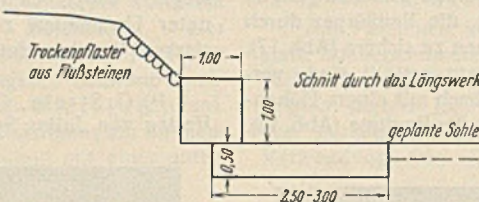


Abb. 21. Bühnenbau aus viereckigen Drahtnetzkörpern bei der Ostrawitzka-Regelung.

¹³⁾ a) Die Lichtbilder von der Ostrawitzka-Regelung sowie die Angaben über die Kosten wurden dem Verfasser von dem Bauleiter der Ostrawitzka-Regelung in Frýdek, techn. Rat Ing. R. Wallik, in liebenswürdiger Weise zur Verfügung gestellt. — b) H. Werner, Die Regelung des Ostrawitzka-Wildflusses. Wien 1921, Kommissionsverlag Lehmann & Wentzel G. m. b. H.

¹²⁾ R. Wallik, Über Uferschutz- und Sicherungsbauten aus Drahtschotterbehältern. Wasserwirtschaftliche Mitteilungen des Deutschen Mellorationsverbandes für Böhmen 1929, S. 79 bis 81.

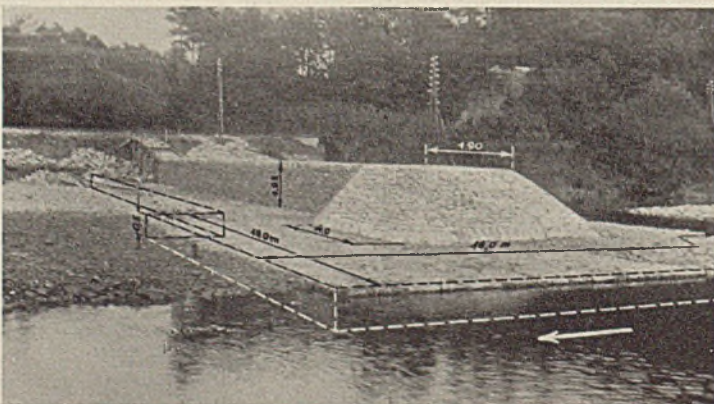


Abb. 22. Bühnenbau aus viereckigen Drahtnetzbehältern bei der Ostrawitzka-Regelung.



Abb. 23. Bühnenbauten aus viereckigen Drahtnetzbehältern. Bühnen nach der Fertigstellung.

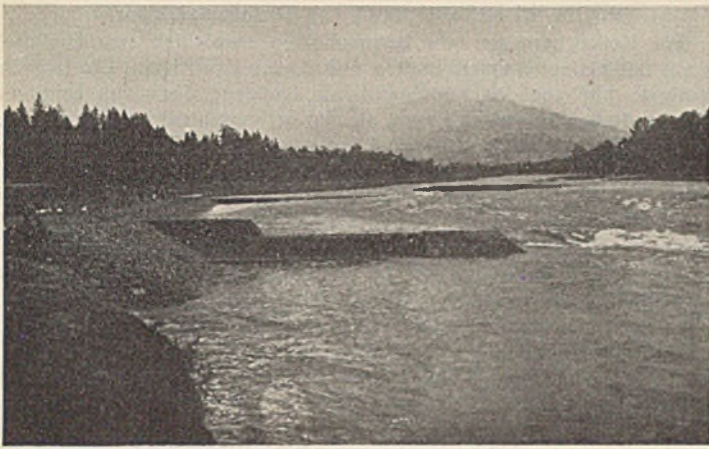


Abb. 24.

Dieselben Bühnenbauten wie Abb. 23 bei MHW.

Unterlage (Bühnenfundament) und einer Ober- oder Überlage (Bühnenkörper mit Bühnenkrone), die ihre Lage und Form beibehält.

Der Querschnitt des Bühnenbaues hängt von der Hochwassertiefe des Profils ab. Es werden Querschnitte für die Oberlagen von $0,75 \times 0,75$ m, $1,0 \times 1,0$ m und $1,25 \times 1,25$ m verwendet, die letzteren Ausmaße bei einer Durchflußmenge von $600 \text{ m}^3/\text{sek}$. Höhere Oberlagen sind stets günstiger, da die Überflutungshöhe des Bühnenkopfes nicht groß ist; erfahrungsgemäß soll sie die Höhe der Oberlage nicht überschreiten, also bei diesen Bühnenbauten zwischen 0,7 und 1,2 m liegen.

Die Unterlage oder Matratze wird aus viereckigen Drahtnetzbehältern gebildet. Die geeignetste und wirtschaftlichste Bauhöhe ist 0,5 m. Die gebräuchlichsten Breiten sind 2,25, 2,5 und 3,0 m und die Längen 4,5, 5,0 m und nur in seltenen Fällen darüber. An besonders durch Wasserangriffe bedrohten Stellen werden diese die Grenzmaße überschreitenden Behälter durch Zwischenwände in kleinere Zellen unterteilt. Die einzelnen Behälter der Unterlage müssen mit ihren Nachbarbehältern sorgfältig längs der ganzen Kante vernäht werden¹⁴⁾. Von der Güte der Vernähung hängt zum großen Teil der Bestand des ganzen Bauwerks ab. Die aus den einzelnen miteinander verbundenen Behältern gebildete Matratze wird ohne Befestigung auf die in der vorgesehenen Höhe vorbereitete Planie gelegt. Die Breite der Matratze ist von der Stärke der bei Hochwasser in Bewegung geratenden Schotter-schichten abhängig, sowie auch von der nach der Lage der festen Bodenschichten zu erwartenden Kolk-tiefe. Die Stellen des Bauwerks wie Kopf und Streichseite der Bühne, die aller Voraussicht nach stärksten Wasserangriffen ausgesetzt sind, erhalten besondere Abmessungen der Matratze.

Abb. 21 zeigt die Art der Austeilung und Verlegung der einzelnen Behälter für die Matratze als Unterlage bei einem Bühnenbau von rd. 29 m Länge, der seine Fortsetzung gegen den Hochwasserdeich zu als Schotterdamm, der mit Rasen belegt oder bespreutet wird, findet. Die größten eingebauten Einzelbehälter besitzen die Ausmaße von $3,0 \times 6,0$ m. Das Längsbauwerk in dieser Regelungsstrecke wird aus Drahtnetzbehältern von $1,0 \times 1,0$ m Größe, die auf einer Drahtnetzmatratze von $0,5 \times 2,5$ m bis 3,0 m verlegt sind, gebildet.

Die Bühnenköpfe sind Pyramidenstümpfe mit einer senkrechten Seitenfläche und haben die gleiche Bauhöhe wie die übrigen Drahtnetz-behälter der Oberlage. Abb. 22

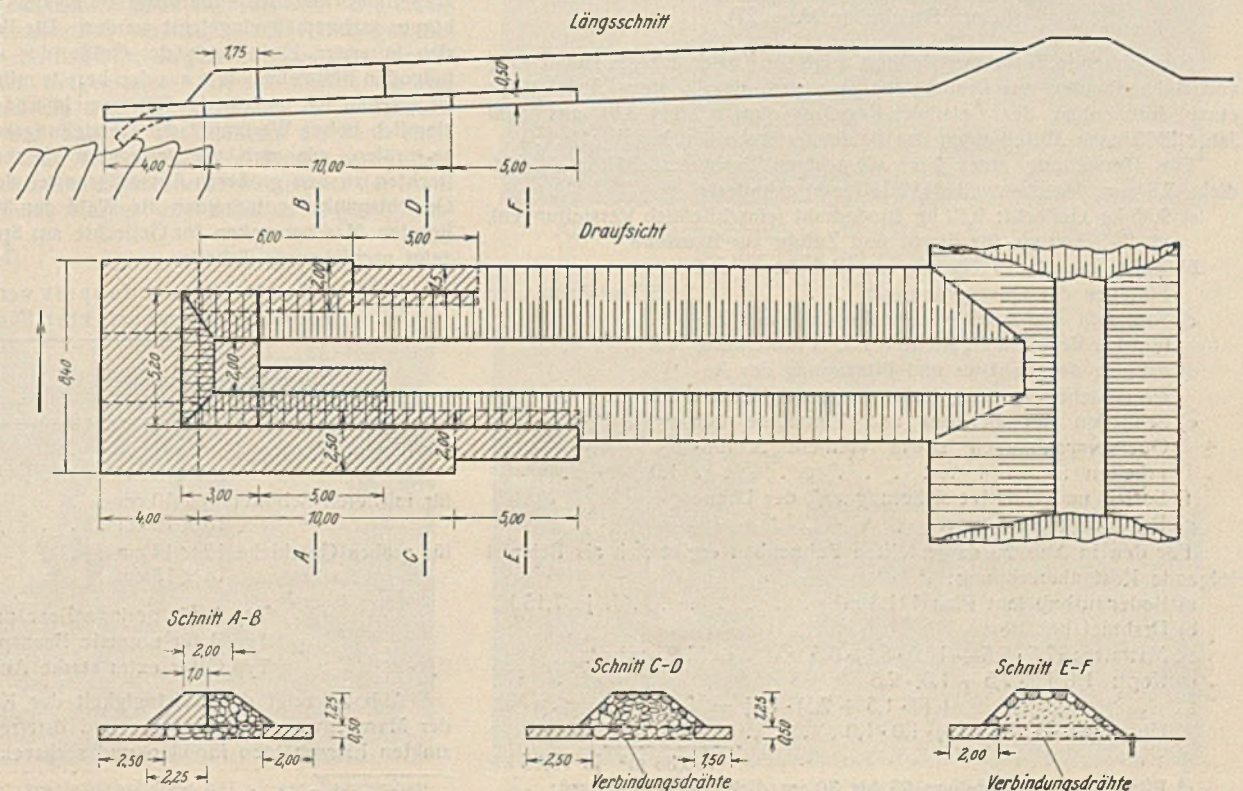


Abb. 27. Steinbühne, deren Kopf und Streichseite mit Drahtnetzkörpern gesichert ist, in der Ostrawitz oberhalb der Einmündung des Čeladnice-Baches.



Abb. 25. Dieselben Bühnenbauten wie Abb. 24 nach Ablauf des Hochwassers. Wirkung der Drahtnetzmatratze.

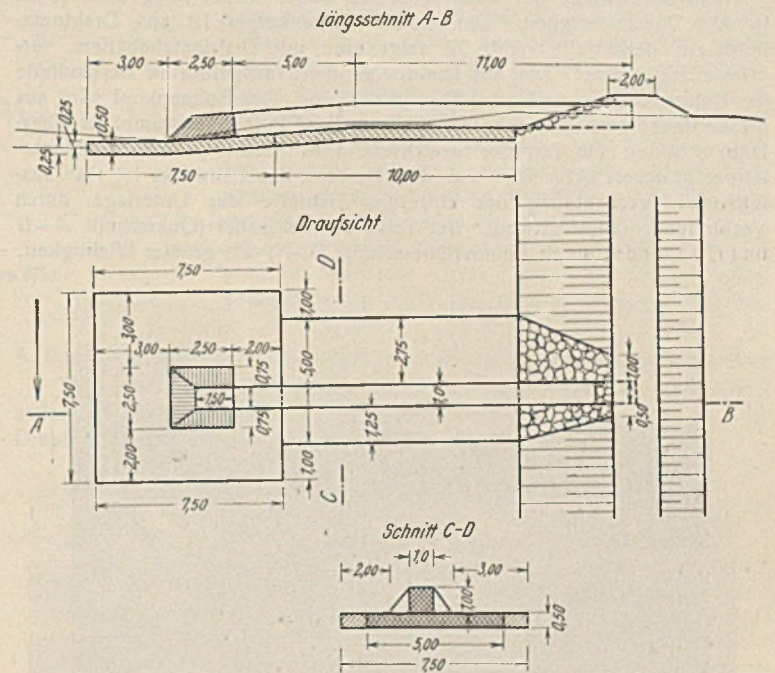


Abb. 26. Bühnentyp für die Regelung des Čeladnice-Baches, km 0,0 bis 3,6. Erdaushub $111,3 \text{ m}^3$.

¹⁴⁾ L. Hauska, Die Verwendung von Drahtschotterbehältern zu Flußregulierungs- und Uferschutzbauten ohne Beton. Centralblatt für das gesamte Forstwesen, 42. Jahrg., Wien 1916, Heft 7/8.

zeigt die Ausmaße der Ober- und Unterlage bei einer bis an den Deich durchgeführten Drahtnetz-
bühne. Die Ausmaße der Matratze als Fundament des Bühnenkopfes sind $10,0 \times 10,0$ m, und die Bauhöhe der Oberlage beträgt 1,25 m. Die gebräuchlichsten Maße für die Grundfläche dieser Pyramidenstümpfe sind $2,5 \times 2,5$ m bei einer Höhe von 0,75 m, ferner $3,0 \times 3,0$ m bei 1,0 m; $3,0 \times 3,5$ m bei 1,0 m; $4,0 \times 4,0$ m bei 1,25 m und $4,0 \times 4,5$ m bei 1,25 m (Abb. 22). Die Ausmaße des Kopfes hängen von jenen der Matratze ab und diese wiederum von dem Umfang der voraussichtlichen Auskolkung am Bühnenkopf und an der Streichseite. Die Bühnenwurzel muß stets hochwasserfrei liegen. Abb. 23 zeigt den Aufbau von Drahtnetz-
bühnen nach der Fertigstellung; Abb. 24 das gleiche Bühnenpaar bei MHW. Die flußaufwärts liegende Bühne ist bereits teilweise überflutet. Nach Ablauf des Hochwassers ist an der nächst der Brücke liegenden Bühne die sehr gute Wirkung der Matratze zu erkennen (Abb. 25). Am Bühnenkopf hat sich ein Kolk gebildet, der nun durch die nach unten abgesenkten Drahtnetzmatratze voll ausgelegt ist.

Ein Bühnenbau, der einen größeren Bodenaushub nötig machte, ist in Abb. 26 zu ersehen. Der ganze Bühnenkörper ist aus Drahtnetzbehältern hergestellt. Abb. 27 zeigt eine mit Drahtnetzbehältern verstärkte Steinbühne. Die aus Drahtnetzkörpern ausgeführten Bestandteile des Bühnenkörpers sind schraffiert gezeichnet. Der Bühnenkopf wird aus diesen Baukörpern (Matratze als Unterlage und Pyramidenstumpf als Oberlage) gebildet, ein Teil der Streichseite wird ebenfalls durch Drahtnetzkörper gesichert (Abb. 28). Für den Bestand des Bauwerks ist eine ausreichende Verankerung der einzelnen Bauteile der Unterlage durch Verbindungsdrähte entweder der Teile untereinander (Querschnitt A—B und C—D) oder durch Pfähle (Querschnitt E—F) von größter Wichtigkeit.



Abb. 28. Ansicht des mit Drahtnetzkörpern gesicherten Kopfes einer Steinbühne (Abb. 27).

Nachstehende Zusammenstellung zeigt die Kosten für die Herstellung von Bühnenbauten aus Drahtnetzkörpern nach dem System „Palvis“ für einen Bühnenbau der Čeladnice-Regelung (km 0,0 bis 3,0) aus dem Jahre 1935 nach Mitteilungen des Bauleiters techn. Rat Ing. Walliek:

Die Herstellung eines 1 m^3 viereckigen Drahtnetzbehälters (Drahtdicke 3,8 mm, Maschenweite 150/180 mm) erfordert:

- a) 9,35 kg Geflecht; 0,72 kg Blinddraht (einschließlich Verstärkungen), rd. 2% hiervon für Fracht und Zufuhr zur Baustelle,
- b) Aufstellen der Geflechte zu Behältern und Einlegen der Querspannungen 1,6 Taglohnstunden
- c) Sammeln von geeigneten Füllsteinen und Zufuhr zur Verwendungsstelle bis 50 m Entfernung 4,5
- d) Füllung der Behälter und Pflasterung der Ansichtsflächen (Trockenpflaster) mit großen Steinen 6,0
- e) Schließen der Behälter und Vornahme der Querverspannungen sowie kleinere Schlußarbeiten 1,0
- f) Sozial- und Unfallversicherung $x\%$ der Löhne
- g) Regie $x\%$ der Löhne.

Für den in Abb. 26 dargestellten Bühnenbau ergibt sich als Beispiel folgende Kostenberechnung:

- a) Bodenaushub laut Plan $111,3 \text{ m}^3$ je 7,15 Kč
- b) Drahtnetzbehälter:
Matratze: $(7,5 \cdot 7,5 + 10,0 \cdot 5,0) \cdot 0,5$. . = 81,25 m^3
Kopf: $1/6 [(2 \cdot 2,5 + 1,5) \cdot 2,5 + (2 \cdot 1,5 + 2,5) \cdot 1,0]$ = 3,63 m^3
Überlage: $(5,0 + 11,0) \cdot 1,0 \cdot 1,0$. . . = 16,00 m^3
100,88 m^3 je 79,85 Kč
- c) Pflaster aus Flußsteinen 25 bis 30 cm dick, trocken verlegt:
 $\frac{5,0 + 2,5}{2} \cdot 4,0 - 3,2 = 11,80 \text{ m}^3$ je 7,90 Kč.

2. Die Wirtschaftlichkeit von Drahtnetzkörpern.

Für Kolk Sicherungen vor Bühnenbauten empfehlen sich Drahtnetzwalzen mit kleineren Querschnitten und großen Baulängen. Die technisch günstigste und zugleich wirtschaftlichste Baulänge dürfte für Drahtnetzwalzen zwischen 4 und 7 m liegen, obwohl bei verschiedenen Bauleitungen manchmal auch Baukörper bis zu Längen von 20 m Verwendung finden. Walzen mit Längen über 20 m kommen wegen der Unhandlichkeit, des großen Gewichts und der damit verbundenen Transportschwierigkeit selten zum Einbau. Baukörper mit Längen kleiner als 4 m sollten mit Rücksicht auf die Herstellungskosten vermieden werden. Die Kosten nehmen bei Drahtnetzwalzen-Durchmessern 0,7 bis 1,2 m ziemlich rasch ab. Die Verwendung größerer Durchmesser als 1,0 bis 1,1 m ist aber wegen des großen Gewichts und der damit verbundenen Schwierigkeit des Einwerfens nicht zu empfehlen. Die kurze Walze hat gegenüber der langen noch den Vorzug, daß sie bei Sohlensausbuchtungen in ihrer ganzen Länge der Eintiefung folgt und dadurch die Angriffswunden zudeckt. Zu lange Walzen können dagegen nicht in jede kleinere Ausbuchtung nachrutschen; es entstehen ungeschützte Hohlräume, die mitunter eine völlige Unterspülung des Bauwerks herbeiführen. Bei Kolk Sicherungen ist stets der Walzenform der Vorzug zu geben, da diese Baukörper leichter nachgeben als viereckige Drahtnetzbehälter. Der Zusammenbau kleinerer Baukörper ist auch deshalb vorteilhafter, weil etwa auftretende Schäden zunächst auf einzelne Körper beschränkt bleiben.

Die gebräuchlichsten Abmessungen der patentierten viereckigen Drahtnetzbehälter nach der Bauweise „Palvis“ können aus dem Beispiel der Ostrawitzka-Regelung oder aus dem Katalog der Firma „Unternehmung für Berg- und Wildbachverbauung G. m. b. H. in Straßburg, Kärnten“ entnommen werden¹⁵⁾.

Entscheidend für die Verwendung von Stein, Beton oder Drahtnetzkörpern ist in erster Linie fast stets die wirtschaftliche und erst in zweiter die technische Frage. Drahtnetzkörper sind immer wirtschaftlich, wenn die Beschaffung und der Einbau von Holz, Faschinenmaterial oder Steinen im Verhältnis zur Lebensdauer des Bauwerks zu teuer sind. Bei Bauarbeiten in Wildwässern stehen für die Herstellung von Faschinenbauten den Bauleitungen meist nicht genügend Weidenbestände zur Verfügung. Wird an Stelle von Weidenfaschinen mit Erlenmaterial gearbeitet, dann kann man im allgemeinen schon nach drei bis vier Jahren mit einer Zerstörung des Bauwerks rechnen. Das Preisverhältnis zwischen Faschinenbauten und Drahtnetzbauten ist je nach der Gegend verschieden. Der Verhältniswert schwankt zwischen 20 und 50%. Andererseits leidet das Faschinenmaterial in Gewässern mit starker Geschlebeführung derart, daß ein rascher Ersatz der damit erstellten Bauwerke erforderlich ist. Faschinenmaterial scheidet in Gewässern, die, wie z. B. die Ostrawitzka, sehr große Wasserstandsschwankungen aufweisen, von vornherein aus, da der ständige Wechsel zwischen Nässe und Trocken das Faschinenmaterial rasch in Fäulnis bringt. In diesen beiden Fällen ist die wenn auch teure Bauweise mit Drahtnetzkörpern vorzuziehen, allerdings unter der Voraussetzung, daß die Baukörper sachgemäß eingebaut werden. Die Wahl der Maschenweite richtet sich in erster Linie nach der Größe der am Ort der Verwendung anfallenden Füllsteine. Wie aus den bereits mitgeteilten Kostenberechnungen zu ersehen ist, umfaßt das Einsammeln und Sortieren der Füllsteine einen ziemlich hohen Wertanteil der Herstellungskosten. Es ist deshalb jeweils zu prüfen, wie sich die geringeren Netzkosten bei weitmaschigen Geflechten zu den größeren Aussortierkosten der Füllsteine verhalten. Diese Gesichtspunkte entscheiden die Wahl der Maschenweite. Die gebräuchlichsten Maschenweiten für Geflechte aus Spezialdraht der Kärntner Firma zeigt nachfolgende Tabelle:

Sechseckgeflecht mit doppelt verwundenen Maschen, doppelt feuerverzinkter Flußeisendraht¹⁶⁾.

Maschenweite	Drahtdicke in mm		
	Typ A	Typ B	Typ C
für feinen Schotter 5×7 cm	2,0	2,2	2,5
6×8 cm	2,2	2,5	2,8
für mittleren Schotter 8×10 cm	2,5	2,8	3,1
10×12 cm	2,8	3,1	3,4
für grobes Geschlebe 12×14 cm	3,1	3,4	3,8
15×18 cm	3,4	3,8	4,2

- Typ A für geringe Beanspruchungen
- Typ B für normale Beanspruchungen
- Typ C für extra starke Ausführung.

Abb. 29 zeigt die Abhängigkeit der Kosten der Drahtgeflechte von der Maschenweite für deutsche und österreichische Erzeugnisse aus verzinkten Eisendrähten für vier- und sechseckige Flechtart.

¹⁵⁾ s. Fußnote 1 a, S. 39.

¹⁶⁾ Entnommen dem Katalog der „Unternehmung für Berg- und Wildbachverbauung G. m. b. H., Straßburg, Kärnten“.

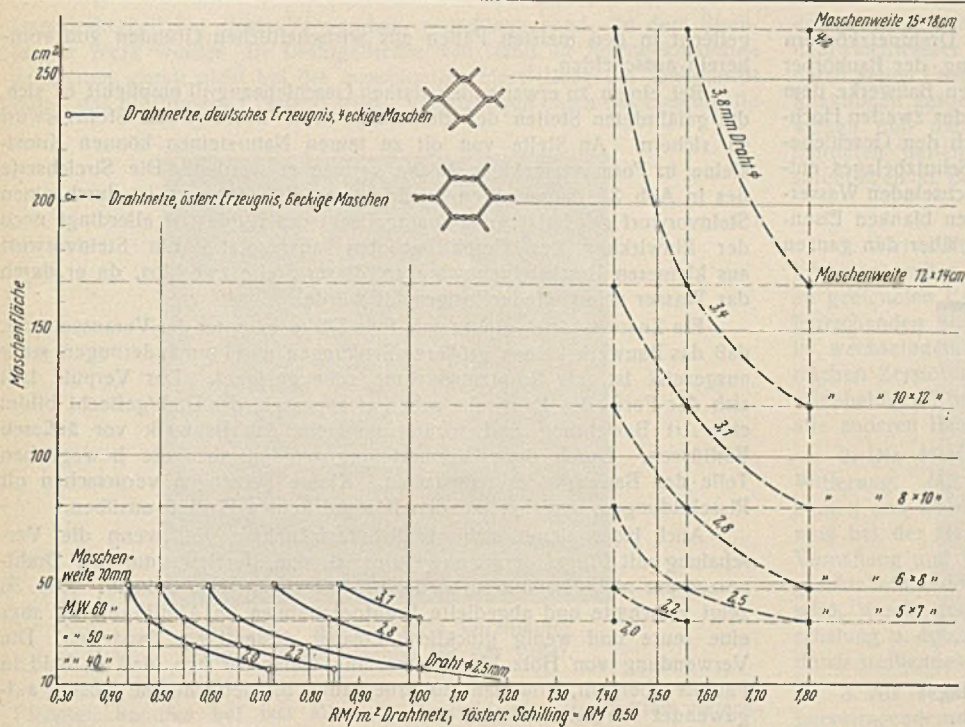


Abb. 29. Abhängigkeit der Drahtnetzpreise von der Maschenweite bzw. Maschenfläche der Drahtnetze.

3. Die Herstellung von Drahtnetzkörpern¹⁷⁾.

Die Herstellung von Drahtnetzkörpern geschieht entweder in der Nähe der Verwendungsstelle oder am Ort des Einbaues selbst. Für die Herstellung von Drahtnetzwalzen wird meist an der Baustelle eine entsprechende Fläche planiert oder, wenn das nicht möglich ist, eine Holzbohle errichtet, auf der die Auslage des Geflechts in seiner ganzen Länge und Breite vorgenommen wird. In der Mitte des Geflechts werden dann die Füllsteine aufgeschichtet, das Netz wird über den Steinen zusammengebogen und mit eisernen Zangen oder Bindedraht vernäht. In Deutschland kommen Drahtgeflechte mit und ohne Einfassung (Litzenkante) zur Verwendung. Im ersten Falle werden die Geflechte entweder einfach oder doppelt vernäht; im anderen Falle ist die Vernähung wesentlich einfacher und billiger. Die Herstellung eines Drahtnetzsackes auf einer Arbeitsbühne zeigt Abb. 5.

Die Drahtnetzbehälter für die Bauweise „Palvis“ gelangen in abgewinkeltem und zusammengelegtem Zustande zum Versand. Die Transportkosten werden dadurch wesentlich verbilligt. Die viereckigen Behälter werden unmittelbar an der Baustelle aufgestellt. Das Behälternetz wird zunächst auf dem Boden ausgebreitet. Hierauf werden die vier Seitenflächen hochgebogen und die senkrechten Kanten mit verzinktem Eisendraht fest vernäht, so daß nun das Drahtgeflecht die Form eines Kastens mit offenen Decken hat. Der für die Vernähung verwendete Draht ist am besten 0,1 oder 0,2 mm schwächer zu wählen als der Draht des Geflechts. Der einzubauende Körper wird zunächst sorgfältig aus-

¹⁷⁾ S. Fußnote 12) und 14).



Abb. 30. Herstellung der Drahtnetzbehälter bei einem Bühnenbau in der Drau bei Pettau 1927.

(Von dem Drahtwerk der Unternehmung für Berg- und Wildbachverbauung Klagenfurt, Kärnten, zur Verfügung gestellt mit Abb. 32.)

gerichtet und derart an die anderen bereits eingebauten Behälter angereiht, daß eine leichte Vernähung mit den Nachbarbehältern möglich ist. Abb. 30 zeigt den Arbeitsvorgang des Schließens eines gefüllten Behälters mit dem Deckel und das Vernähen der Kanten an einem anderen Baukörper bei einem Bühnenbau in der Drau 1927. Das zum Füllen der Baukörper erforderliche Steinmaterial wurde auf Loren auf der bereits bis auf den Kopf fertiggestellten Bühne zugeführt (Abb. 31). Die eingerammten Holzpfähle wurden nach Beendigung des Baues wieder entfernt, sie dienen nur zur Vorführung des Füllstoffs. Um die Auskolkung am Bühnenkopf auszufüllen, wurden Drahtnetzbehälter (Ausmaße ungefähr $4 \times 1 \times 1$ m) auf die an dieser Stelle ungefähr 6 m tiefe Flußsohle versenkt (Abb. 32).

Für die Füllung von Drahtnetzmatratzen, die als Fundament dienen und deshalb eine große Beweglichkeit besitzen sollen, sind erfahrungsgemäß runde Klauensteine zu verwenden. Das Füllen geschieht am besten durch Schichten der Steine von Hand; es muß möglichst dicht geschehen, damit keine Hohlräume verbleiben, um eine Verlagerung des Füllstoffs, die den Bestand des Bauwerks gefährden könnte, bei starkem Wasserdruck oder plötzlichem Absenken zu verhindern. Die Behälter der Oberlage sind so zu füllen, daß die großen Steine unmittelbar an das Netz zu liegen kommen; anfallende kleinere Steine können dann ohne weiteres in die Mitte der Behälter verbracht werden.

4. Das Drahtgeflecht als wichtigster Bestandteil dieser Bauweise.

Von der Haltbarkeit und Beständigkeit des Drahtgeflechts gegenüber äußeren Einflüssen hängt die Lebensdauer der Bauwerke ab, die aus Drahtnetzkörpern errichtet sind.



Abb. 31. Bühnenbau aus viereckigen Drahtnetzbehältern in der Drau bei Pettau 1927.

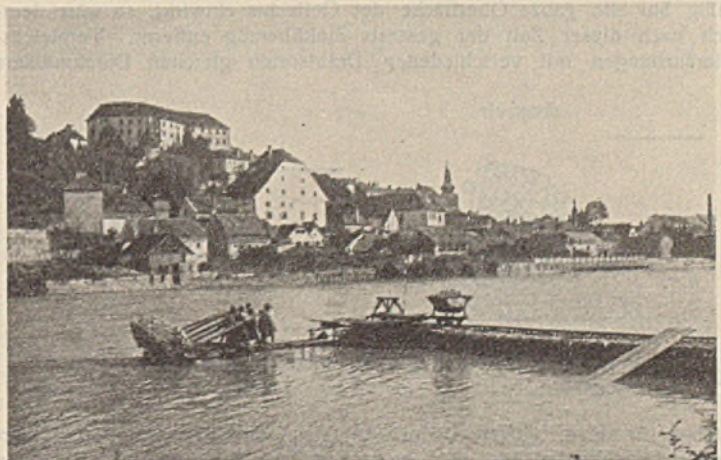


Abb. 32. Bühnenbau aus viereckigen Drahtnetzbehältern in der Drau bei Pettau 1927. Versenken eines Drahtnetzbehälters zur Sicherung des Bühnenkopfes.

Gerade in Gewässern, in denen der Einbau von Drahtnetzkörpern wegen des Vorhandenseins von Geschiebe als Füllung der Baukörper besonders wirtschaftlich ist, sind die daraus errichteten Bauwerke dem Geschiebeangriff ausgesetzt. Bereits nach dem ersten oder zweiten Hochwasser kann die Zinkschutzschicht der Geflechte durch den Geschiebetrieb abgeschleuert sein. Ein solcher teilweise seines Schutzbelages entblößter Draht (Abb. 33) fällt, besonders wenn er im wechselnden Wasserstande liegt, rasch der Korrosion anheim. Der an den blanken Eisenstellen sich ansetzende Rost verbreitet sich allmählich über den ganzen

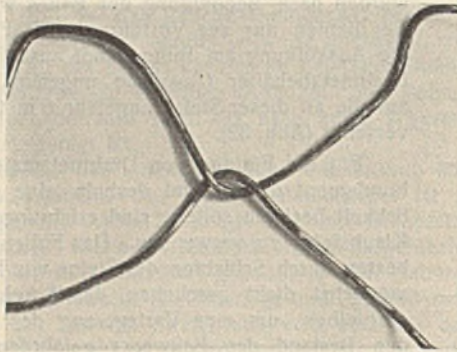


Abb. 33.
Durch Geschiebe abgeschleuerter Zinkbelag
eines Drahtgeflechtes aus der Oberrach.

Draht. Die Korrosion geht rasch weiter, der Drahtdurchmesser wird an manchen Stellen so geschwächt (Abb. 34), daß der geringste äußere Anstoß genügt, um den Bruch herbeizuführen. Um über die Größe des Geschiebeabstriffs Aufschluß zu erhalten, wurden vom Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft, München¹⁸⁾, Abschleißversuche an zwei verzinkten Drahtnetzen mit verschiedenen Drahtdurchmessern systematisch durchgeführt. Das Netz mit der größeren Drahtdicke zeigte zwar größere Widerstandsfähigkeit gegen den Abschleiß, hatte aber bereits in rd. 26 Stunden einen Gewichtsverlust erlitten, der der Größe der gesamten

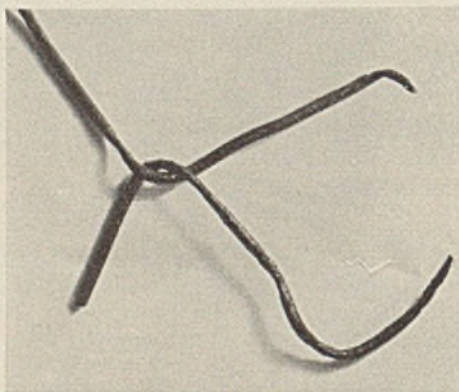


Abb. 34. Von Rost angegriffenes
und geschwächtes Drahtgeflecht aus der Alz.

Zinkauflage entsprach. Könnte man annehmen, daß das Geschiebe gleichmäßig auf die ganze Oberfläche des Geflechtes einwirkt, so wäre demnach nach dieser Zeit der gesamte Zinküberzug entfernt. Vergleichsuntersuchungen mit verschiedenen Drahtsorten gleichen Durchmessers

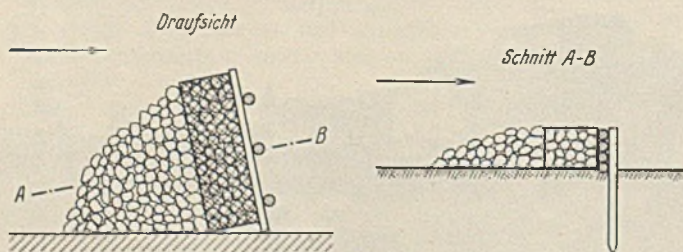


Abb. 35. Typ einer Niedrigwasserbühne, inklinant, im Ischfluß.
(Von der Bundesbauleitung für Wildbachverbauung, Bad Ischl, zur Verfügung gestellt.)

ergaben für einen Kupferdraht nur 90% des Gewichtsverlustes eines verzinkten Eisendrahtes, für einen geglähten Eisendraht rd. 61%, für einen blanken Eisendraht rd. 40% und für einen Stahldraht nur rd. 22%. Wegen seiner hohen Anschaffungskosten dürfte aber ein Stahldraht-

¹⁸⁾ s. Fußnote 1 a, S. 22 bis 25.

geflecht in den meisten Fällen aus wirtschaftlichen Gründen von vornherein ausscheiden.

Bei einem zu erwartenden starken Geschiebeangriff empfiehlt es sich, die gefährdeten Stellen des Bühnenbauwerks durch einen Steinwurf zu sichern. An Stelle von oft zu teuren Natursteinen können Kunststeine in Form viereckiger Blöcke verwendet werden. Die Streichseite des in Abb. 35 dargestellten Niedrigwasser-Bühnenbaues ist durch einen Steinwurf geschützt; das Drahtgeflecht des Kopfes ist allerdings noch der Einwirkung des Geschiebetriebes ausgesetzt. Ein Steinwurf aus kleineren Bruchsteinen wäre an dieser Stelle zwecklos, da er durch das Wasser sofort wieder fortgespült würde.

Ein Zementmörtelverputz von 1 cm Dicke ist unter der Voraussetzung, daß das Bauwerk keinen größeren Senkungen und Formänderungen mehr ausgesetzt ist, als Schutzmaßnahme sehr geeignet. Der Verputz läßt sich der Form des Bauwerks sehr gut anpassen, das Drahtgeflecht bildet eine Art Bewehrung und schützt nunmehr das Bauwerk vor äußeren Einflüssen. Durch diese Vermörtelung werden aber die beweglichen Teile des Bauwerks zu halbstarren. Kleine Setzungen verursachen oft Rissebildungen, die aber auf den Bestand keinen Einfluß ausüben.

Auch Holz eignet sich als Schutzmaßnahme gut, wenn die Verschalung mit Prügel derart ausgeführt ist, daß die Bewegung der Drahtnetzkörper nicht behindert wird bzw. daß sie ihr folgen kann. Abb. 36 zeigt verschalte und abgedielte Drahtnetzbühnen im Alm-Fluß, die aber eine teure und wenig glückliche Lösung dieser Frage darstellen. Die Verwendung von Holz birgt immer die Gefahr in sich, daß es bald in Fäulnis übergeht, und daß zur Erneuerung oft beträchtliche Kosten aufgewendet werden müssen.

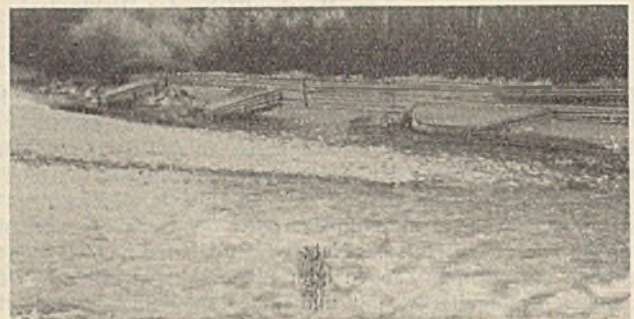


Abb. 36. Verschalte und verdielte Drahtnetzbühnen im Almgebiet.
(Von der Bundesbauleitung für Wildbachverbauung in Ebensee zur Verfügung gestellt.)

Am zweckmäßigsten ist es bei Drahtnetzkörpern, die starken Geschiebeangriffen ausgesetzt sind, Geflechte mit sehr großen Drahtdurchmessern zu verwenden (nach Wallek bis zu 4,6 mm).

Die größte, aber auch am schwierigsten zu bekämpfende Gefährdung erfährt das Drahtgeflecht durch die Korrosion oder Metallselbstauflösung. Alle mechanischen Beschädigungen des Zinküberzuges, seien sie durch Unachtsamkeit beim Einbau der Geflechte oder durch den Geschiebeabstriff entstanden, sind korrosionsfördernd. Über diese Frage wurden vom Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft, München¹⁹⁾, eingehende Untersuchungen angestellt. In diesem Zusammenhange soll auf die neuesten Erkenntnisse auf diesem Gebiete, die auf der fünften Korrosionstagung 1935 in Berlin mitgeteilt wurden, hingewiesen werden²⁰⁾.

Im Laufe der Untersuchung, der handelsüblich verzinkte Drähte Deutschlands zugrunde lagen, ist die Unzulänglichkeit des Korrosionsschutzes auch durch die doppelte Verzinkung immer mehr hervorgetreten. Der Zinküberzug wird durch geringste Überbeanspruchung verletzt, er platzt teilweise ab (Abb. 37), und die interkristalline Schicht zwischen Eisen und Zink, ja oft sogar das Eisen selbst bloßgelegt.

Auf Grund der Bedenken, zu denen der Verfasser über die Verwendung von verzinkten Drahtgeflechtem in seiner Untersuchung kam, teilte das „Drahtwerk der Unternehmung für Berg- und Wildbachverbauung, Straßburg, Kärnten“ mit, daß es seit 1913 „spezialverzinkte“ Drähte in ihrem Werke nach einem besonderen Verfahren herstelle, die sich im Laufe der Jahre sehr bewährt haben. Unter den in Deutschland handelsüblichen und für die Herstellung von Drahtnetzkörpern verwendeten Drähten ist z. B. der sogenannte Telegraphendraht trotz seiner dicken Zinkauflage für die Herstellung dieser Baukörper nicht brauchbar, da er keine größeren Beanspruchungen auf Zug und Druck, ohne Verletzungen der Zinkschicht zu erfahren, aushält. Nicht die Dicke der Verzinkung, sondern die innige Verbindung der Zinkhaut mit dem Eisen ist für die

¹⁹⁾ s. Fußnote 1 a, S. 25 bis 38.

²⁰⁾ Bericht über die fünfte Korrosionstagung 1935. Die Städtereinigung 1935, S. 753 bis 757.

Dauerhaftigkeit bei dieser Verwendung ausschlaggebend. In dem Straßburger Werk werden die Drahtgeflechte von Hand in Sechseckmaschen geflochten, damit nicht bei der maschinellen Herstellung die Zinkschicht durch das Flechtmesser verletzt wird. Verletzungen durch das maschinelle

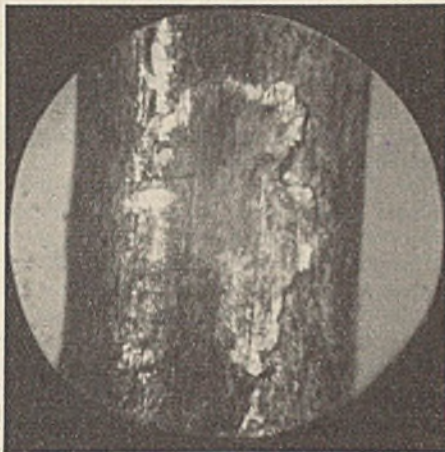


Abb. 37. Abgeblätterte Verzinkung eines Drahtgeflechtes in der Lofer.

Flechten konnten bei fast allen in Deutschland hergestellten viereck-
maschigen Geflechtes festgestellt werden.

Die Anwendung der Drahtgeflechtbauweise ist nur in Gewässern möglich, die frei sind von industriellen Abwässern, Rauchentwicklung von

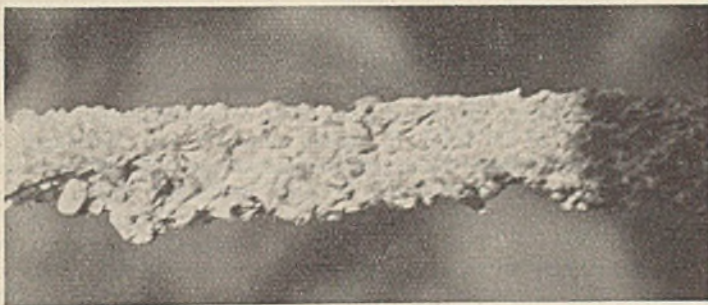


Abb. 38. Völlig verschlickter Draht eines Geflechtes.

Hüttenbetrieben usw., da die Lebensdauer der Geflechte durch diese Einwirkungen bedeutend herabgesetzt wird. Auf den großen Einfluß, den humusreiche Erde auf die Geflechte ausübt, weist Waller hin²¹⁾. Mit humusreichen Schlickablagerungen werden mitunter die Drahtgeflechte

²¹⁾ s. Fußnote 12, S. 81.

der die Bühnenwurzeln bildenden Baukörper überdeckt (Abb. 38). Nach dem Hochwasser beginnen in dieser Schicht nach abermaliger Befeuchtung durch Regen Faul- und Gärungsvorgänge einzutreten, bei denen chemische Reaktionen ausgelöst werden, die auf die Drahtgeflechte zerstörend einwirken und die Korrosion beschleunigen. Zur Sicherung solcher gefährdeten Stellen kommen Weidensicherungen, Rasenbelag oder Weidenspreutlagen in Betracht.

Zusammenfassung.

1. Wirtschaftlich ist die Drahtnetzbauweise unbedingt, wenn die Zufuhr von großen Bruchsteinen zu teuer ist, wenn in Gegenden Mangel an geeigneten Faschinenstoffen herrscht, wenn die Senkfaschinen für die herrschenden Strömungsverhältnisse zu leicht sind, wenn die Einbauten in wechselndem Wasserstande liegen, da dort Faschinenbauten einer raschen Zerstörung anheimfallen, wenn für Betonarbeiten nur lehm- oder eisenhaltiger Kies zur Verfügung steht und wenn in besonderen Fällen alle anderen Bauweisen versagen.

2. Die Herstellung von Drahtnetzkörpern ist unabhängig von der Witterung. Mit größter Beschleunigung können Ausrisse an Bühnenbauten und Uferdeckwerken verbaut werden. Besondere Aufmerksamkeit muß bei der Herstellung und dem Einbau der Baukörper auf sorgfältige Vernähung und Verankerung gelegt werden. Die Drahtgeflechte sind in geschlebeführenden Gewässern und in solchen, in denen Holz getriftet wird, durch geeignete Schutzmaßnahmen, wie Steinwurf, Holzverschalung u. dgl., gegen den Geschlebeabschliff und gegen Beschädigungen durch treibendes Holz zu sichern.

3. Als sekundäres Bauelement eignet sich der Drahtnetzkörper in hervorragendem Maße, wenn zum Vortreiben von Bühnenbauten große Massen eingebracht werden müssen, die von der Strömung nicht fortgetrieben werden, noch ihren Zusammenhang miteinander verlieren.

4. Bei der Herstellung der Drahtnetzkörper ist nur bester Draht, keine handelsübliche Ware zu verwenden, da sonst die Bauwerke einer raschen Zerstörung anheimfallen. Am besten eignet sich gut ausgeglühter (möglichst doppelt geglühter) weicher Eisendraht mit einwandfreier Verzinkung oder Spezialdrähte von Werken, die über eine jahrzehntelange Erfahrung verfügen. Die Netze sind mit der Hand zu flechten, da sonst durch die maschinelle Herstellung bereits im Fabrikationsprozeß Fehler auftreten können. Die handgeflochtenen Drahtnetze sind zwar teurer; dieser Preisunterschied wird aber durch die längere Lebensdauer bei weitem aufgewogen.

5. Die Lebensdauer der Drahtnetzkörper wird allgemein zu zwei Jahrzehnten veranschlagt; sie liegt zwischen Faschinenbau und Betonbau, bei sachgemäßer Herstellung aber näher der Betonbauweise. In manchen Fällen ist sogar die Drahtnetzbauweise der Betonbauweise überlegen. Es treten keine Abfriererscheinungen in der Wasserlinie auf, außerdem zeigt die Drahtgeflechtbauweise gegen Humussäure eine größere Widerstandsfähigkeit als Beton. Unter Umständen wird das aus Drahtnetzkörpern erstellte Bauwerk zum beständigen Bauwerk, wenn sich die Hohlräume der Baukörper mit Sand und Schlamm ausfüllen. Ist das durchsickernde Wasser genügend kalkreich, so kommt es zur Bildung einer konglomeratartigen festen Masse, ein Zerfall des Geflechtes im Laufe der Jahre ist dann für den Bestand des Bauwerks ohne jede Bedeutung.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Südflügel des Mittellandkanals.

Von Regierungs- und Baurat Jordan, Magdeburg, und Regierungsbaurat Gerstenberger, Leipzig.

I. Geschichtliche Entwicklung.

Bei den Verhandlungen zur Vollendung des Mittellandkanals hatte sich Preußen im Juli 1920 für die sogenannte Mittellinie entschieden, während Sachsen, Anhalt, Thüringen und Braunschweig sich nachdrücklich für die Südlinie einsetzten. Da das Reich erklärte, der Vollendung des Mittellandkanals nur dann näherzutreten zu können, wenn er von der Einmütigkeit der Länder getragen würde, schlossen die Regierungen der obengenannten Länder im November 1920 mit dem Reich einen Vergleich, nach dem „zwar die Mittellinie beibehalten, aber durch den Ausbau der Elbe und Saale, sowie durch den Bau des Elster-Saale-Kanals und des Anschlußkanals nach Staßfurt-Leopoldshall — den sogenannten ‚Südflügel‘ — ein vollwertiger Anschluß an das mitteldeutsche Wirtschaftsgebiet hergestellt“ werden sollte. Seine Ausführung konnte jedoch erst nach Überwindung der Inflationszeit im Staatsvertrage vom 24. Juli 1926 mit den beteiligten Ländern vereinbart werden, wobei auch für den Südflügel festgelegt wurde, welche Teile gleichzeitig mit dem Hauptkanal und welche für einen späteren zweiten Ausbaubauabschnitt zurückgestellt werden sollten.

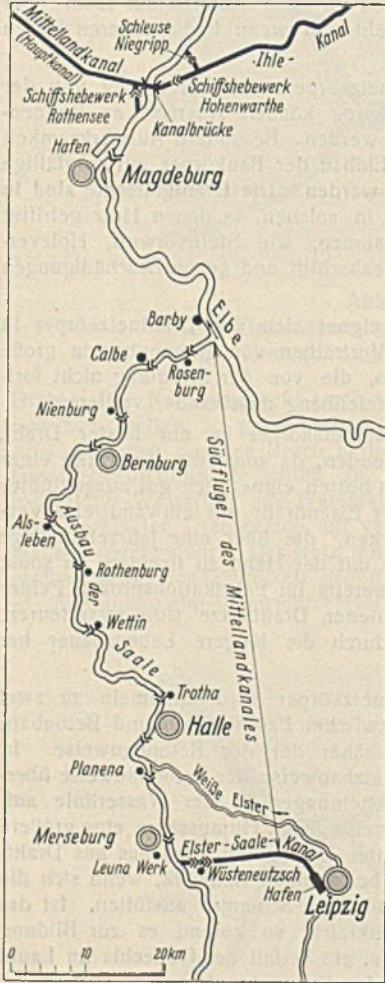


Abb. 1.

Die zur Durchführung dieses Bauprogramms in den darauffolgenden Jahren bereitgestellten Mittel waren indessen so knapp bemessen, daß die gleichzeitige Inangriffnahme der Bauarbeiten am Südflügel nicht möglich war. Dazu kam, daß gerade der Südflügel bis in die letzte Zeit der parlamentarischen Herrschaft von den Parteien stark umstritten war, so daß es schon unvermeidlich erschien, die Ausführung des ganzen Südflügelplanes für eine spätere Zeit zurückzustellen. Aber schon im Sommer 1932 konnten im Rahmen des Papenprogramms die ersten Bauarbeiten zur Herstellung einiger vordringlicher Flußlaufbegradigungen eingeleitet werden, und im Sommer des folgenden Jahres hat es schließlich die Regierung Adolf Hitlers ermöglicht, daß sowohl der Bau des Elster-Saale-Kanals als auch der Ausbau der Saalekanalisierung für 1000-t-Schiffe auf der ganzen Strecke planmäßig in Angriff genommen werden konnten. Der Bau des Stichkanals nach Staßfurt-Leopoldshall war bereits vorher zurückgestellt worden, da seine Ausführung unter den derzeitigen Verhältnissen nicht dringlich ist.

II. Der Elster-Saale-Kanal.

Allgemeines.

Der Elster-Saale-Kanal bildet das Schlußstück des Südflügels des Mittellandkanals. Durch ihn wird die Messestadt Leipzig mit ihrem industriell hochentwickelten Hinterland an die Saale und somit an das deutsche Wasserstraßennetz angeschlossen (Abb. 1).

Nachdem in der Mitte des vorigen Jahrhunderts in vielen Planungen versucht worden war, Leipzig einen Wasserstraßenanschluß an die Elbe zu verschaffen, erkannte Dr. Karl Heine, Leipzig, in den 50er Jahren des vorigen Jahrhunderts, daß der technisch und wirtschaftlich richtige Anschluß Leipzigs an das deutsche Wasserstraßennetz nicht nach der Elbe, sondern nach der Saale zu suchen sei. Mit entschlossener Tatkraft setzte er seine Gedanken sofort in die Tat um, indem er aus eigenen Mitteln mit dem Bau eines aus der Elbe abzweigenden Kanals begann. Er stellte auch tatsächlich ein 2 km langes, für das 400-t-Schiff bemessenes Kanalstück einschließlich der zahlreichen zugehörigen Brücken fertig, das nach seinem Tode den Namen „Karl-Heine-Kanal“ erhielt. Mit der Vollendung des Elster-Saale-Kanals wird dieses von privater Seite begonnene Werk nunmehr endlich seinen Abschluß finden, wenn auch auf einer den neuzeitlichen Verkehrsverhältnissen angepaßten Grundlage, wobei naturgemäß dem bestehenden K.-H.-K. schiffahrtstechnisch nur noch eine untergeordnete Bedeutung zukommen kann.

Ausbaugröße. Der E.-S.-K. wird genau wie der Mittellandkanal und die kanalisierte Saale für das 1000-t-Schiff ausgebaut. Seine Querschnitte entsprechen denen des Ems-Weser-Kanals mit 16 m Sohlenbreite (früherer Mittellandkanalquerschnitt), aber mit 1:2,5 geneigten Böschungen für die Uferbefestigungen. Wenn danach auch die Sohlenbreite um 4 m geringer ist als auf den neuen Strecken des Mittellandkanals, so können sich 1000-t-Schiffe doch auf der ganzen Kanalstrecke begegnen. Die kennzeichnenden Kanalquerschnitte sind in Abb. 4 dargestellt.

Linienführung. Der Kanal (Abb. 2) ist einschließlich des Leipziger Kanalhafens rd. 20 km lang. Er zweigt oberhalb von Merseburg bei Kreykau (in unmittelbarer Nähe des Ammoniakwerkes Merseburg, Leuna) aus der Saale ab und wendet sich in leicht nördlichem Bogen in westlicher Richtung nach Leipzig. Entgegen den früheren Planungen, die versuchten, den Kanal im Tale des Elster-Luppe-Flußgebietes zu führen, liegt die zur Ausführung kommende Linienführung auf der südlich davon vorgelagerten Talrandhochfläche. Abgesehen von der günstigeren Linienführung, die sich dadurch ergibt, ist es hierbei möglich, die obere Haltung in offener Wasserspiegelverbindung mit der Elbe herzustellen.

Am Endpunkte des Kanals ist auf Flur Leipzig-Lindenau der Leipziger Kanalhafen vorgesehen, und zwar an der Stelle, an der ihn schon Dr. Karl Heine geplant hatte. Der Endpunkt des Leipziger Kanalhafens wiederum schließt an den Endpunkt des Karl-Heine-Kanals an.

Längsschnitt des Kanals (Abb. 3). Der E.-S.-K. hat nur zwei Haupthaltungen. Die untere (Saale-) Haltung steht in offener Verbindung mit der Saale und liegt im Stau des Oberwassers der nächstliegenden Saaleschleuse (Staustufe Merseburg). Nachdem die untere Haltung mit 1,5 km Länge das Saaletal durchquert hat, folgt mittels einer Schleusentreppe von zwei Schleusen zu je 11 m Gefälle beim Dorfe Wüsteneutzsch der Anstieg zur oberen (Elster-) Haltung mit einem W.Sp. von +106,75 m NN. Die gesamte obere Haltung des Kanals liegt im wesentlichen im Einschnitt, der in der Nähe von Leipzig auf rd. 3 km Länge eine Tiefe von 10 bis 11 m unter Gelände aufweist. Die Einschnittstrecken werden unterbrochen durch drei große Dämme von 9, 11 und 14 m größter Höhe über Gelände.

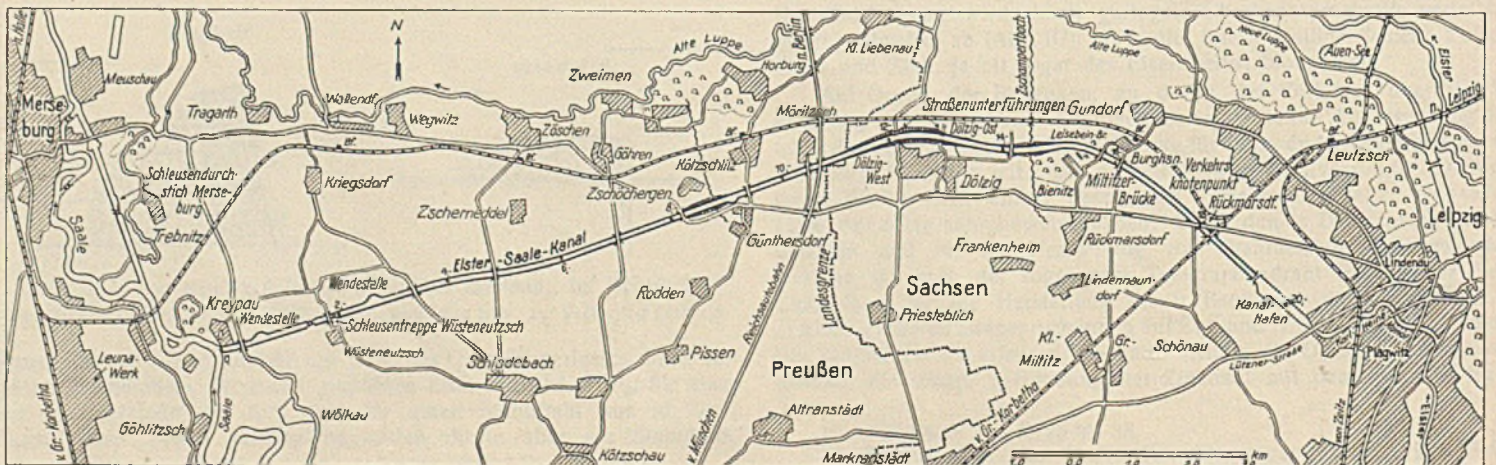


Abb. 2.

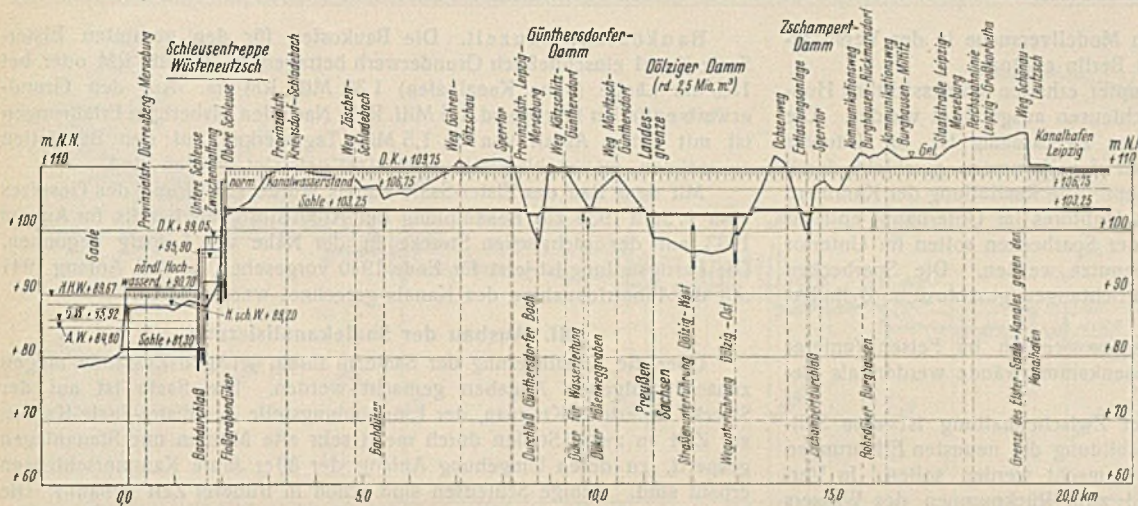


Abb. 3. Längsschnitt des Kanals.

Querschnittausbildung. Der Kanal erhält muldenförmige Querschnitte, von denen zwei kennzeichnende in Abb. 4 dargestellt sind. Die Querschnitte sind so bemessen, daß sich zwei 1000-t-Kähne bequem begegnen können. Die Wasserspiegelhöhe beträgt im Einschnitt 36 m, im Auftrag 38 m, die Wassertiefe 3,50 bzw. 4 m. In den Krümmungstrecken sind Querschnittverbreiterungen vorgesehen, die von 2 m bei einem Halbmesser $r=500$ m bis auf Null bei einem Halbmesser $r=2000$ m abnehmen. Die Einzelheiten der Querschnittausbildung sind aus Abb. 4 ersichtlich. Der 3 m über dem normalen Wasserspiegel liegende Treidelweg ist an der ganzen Kanallänge beiderseits durchgeführt. Unter den

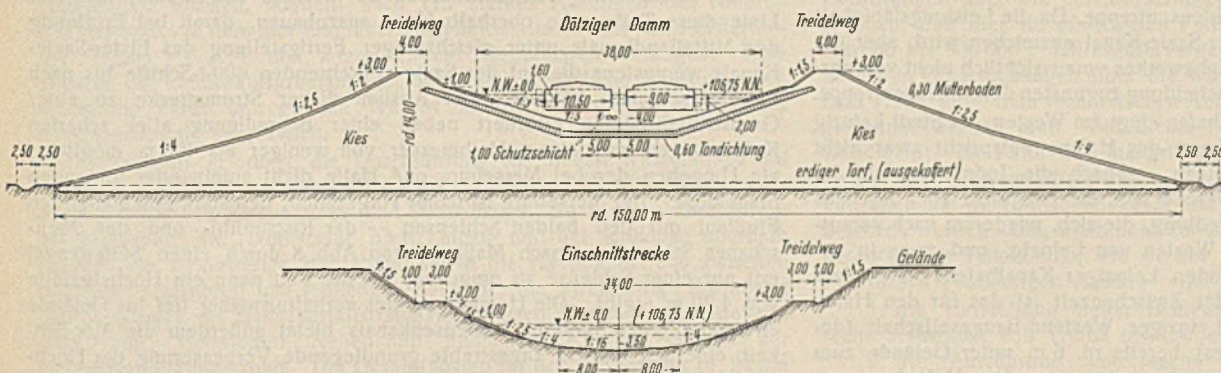


Abb. 4. Querschnitte des Kanals.

Brücken hat er zunächst eine geringere Breite. Bei Bedarf kann er auch hier durch Schlagen von Spundwänden auf die volle Nutzbreite von 3 m gebracht werden. Wo der Kanalwasserspiegel über dem Grundwasserspiegel des benachbarten Geländes liegt, wird der Kanal abgedichtet mit einer 0,40 bis 0,60 m dicken Tonschale, die eine 0,50 bis 1 m dicke Schutzschicht aus kiesigen Massen erhält.

Erdarbeiten. Die Erdarbeiten wurden im August 1933 zunächst im reinen Handschacht begonnen, wobei in großem Umfange Förderbänder eingesetzt wurden. Es wurden hierbei ausschließlich Wohlfahrterwerbslose angesetzt, wobei allerdings die Gestehungskosten auf das etwa 2- bis 3fache der veranschlagten Kosten stiegen. Daher wurde allmählich wieder zum Baggerbetrieb übergegangen. Zur Zeit sind am Kanal acht Bagger beim Aushub tätig.

Insgesamt sind beim E.-S.-K. rd. 5 Mill. m³ Massen zu gewinnen, wovon bis zum April 1936 rd. 2 Mill. m³ bewältigt worden sind, davon rd. 500 000 m³ im Handschacht. Die brauchbaren Aushubmassen werden sämtlich in die drei Dämme eingebaut. Rd. 600 000 m³ für den Einbau in die Dämme ungeeignete Massen werden auf einer großen Seitenablagung abgeklippt, während rd. 900 000 m³ Kiesmassen für die Dämme aus einer Seitenentnahme zusätzlich gewonnen werden müssen.

Bemerkenswert im Rahmen der Erdarbeiten ist der Bau des großen Dölziger Dammes, dessen größter Querschnitt in Abb. 4 wiedergegeben ist. Bei einer Fußbreite von 150 m und einer größten Höhe von 14 m über dem Gelände hat dieser Damm bei rd. 2,5 km Länge einen Inhalt von über 2,5 Mill. m³ Massen. Der Damm wird in Lagen von 1 m Höhe aus den kiesigen Einschnittmassen geschüttet, die mit einem 2-t-Stampfergerät laufend verdichtet werden. Während in die drei großen Dämme nur Sand- und Kiesmassen eingebaut werden (die allerdings zum Teil durch Geschiebemergel verunreinigt sind), werden die niedrigen Rändämme nur aus Geschiebemergel hergestellt, der ebenfalls mit Stampfergeräten sorgfältig verdichtet wird.

Brücken und Unterführungen. Der Kanal weist zwölf Straßenbrücken und eine Eisenbahnbrücke auf. Sieben Straßenbrücken sind

bereits fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Hervorzuheben sind hiervon wegen ihrer Formenschönheit zwei Zweigelenkrahmenbrücken bei Burghausen, von denen die eine in Abb. 5 dargestellt ist. Diese Brückenform wurde im vorliegenden Falle an Stelle der sonst üblichen und etwas billigeren Fachwerkbauwerke mit Rücksicht auf die Landhausbebauung des umliegenden Geländes gewählt. Die Brücken des Kanals haben normal 44 m, bei Querschnittverbreiterungen und bei schiefen Kreuzungen entsprechend größere Stützweite. Die Stützweite der größten Straßenbrücke (Überführung der Reichsstraße Leipzig—Merseburg) beträgt infolge der stark spitzwinkligen Kreuzung 74,10 m. Hier kommen als Überbauten 5,50 m

hohe, unter der Fahrbahn liegende Blechträger zur Verwendung. Die lichte Durchfahrthöhe unter den Brücken beträgt in Brückenmitte 4,50 m über dem normalen Kanalwasserspiegel und nimmt nach den Widerlagern zu um 0,20 m ab.

Unter dem Dölziger Damm werden zwei Straßen mittels zweier Straßenunterführungen von je rd. 100 m Länge und 7,50 bzw. 9 m lichter Breite unterführt. Diese großen Eisenbetonwerke wurden im Jahre 1935 fertiggestellt und dem Verkehr übergeben.

Sonstige Bauwerke. Zum Aufrechterhalten der Vorflut für die gekreuzten Wasserläufe sind fünf Düker und drei Durchlässe erforderlich, die zum größten Teil schon fertiggestellt sind. Damit im Falle der Gefährdung der drei großen Dämme diese von der übrigen Kanallänge abgeriegelt und schnell entleert werden können, sind an den beiden Enden der Dammstrecken zwei Sperrtore vorgesehen, die als Hubtore ausgebildet werden sollen. Das Entleeren der hierdurch abgeriegelten, rd. 6,7 km langen Kanallänge geschieht durch eine im Zschampertdamm eingebaute Entlastungsanlage mittels zweier Stahlheber von je

10 m³/sek größter Leistungsfähigkeit innerhalb von 17 Stunden. Dieses Bauwerk ist im März 1936 fertiggestellt worden.

Schleusentreppe. Die Schleusentreppe Wüsteneutzsch besteht, wie oben erwähnt, aus zwei Schleusen von je 11 m Gefälle. Zwischen den Schleusen liegt eine Zwischenhaltung zum Begegnen der Schiffe von rd. 360 m Länge. Da an der Schleusentreppe Schlepperwechsel stattfindet (die Schlepper also nicht mit geschleust werden), werden die Schleusen-kammern zur Aufnahme eines 1000-t-Kahnes ausgebildet und erhalten die üblichen Abmessungen von 85 m Nutzlänge und 12 m Nutzbreite. Da das Schleusungswasser aus der unteren Haltung (Saale) wieder in die obere Haltung zurückgepumpt werden muß, erhalten die Schleusen je zwei Sparbecken, die durch die gewählten Abmessungen rd. 50 % Wassersparnis ermöglichen.

Für die Füll- und Entleerungseinrichtungen der Schleusen-kammern wurden umfangreiche Untersuchungen angestellt mit dem Zwecke, eine geringe Schleusungszeit und damit größte Leistungsfähigkeit der Schleusen und andererseits Ersparnis an Baukosten zu erreichen. Diese theoretischen

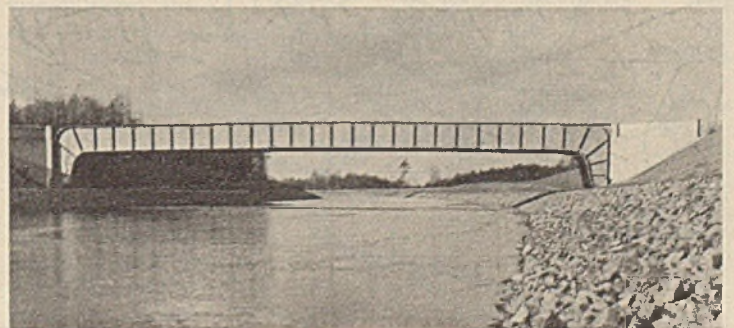


Abb. 5. Zweigelenkrahmenbrücke bei Burghausen.

Untersuchungen werden zur Zeit durch Modellversuche in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin ergänzt.

Die Oberhäupter und die Unterhäupter erhalten voraussichtlich Hubtore, wobei die Schleusen als Schachtschleusen ausgebildet werden. Die Untersuchungen haben ergeben, daß es zweckmäßig ist, die Häupter ohne Umläufe auszuführen. Das Füllen der Kammern geschieht durch geringes Anheben des Tores im Oberhaupt. Die Restfüllung der Kammern soll durch unmittelbares Anheben des Hubtores im Unterhaupt entfernt werden. Nur bei Außerbetriebsetzen der Sparbecken sollen im Untertor eingebaute Schütze zum Entleeren benutzt werden. Die Sparbecken erhalten voraussichtlich als Verschlussvorrichtungen geschlossene Zylinder-schütze.

Die Schleusenkörper beider Schleusen werden im Felsen (unterer Buntsandstein) gegründet. Die Schleusen-kammerwände werden als Gewichtsmauern in Beton ausgebildet.

Für die Schiffsbewegungen in der Zwischenhaltung ist eine Seiltreidelanlage vorgesehen, bei deren Ausbildung die neuesten Erfahrungen beim Hebewerk Niederflinow nutzbar gemacht werden sollen. In Verbindung mit der Schleusentreppe wird zum Rückpumpen des Wassers in die obere Haltung eine Pumpanlage errichtet, für die ein stufenweiser Ausbau entsprechend der Verkehrszunahme vorgesehen ist. Indem die Speicherfähigkeit der oberen Haltung zum Aufspeichern des rückgepumpten Wassers ausgenutzt wird, ist es möglich, bis zu einem Verkehr von rd. 5 Mill. t/Jahr mit Nachtpumpbetrieb auszukommen, wobei infolge der niedrigen Nachtstrompreise die Pumpkosten wirtschaftlich gestaltet werden können.

Es lag im vorliegenden Falle nahe, an Stelle der beiden großen Schleusen ein Hebewerk von 22 m Gefälle zu errichten, das einen geringeren Wasserverbrauch und eine größere Leistungsfähigkeit aufgewiesen hätte. Untersuchungen haben aber ergeben, daß unter den gegebenen örtlichen Verhältnissen ein Hebewerk in den Anlagekosten rd. 3 Mill. RM teurer ist als die Schleusentreppe. Da die Leistungsfähigkeit der Schleusentreppe für den Elster-Saale-Kanal ausreichen wird, aber die größere Leistungsfähigkeit eines Hebewerkes voraussichtlich nicht voll ausgenutzt werden könnte, fiel die Entscheidung zugunsten der Schleusentreppe.

Hafen. Der Leipziger Kanalhafen liegt im Westen der Stadt Leipzig auf Flur Leipzig-Lindenau. Die Lage des Hafens entspricht zwar nicht mehr den neuzeitlichen Grundsätzen, wonach die Industrie nicht im Westen größerer Städte angelegt werden soll, sie entspricht aber durchaus der bereits bestehenden Industriesiedlung, die sich, wiederum nach vorausschauenden Plänen Heines, im Westen von Leipzig, und zwar in unmittelbarer Nähe des zu erbauenden Leipziger Kanalhafens in großem Umfange ausgebreitet hat. In der Zwischenzeit ist das für den Hafen vorgesehene Gelände von der Leipziger Westend-Baugesellschaft (der Rechtsnachfolgerin Dr. Karl Heines) bereits rd. 6 m unter Gelände zum Zwecke der Kiesgewinnung ausgeküstet worden, was dem Hafenbau nunmehr zugute kommt. Der Hafen soll im ersten Ausbau aus einem rd. 1 km langen Becken bestehen, die Erweiterungsmöglichkeit für zwei und mehr Hafenbecken ist jedoch vorhanden.

Hinsichtlich des für den Leipziger Kanalhafen zu erwartenden Verkehrs liegen neuere Ermittlungen der Leipziger Industrie- und Handelskreise vor, die einen anfänglichen Umschlagverkehr von 600 000 bis 800 000 t/Jahr errechnen haben, wobei der Empfang ungefähr das 4fache des Versandes ausmachen wird. Nach anderweiten Erfahrungen ist aber damit zu rechnen, daß dieser Verkehr nach Überwinden der Anlaufzeit eine schnelle Steigerung erfahren wird. Die Umschlaggüter werden hauptsächlich in Kohle (Briketts), Ölen und Fetten, Chemikalien und Eisenerzeugnissen bestehen.

Baukosten, Bauzeit. Die Baukosten für den gesamten Elster-Saale-Kanal einschließlich Grunderwerb betragen rd. 25 Mill. RM oder bei 18,9 km Länge (ohne Kanalhafen) 1,32 Mill. RM/km. Auf den Grunderwerb entfallen hiervon rd. 1,5 Mill. RM. Nach den bisherigen Erfahrungen ist mit einem Anfall von rd. 1,5 Mill. Tagewerken auf den Baustellen zu rechnen, wovon bis jetzt rd. 600 000 geleistet worden sind.

Mit dem Bau des Elster-Saale-Kanals wurde auf Grund des Gesetzes vom 1. Juni 1933 zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit bereits im August 1933 auf der sächsischen Strecke in der Nähe von Leipzig begonnen. Die Fertigstellung ist jetzt für Ende 1940 vorgesehen, so daß Anfang 1941 mit der Inbetriebnahme des Kanals gerechnet werden kann.

III. Ausbau der Saalekanalisierung.

Über die Kanalisierung der Saale in ihrem jetzigen Zustande mögen zunächst folgende Angaben gemacht werden. Die Saale ist auf der Strecke unterhalb Kreypau, der Einmündungstelle des Elster-Saale-Kanals, zur Zeit an zwölf Stellen durch meist sehr alte Mühlen und Stauanlagen gesperrt, zu deren Umgehung Anfang der 80er Jahre Kammerschleusen erbaut sind. (Einige Schleusen sind schon in früherer Zeit gebaut.) Die Lage dieser Schleusen und ihre größten Gefälle gehen aus dem Übersichtsplan (Abb. 6) und dem Längsschnitt (Abb. 7) hervor. Die Schleusen haben auf der rd. 105 km langen Strecke unterhalb Halle nutzbare Längen von 51,0 bis 56,5 m und Breiten von 6,07 bis 6,5 m. Auf Grund dieser Abmessungen hat sich der auf der Saale verkehrende 400-t-Saalemaßkahn mit rd. 51 m Länge und 6 m Breite entwickelt, der bis zu den Umschlagstellen im inneren Stadtgebiete von Halle oberhalb der Gimritzer Schleuse verkehren kann. Auf der Strecke oberhalb Halle besteht zur Zeit wegen der kleineren Schleusenabmessungen von etwa 47 m Länge und 5,60 m Breite nur ein ganz unbedeutender Verkehr mit kleinen Fahrzeugen.

a) Ausbau der Strecke Kreypau—Halle.

Im Staatsvertrag vom Jahre 1926 war deshalb vorgesehen, in erster Linie diese Teilstrecke oberhalb Halle auszubauen, damit bei Eröffnung des Mittellandkanals unter gleichzeitiger Fertigstellung des Elster-Saale-Kanals wenigstens die auf der Saale verkehrenden 400-t-Schiffe bis nach Leipzig gelangen können. Der Ausbau dieser Stromstrecke zu einer Großschiffahrtstraße erfordert neben einer Begradigung aller scharfen Krümmungen mit einem Halbmesser von weniger als 400 m möglichst ein Umgehen der bei Merseburg und Halle dicht aufeinander folgenden Stautufen. Bei Merseburg ist daher vorgesehen, den stark geschlängelten Flußlauf mit den beiden Schleusen — der Rischmühl- und der Meuschauer Schleuse — nach Maßgabe von Abb. 8 durch einen Seitenkanal mit nur einer Schleuse zu umgehen, für die sich dann ein Höchstgefälle von 4,20 m ergibt. Die Herstellung des verhältnismäßig tief ins Gelände eingeschnittenen, unteren Schleusenkanals bietet außerdem die Möglichkeit, eine seit langem angestrebte grundlegende Verbesserung der Hochwasserabflußverhältnisse durchzuführen, und zwar in einfachster Weise durch zwei etwa 80 m lange Betonschwellen, die unterhalb des Schleusenvorhafens auf beiden Kanalufeln als Hochwasserüberläufe ausgebildet werden, so daß der untere Schleusenkanal mit seinem vollen Querschnitt zur Hochwasserabführung beitragen kann.

In gleicher Weise muß auch die obere Flußstrecke im Stadtgebiet von Halle mit ihren drei Schleusen — der Böllberger, der Hallischen und der Gimritzer Schleuse — nach Maßgabe von Abb. 9 durch einen Seitenkanal umgangen, und die drei Schleusen müssen durch eine neue mit einem Höchstgefälle von 3,85 m ersetzt werden. Auch hier wird gleichzeitig mit diesen Arbeiten von der Stadt Halle eine Hochwasserregelung durch Anlage eines etwa 4 km langen Schutzdeiches ausgeführt, wodurch der

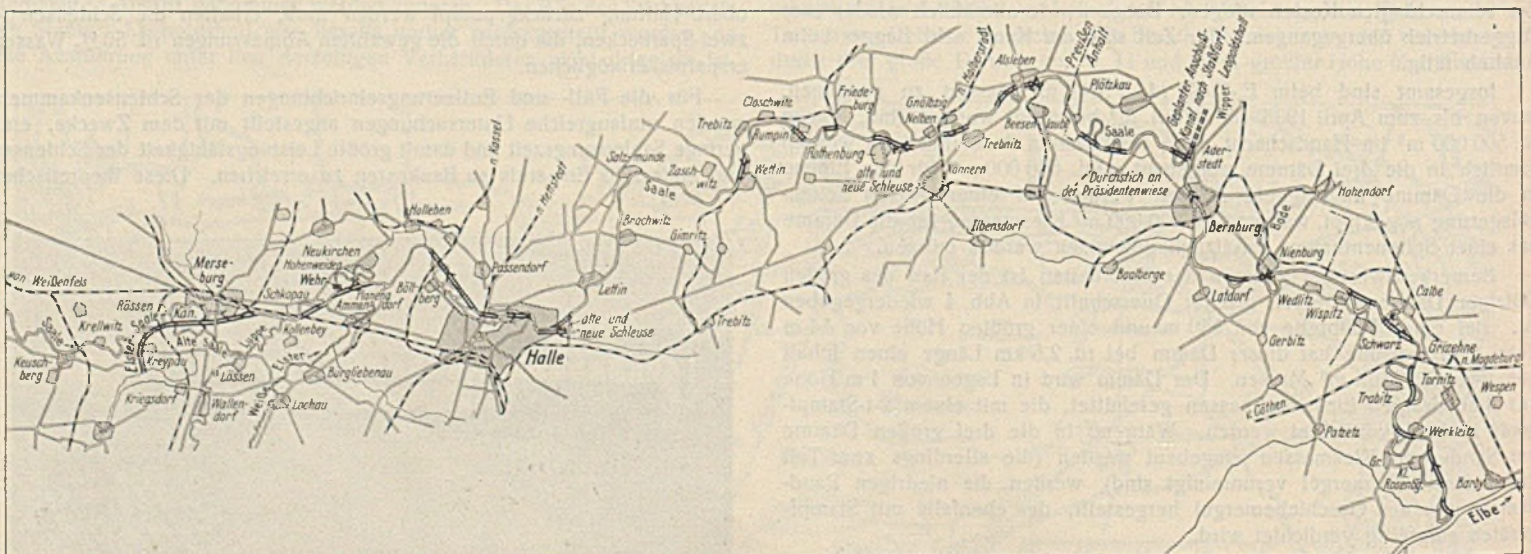


Abb. 6. Übersichtsplan der kanalisiertierten Saale.

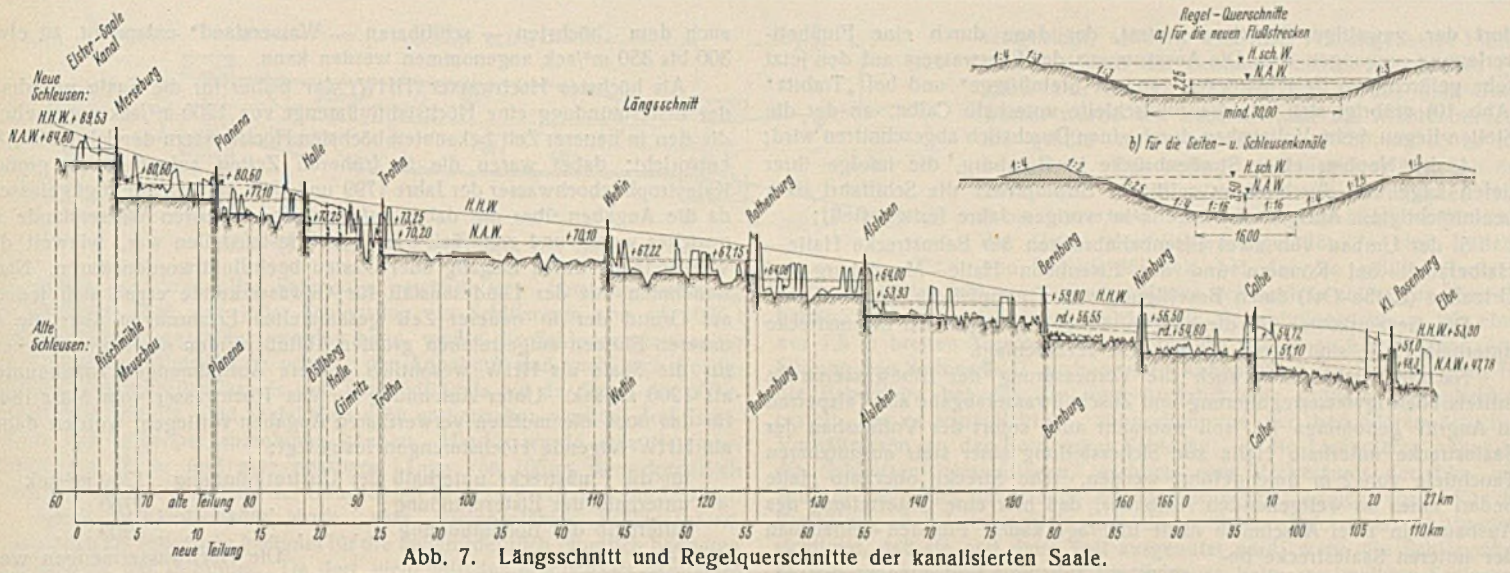


Abb. 7. Längsschnitt und Regelquerschnitte der kanalisiert Saale.

ganze westliche Teil der ausgedehnten Niederung — der Passendorfer Aue — mit den beiden Ortschaften Angersdorf und Passendorf künftig vor Hochwasserüberflutungen geschützt wird.

An der Staustufe Planena, die zwischen Merseburg und Halle liegt, bietet die Anordnung eines neuen Schleusenkanals keine besonderen Schwierigkeiten. Die Vertiefung des Flußbettes auf der Strecke Merseburg—Planena, die infolge des teilweise felsigen Untergrundes jetzt ein starkes Gefälle aufweist, würde nicht nur ein Umgehen der Felsenstrecke erforderlich machen, sondern auch ein starkes Absenken des Niedrigwasserstandes in dem hier einmündenden Seitenarm der „Weißen Elster“ — der Luppe — und den angrenzenden Niederungen bedingen. Zum Schutze der Landeskulturbelange ist daher eine zusätzliche Staustufe durch Errichtung eines beweglichen Wehres unterhalb der Abzweigung des Schleusenkanals vorgesehen.

Schließlich erfordert die Durchführung der neuen Wasserstraße auf dieser Strecke noch zahlreiche Brückenbauwerke zur Überführung der Saale kreuzenden Eisenbahnen und Straßenzüge. So sind zu überführen: bei Merseburg die Hauptstraße nach Leipzig und bei Schkopau oberhalb Planena die zweigleisige Hauptbahn sowie die Hauptlandstraße zwischen Halle und Merseburg und schließlich bei Halle die zweigleisige Eisenbahn Halle—Kassel, die Hauptausfallstraße Halles nach Westen (nach Eisleben), die Halle—Hettstedter Nebenbahn und eine Kohlenwerkbahn der Halleschen Pfännerschaft. Die Gesamtkosten für den Ausbau der rd. 24 km langen Stromstrecke Kreypau—Halle sind zu rd. 21 Mill. RM veranschlagt.

b) Ausbau der Stromstrecke unterhalb Halle.

Der Ausbau der rd. 105 km langen Stromstrecke unterhalb Halle war nach dem Staatsvertrag zur Verringerung der erstmaligen Baukosten im

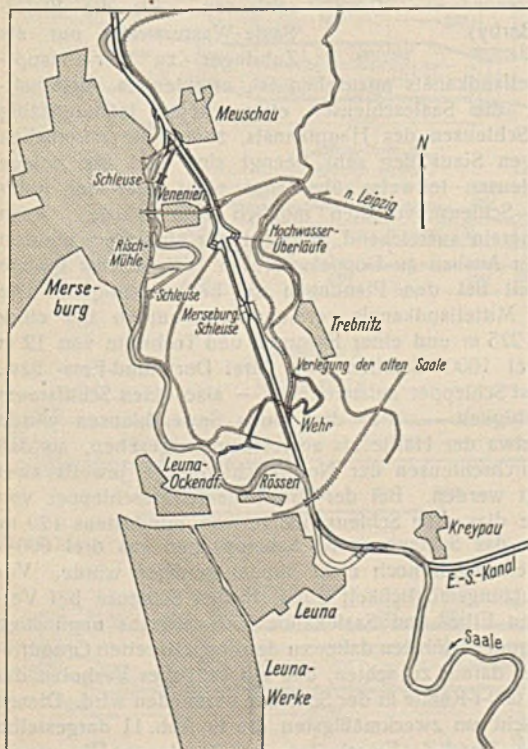


Abb. 8. Oberer Seitenkanal mit Merseburg-Schleuse.

wesentlichen für einen späteren II. Ausbaub Abschnitt vorgesehen. Hier hatten aber die genaueren Vorarbeiten zu dem Ergebnis geführt, daß die Leistungsfähigkeit der alten Schleusen so gering ist, daß es nicht zweckmäßig erschien, mit verhältnismäßig großem Kostenaufwande zunächst nur die Baustrecke oberhalb Halle auszubauen, ohne nicht auch gleichzeitig die Strecke unterhalb Halle so leistungsfähig zu machen, daß sich auf der gesamten Elster-Saale-Wasserstraße ein wirtschaftlicher Verkehr entwickeln kann. In erster Linie ist der Grund für die geringe Leistungs-

fähigkeit dadurch verursacht, daß die Unterdrempel mehrerer Schleusen verhältnismäßig hoch liegen, so daß hier das Schleusen fast ständig unter Zuhilfenahme eines zweiten Unterhauptes — der sogenannten „Fangschleuse“ — in zwei Stufen ausgeführt werden muß. Besonders ungünstig liegen auch die Verhältnisse an der Bernburger Schleuse, die infolge ihrer Lage im Knie einer scharfen Flußkrümmung weder im Oberwasser noch im Unterwasser einen geschützten Vorhafen besitzt, so daß die Abwicklung des Schleusenbetriebes dadurch stark beeinträchtigt wird. Die angestellten Ermittlungen über die Leistungsfähigkeit der unteren Saalestrecke haben ergeben, daß hier im günstigsten Falle eine Verkehrstelgerung auf etwa 800 000 bis 900 000 t Jahresgüterverkehr möglich sein würde, während nach den Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit des Südflügels unterhalb Halle mit einem rechnerischen Anfangsverkehr von weit über 2 Mill. t gerechnet werden muß. Bei dieser Sachlage ergab sich daher die Notwendigkeit, im Falle der Inangriffnahme der Bauarbeiten am Südflügel auch die Strecke unterhalb Halle sogleich so weit auszubauen, daß sie von allen auf dem Mittellandkanal und der Elbe verkehrenden Fahrzeugen befahren werden kann, wenn auch zunächst nur mit den gleichen, zeitweise beschränkten Tauchtiefen, wie sie zur Zeit auf der Elbe vorhanden sind. Für diesen „vorläufigen Ausbau“ sind folgende Maßnahmen erforderlich:

1. die Herstellung neuer Schleusenkanäle und Schleusen an den sechs Stauufen von Trotha bis Calbe;
2. die Ausführung von sechs besonders dringlichen Flußaufbegradigungen, und zwar auf der Haltung Wettin—Rothenburg: die Begradigung der Strecke Rumpin—Friedeburg durch mehrere Durchstiche und Uferabgrabungen; auf der Haltung Rothenburg—Altleben: die Begradigung des S-förmig geschlängelten Flußlaufes bei Gnöblzig-Trebnitz und einer Flußschleife bei Altleben durch Doppeldurchstiche; auf der Haltung Altleben—Bernburg: die Herstellung zweier Durchstiche nebst Uferabgrabungen an der „Präsidenten-Wiese“ und bei Aderstedt, und schließlich auf der Mündungsstrecke unterhalb Calbe: die Herstellung eines Durchstiches an der Mündung bei Saalhorn. Diese Durchstiche sind im wesentlichen bereits fertiggestellt;

3. die Beseitigung der Fahrwassereinengungen auf den Strecken mit felsigem Untergrund, und zwar bei Groß-Wirschleben unterhalb Altleben und an der „Kleinen Eisfurth“ unterhalb Bernburg, wo im Jahre 1933 bei Lat-

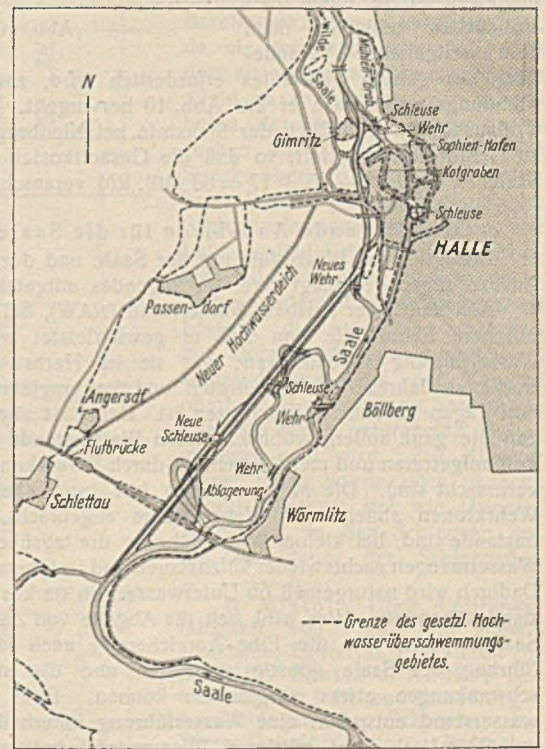


Abb. 9. Unterer Seitenkanal (bei Halle) mit neuer Schleuse.

dorf der gewaltige Bergsturz eintrat, der dann durch eine Flußbettverlegung umgangen ist. Die Ausräumung des Fahrwassers auf den jetzt sehr gefürchteten Felsenstrecken „an der Steinflügge“ und bei „Trabitz“ (Abb. 10) erübrigt sich, da die Flußschleife unterhalb Calbe, an der die Stellen liegen, beim Vollausbau durch einen Durchstich abgeschnitten wird;

4. der Neubau einer Straßenbrücke in Bernburg, die infolge ihrer tiefen Lage und durch einen seitlichen Stropfweiler die Schifffahrt stark beeinträchtigte. Auch sie ist bereits im vorigen Jahre fertiggestellt;

5. der Umbau von zwei Eisenbahnbrücken der Bahnstrecke Halle—Halberstadt bei Könnern und der Eisenbahn Halle—Magdeburg bei Grizelne (Calbe-Ost) durch Beseitigung von Stropfweilern.

Die Gesamtkosten für diesen „vorläufigen Ausbau“ der Stromstrecke unterhalb Halle sind zu rd. 25 Mill. RM veranschlagt.

Nachdem inzwischen auch die Verbesserung der Elbewasserstraße mittels Niedrigwasserregulierung und Zuschußwasserabgabe aus Talsperren in Angriff genommen ist, soll nunmehr auch sofort der Vollausbau der Saalestrecke unterhalb Halle zur Sicherstellung einer stets ausnutzbaren Tauchtlefe von 2 m durchgeführt werden. (Die Strecke oberhalb Halle bedarf eines so weitgehenden Ausbaues, daß hier eine Unterteilung des Ausbaues in zwei Abschnitte nicht in Frage kam.) Für den Vollausbau

der unteren Saalestrecke besteht ein genereller Vorentwurf, der im Jahre 1920/21 von der Ingenieurbaufirma Havestadt & Contag im Auftrage der Südflügel-Interessenten aufgestellt und von der Elbstrombauverwaltung geprüft und für den 1000-t-Schiffsverkehr überarbeitet worden ist. Zur Sicherstellung der vollen Tauchtlefen sieht der Contagsche Entwurf den Einbau zweier weiterer Stau-stufen bei Nienburg und am unteren Ende der Mündungsstrecke vor. Die Anordnung eines Staues in der Mündungsstrecke ist in jedem Falle erforderlich; ob auch der Stau bei Nienburg notwendig sein wird, steht noch nicht fest. Außerdem verbleibt für den Vollausbau das Vertiefen bzw. Verbreitern der Fahrinne und die Herstellung der restlichen Durchstiche und Begradigungen, soweit die Flußkrümmungen einen kleineren Halbmesser als 400 m aufweisen. Inwieweit allein durch den Vollausbau teilweise noch eine weitgehende Veränderung des ganzen Flußlaufes erforderlich wird, zeigt der Ausbau der Mündungsstrecke, wie er aus Abb. 10 hervorgeht. Die Kosten für den Vollausbau einschließlich der Staustufe bei Nienburg sind überschläglich zu 17 Mill. RM ermittelt, so daß die Gesamtkosten für den Ausbau der Saale zu rund 21 + 25 + 17 = 63 Mill. RM veranschlagt sind.

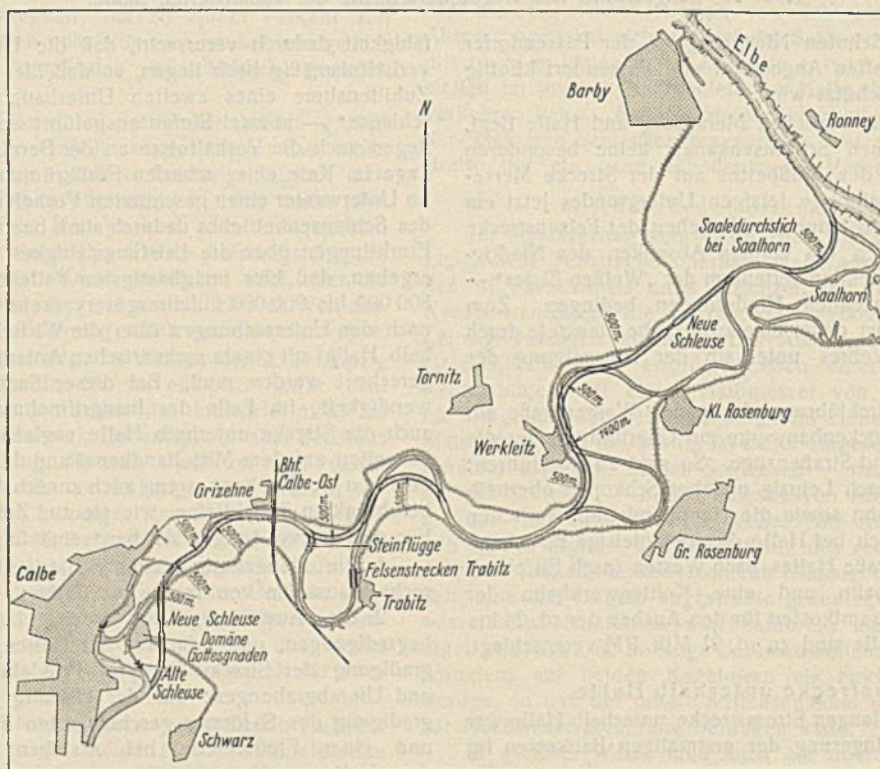


Abb. 10. Kanalisierung der unteren Saale (Calbe—Barby).

c) Grundlegende Annahmen für die Saalekanalisierung.

Bezüglich der Wasserführung der Saale und der Annahmen, die dem Ausbau zugrunde gelegt sind, sei folgendes mitgeteilt:

Als niedrigster Ausbau-Wasserstand (NAW), bei dem noch eine ausnutzbare Sohlentiefe von 2,25 m gewährleistet werden soll, ist eine Wasserführung angenommen, wie sie im Herbst des außergewöhnlich trockenen Jahres 1929 eingetreten und im langjährigen Durchschnitt an fünf Tagen im Jahr unterschritten ist. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß die ganz außergewöhnlich tiefen Wasserstände immer nur für kurze Zeit aufgetreten und meist künstlich durch Einwirkung der Mühlenbetriebe verursacht sind. Die Mühlen haben fast durchgehend auf den massiven Wehrkronen abnehmbare Wehraufsätze angebracht, mit deren Hilfe sie imstande sind, bei kleiner Wasserführung die tagsüber zuviel verbrauchten Wassermengen nachts wieder aufzustauen und im Oberwasser aufzuspeichern. Dadurch wird naturgemäß im Unterwasser ein starkes Abfallen des Wasserstandes bewirkt. Hier wird sich die Abgabe von Zuschußwasser aus den Saalealsperren für die Elbe-Anreicherung auch für die Niedrigwasserführung der Saale günstig auswirken und die starken Wasserstandsschwankungen etwas ausgleichen können. Dem niedrigsten Ausbauwasserstand entspricht eine Wasserführung unterhalb der Elstermündung von 23 m³/sek. Bei mittlerem Wasserstand beträgt die Wasserführung etwa 85 m³/sek; während die bordvolle Wasserführung, die annähernd

auch dem „höchsten — schiffbaren — Wasserstand“ entspricht, zu etwa 300 bis 350 m³/sek angenommen werden kann.

Als höchstes Hochwasser (HHW) war bisher für die Saale unterhalb der Elstermündung eine Höchstabflußmenge von 1200 m³/sek vorgesehen, die den in neuerer Zeit bekannten höchsten Hochwassern der Jahre 1881/82 entspricht; dabei waren die in früheren Zeiten aufgetretenen großen Katastrophenhochwasser der Jahre 1799 und 1830 unberücksichtigt gelassen, da die Angaben über die dabei aufgetretenen höchsten Wasserstände zu unsicher waren und zum Teil auch nicht festzustellen war, wieweit die Wasserstände durch Elsgang oder Eisstau beeinflusst worden waren. Nach Benehmen mit der Landesanstalt für Gewässerkunde ergab sich jedoch auf Grund der in neuerer Zeit gesammelten Erfahrungen über die an unseren Flüssen aufgetretenen größten Abflußpenden die Notwendigkeit, für die Saale als HHW wesentlich größere Abflußmengen anzunehmen als 1200 m³/sek. Unter Anlehnung an das Hochwasser vom März 1830, für das noch die meisten verwertbaren Angaben vorliegen, wurden daher als HHW folgende Höchstmengen festgelegt:

für die Flußstrecke unterhalb der Unstrutmündung .	1300 m³/sek
unterhalb der Elstermündung	1700
unterhalb der Bodemündung	1900

Die Hochwassermengen werden sich aber künftig durch den Einfluß der Saalealsperren etwas verringern.

Für die neuen Flußstrecken ist als Regelquerschnitt eine Mindestsohlenbreite von 30 m in einer Tiefe von 2,25 m unter NAW vorgesehen, sofern aus hydraulischen Gründen nicht eine größere Breite erforderlich ist. Die neuen Flußstrecken werden so ausgeführt, daß Krümmungshalbmesser unter 500 m vermieden werden. Die Schleusen und Seitenkanäle erhalten ebenso wie der Elster-Saale-Kanal den früheren Mittellandkanalquerschnitt mit 16 m Sohlenbreite, aber mit 1:2,5 geneigten Böschungen für die Uferbefestigungen.

Eine der wichtigsten Fragen, die anlässlich der Vorarbeiten geklärt werden mußten, war die Frage der zweckmäßigsten Größe und Grundrißgestaltung der neuen Saaleschleusen. Da die Elster-Saale-Wasserstraße nur als Zubringer zu der Haupt-

wasserstraße des Mittellandkanals anzusehen ist, erschien es wirtschaftlich nicht vertretbar, die Saaleschleusen etwa ebenso leistungsfähig auszubauen wie die Schleusen des Hauptkanals, zumal die räumlichen Verhältnisse an einigen Stau-stufen sehr beengt sind und die Anlage langer Schlepplugschleusen teilweise überhaupt nicht oder nur unter Beeinträchtigung der Schleusenvorhöfen möglich sein würde. Auch erschien es von vornherein ausreichend, zunächst nur einfache Schleusen herzustellen und ihren Ausbau zu Doppelschleusen lediglich als spätere Erweiterungsmöglichkeit bei den Planungen zu berücksichtigen. Die neuen Schleusen des Mittellandkanals vermögen bekanntlich bei einer nutzbaren Länge von 225 m und einer Kammer- und Torbreite von 12 m Schlepplüge von zwei 1000-t-Schiffen oder drei Dortmund-Ems- bzw. 600-t-Elbekähnen nebst Schlepper aufzunehmen — also einen Schiffsraum von rd. 2000 t Ladefähigkeit —. Für die neuen Saaleschleusen wurde ein Schiffsraum von etwa der Hälfte als ausreichend angesehen, so daß grundsätzlich zum Durchschleusen der Normalschlepplüge jeweils zwei Schleusungen benötigt werden. Bei der Größe der Saaleschlepper von 35 m und mehr hätte dies eine Schleusenlänge von mindestens 120 m bedingt, die aber für das Schleusen von Schlepplügen aus drei 600-t-Kähnen in zwei Schleusungen noch nicht einmal genügen würde. Vor allem wäre die Ausnutzungsmöglichkeit einer solchen Schleuse bei Verwendung der üblichen Elbe- und Saalekähne eine überaus ungünstige gewesen. Diese Erwägungen führten daher zu der doppelbreiten Grundrißform. Dabei war aber darauf zu achten, daß ein seitliches Verholen der großen, 80 m langen 1000-t-Kähne in der Schleuse vermieden wird. Diesen Anforderungen entspricht am zweckmäßigsten die in Abb. 11 dargestellte neuartige Grundrißform. Durch das Einschalten eines 30 m langen Übergangsstückes von der doppelbreiten Kammer zum 12 m breiten Tor wird ein

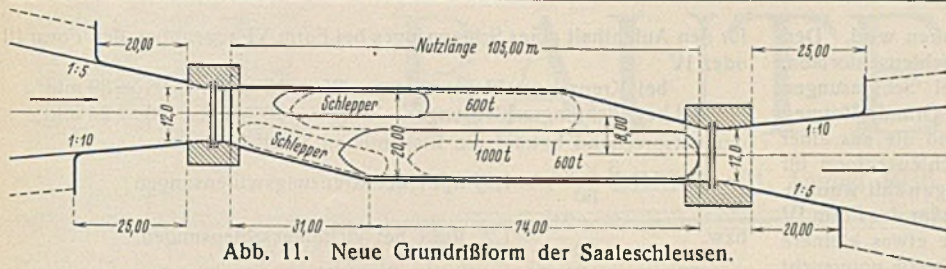


Abb. 11. Neue Grundrißform der Saaleschleusen.

bequemes Ausfahren aller Fahrzeuge gewährleistet. Um der Forderung zu genügen, daß mit jeder Schleusung ein Schiffsraum von rd. 1000 t nebst Schlepper geschleust werden kann, mußte die Schleuse gleichzeitig zwei Dortmund-Ems-Kähne oder in der Annahme, daß auch nach Fertigstellung des Mittellandkanals und des Südflügels auf der Saale die 600-t-Elbekähne und die 400-t-Saalekähne noch vorherrschen werden, drei Saalekähne mit Schlepper aufnehmen können. Hierfür wurde eine Kammerbreite von 20 m und eine nutzbare Länge von 105 m für erforderlich gehalten, die ein Versetzen der Häupter bei 12 m Torbreite um 8 m bedingt.

Diese verhältnismäßig kurze, aber leistungsfähige Schleusenform erwies sich als besonders geeignet für die außerordentlich räumlich beengten Verhältnisse bei Bernburg. Da dort nicht mit der Möglichkeit gerechnet werden kann, bei günstiger Entwicklung des Verkehrs nötigenfalls noch eine zweite Schleuse errichten zu können, war es erforderlich, die Schleuse von vornherein bei geringster Längenentwicklung so leistungsfähig zu machen, daß sie den gesamten, oberhalb Bernburg zu erwartenden Verkehr bewältigen kann. Ein weiterer Vorteil dieser Schleusenform gerade für die Bernburger Schleuse besteht darin, daß durch eine geringe Drehung des Oberhauptes die ganze Schleuse wie in einer Krümmung angeordnet und dadurch der Örtlichkeit gut angepaßt werden kann (Abb. 12).

Bei dieser Sachlage ist es gegebene, als Verschlussvorrichtung Hubtore zu wählen, die es ermöglichen, alle beweglichen, einer ständigen Abnutzung unterliegenden Konstruktionsteile jederzeit leicht einsehen und ohne größere Unterbrechung des Schleusenbetriebes Instand halten zu können. Auch in der Längenentwicklung benötigen sie den geringsten Raum, zumal die Tore bei den hier in Frage kommenden, verhältnismäßig kleinen Schleusengefällen ohne Schwierigkeit so ausgebildet werden können, daß sie unter Wegfall von Umläufen unmittelbar zum Füllen und Entleeren der Schleusen verwendet werden können. Wenn auch schon Erfahrungen über das Bewegen großer Schütztafeln unter vollem Wasserdruck vorliegen, so erschien es bei der Neuartigkeit eines derartigen Schleusenbetriebes doch geboten, die Verhältnisse durch Modellversuche zu klären. Die Versuche sind in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau an einem vollständigen Schleusenmodell durchgeführt und haben die Zweckmäßigkeit der hier gemachten grundsätzlichen Annahmen bestätigt, soweit dies im Rahmen derartiger Versuche möglich ist. Durch sehr umfangreiche Versuche wurde nicht nur die zweckmäßigste Ausbildung des Abfallbodens und des zur Beruhigung des Wasserschwalls erforderlichen Stoßbalkens am Oberhaupt und des Sturzbettes im Unterhaupt

festgestellt, sondern auch die Vorgänge beim Füllen und Entleeren der Schleuse mittels Toranhubes geklärt. Für das Füllen der Schleuse aus dem Oberwasser wurde mit Rücksicht auf die Mühlenbetriebe die größte Wasserentnahme auf 30 bis 35 m³/sek beschränkt. Das bedingt ein langsames Anheben des Tores um 75 cm mit einer Geschwindigkeit von 3 bis 5 mm/sek. Danach ergibt sich — je nach der Größe des Schleusengefälles — eine Füllzeit von 300 bis 350 sek, bei der die größten Trossen-

kräfte der in der Schleuse liegenden Kähne sich noch in zulässigen Grenzen halten. Durch die Wahl der Hubtore als Verschlussvorrichtung mit einer nur 1,5 m breiten Tornische in Verbindung mit einer keilförmigen Ausbildung der Seitenwände auch an den Außenseiten der Häupter wird für die Fahrzeuge bei der Ein- und Ausfahrt eine größere Beweglichkeit erzielt, die es ermöglicht — abgesehen von den besonderen örtlichen Verhältnissen an der Bernburger Schleuse —, die Liegeplätze näher an die Schleusen heranzulegen, wodurch eine Verkürzung der Ein- und Ausfahrtwege und damit auch der Schleusungszeit erreicht wird. Für die Ermittlung der Leistungsfähigkeit dieser Schleusenform ist zu berücksichtigen, daß sie erst dann voll ausgenutzt wird, wenn die Schleppzüge so zusammengestellt sind, daß die Schleuse beim zweimaligen Schleusen jedesmal voll ausgenutzt ist. Danach würden auch Schleppzüge in Betracht zu ziehen sein, die sich aus vier 600-t bzw. sechs 400-t-Kähnen oder in ähnlicher Weise zusammensetzen und demnach ein Höchstschleppgewicht von 2400 t ergeben. Ob allerdings ein Verkehr mit derartig großen Schleppzügen auf der Saale, die auch nach dem Ausbau noch wesentlich stärkere Strömungen aufweisen wird als z. B. die Havel, wirtschaftlich sein wird, ist nicht sicher. Unter Verwertung der Erfahrungen, die für die Berechnung von Schleusungszeiten früher mitgeteilt sind¹⁾, errechnen sich die Schleusungszeiten für die neue Schleusenform zu je 25 min bei Zugrundelegung der Normalschleppzüge des Mittellandkanals und zu je 27 min bei den längeren Schleppzügen mit einem Schleppgewicht von 2400 t; i. M. darf also mit einer Schleusungszeit von 26 min gerechnet werden, wobei die Weglängen für die Ein- und Ausfahrt so angenommen sind, wie sie sich aus der Anordnung der Liegeplätze in Abb. 13 ergeben. Die Einfahrtsgeschwindigkeiten sind dabei zu 0,5 m/sek und die Ausfahrtsgeschwindigkeiten zu 0,66 m/sek gerechnet. Die Dauer einer Leerschleusung beträgt 10 min. Bei Annahme von 2/3 Kreuzungsschleusungen, 1/3 Richtungsschleusungen und einer mittleren Nutzlast von $\frac{1}{2} \left(\frac{2000}{2} + \frac{2400}{2} \right) = \frac{2200}{2} = 1100$ t Schiffsraum ergibt sich somit die Leistungsfähigkeit der Schleusenform wie folgt:

in $3 \times 26 + 10$ min werden 3×1100 t Schiffsraum geschleust,
also in 88 min rd. 3300 t
oder in 1 Std. rd. 2250 t;
mithin bei 3800 Betriebstunden im Jahr
rd. 8 550 000 t Schiffsraum oder bei 50 % Ausnutzung
rd. 4 275 000 Ladungstonnen.

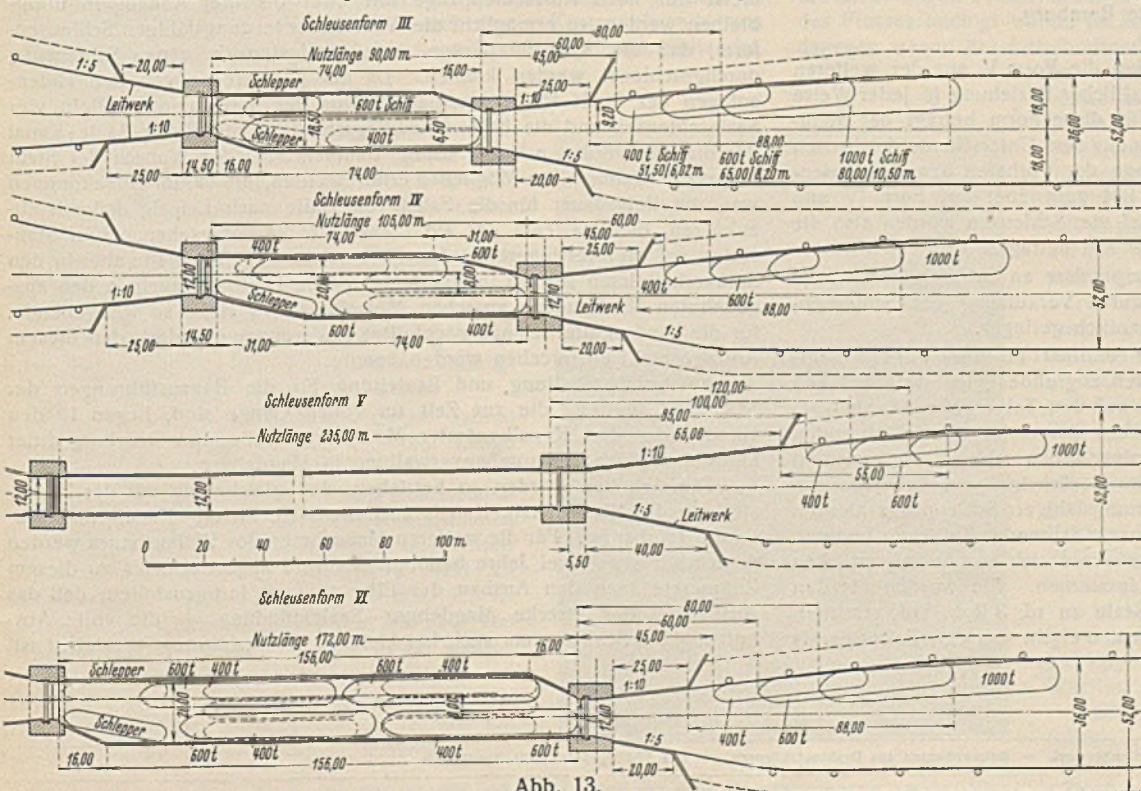


Abb. 13. Verschiedene Grundrißformen für die Saaleschleusen.

Angesichts dieser großen Leistungsfähigkeit, die aber für die Bernburger Schleuse notwendig ist, da sie imstande sein muß, den dort zu erwartenden Höchstverkehr allein zu bewältigen, war es geboten, des weiteren noch zu untersuchen, ob für die Schleusen der Strecke oberhalb Bernburg bis Halle bzw. Merseburg gegebenenfalls auch Schleusenformen von geringerer Leistungsfähigkeit in Frage kommen, da bei den übrigen Stautufen jederzeit die Möglichkeit besteht, die einfachen Schleusen zu Doppelschleusen auszubauen, während anderseits der Verkehr oberhalb Halle naturgemäß immer geringer sein wird. Zur Klärung dieser Frage wurde noch genauer geprüft, wieviel sich ein längerer Aufenthalt an den Schleusen auf die Reisedauer der Schleppzüge

¹⁾ Mistol, Über Leistungsfähigkeit von Fluß- und Kanalschleusen, Bautechn. 1932, Heft 16, S. 207 ff.; Baertz u. Knoke, Bewahrung der Füll- und Entleerungsvorrichtungen der Schleusen des Weser-Datteln-Kanals, Bautechn. 1932, Heft 54, S. 700.

und damit auf die Kosten des Schiffahrtbetriebes auswirken wird. Den Untersuchungen wurden für die beiden Gruppen der Schleusenformen, die für das Durchschleusen eines Schleppzuges zwei Schleusungen oder eine Schleusung benötigen, je zwei verschiedene Grundrißformen zugrunde gelegt, wie sie aus Abb. 13 zu ersehen sind und die aus einer Reihe von Voruntersuchungen über die zweckmäßigste Schleusenform für die ganze Flußstrecke von Merseburg bis zur Mündung ausgewählt wurden. Von den beiden Grundrißformen der ersten Gruppe ist außer der Form IV mit 105 m Nutzlänge und 20 m größter Kammerbreite die etwas kleinere Form III mit 90 m Nutzlänge und 18,5 m größter Kammerbreite untersucht worden; sie ist den Normalschleppzügen des Mittellandkanals oder gleichwertigen Schleppzügen des Elbeverkehrs aus 600-t- und 400-t-Kähnen mit einem Höchstschleppgewicht von 2000 t angepaßt. Sie vermag ebenfalls einen Schlepper mit einem 1000-t-Schiff oder mit einem 600-t- und einem 400-t-Kahn aufzunehmen. Die mittlere Schleusungszeit für diese Schleppzüge beträgt ebenfalls etwa 25 min und etwa 10 min für eine Leerschleusung. In der zweiten Gruppe der Schleusenform, die als eigentliche Schleppzugschleusen die Schleppzüge ohne Teilung aufnehmen können, kamen in erster Linie die Schleppzugschleusen des Hauptkanals in Frage, nur mit dem Unterschiede, daß ihre Länge wegen der größeren Abmessungen der Saaleschlepper zu 235 m angenommen werden muß (hier mit Form V bezeichnet). Sie erfordert die Möglichkeit großer Längenentwicklung, gestattet aber bei Verwendung kleinerer Fahrzeuge nur eine sehr ungünstige Ausnutzung. Es ist deshalb außerdem als Form VI eine doppelbreite und doppelange Form vorgesehen mit einer nutzbaren Länge von 172 m, einer Kammerbreite von 20 m und einer mittleren Schleusungszeit von 36 min.

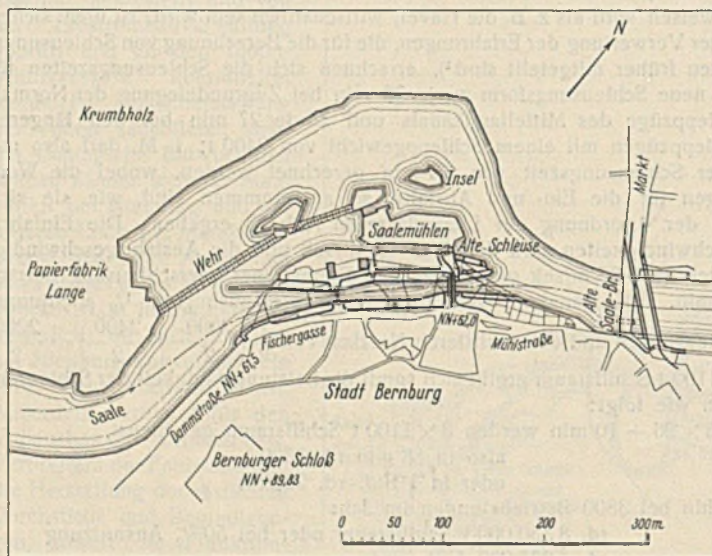


Abb. 12. Schleuse Bernburg.

Im Laufe der Untersuchungen schied die Form V aus der weiteren Betrachtung aus, da sie sich in wirtschaftlicher Beziehung in jeder Weise ungünstiger erwies als die Form VI. Für diese Form beträgt der Mehraufwand an Baukosten, die sich lediglich aus dem Unterschiede der Kosten für die Schleusenammer und die Länge der Vorhäfen bzw. Schleusenkanäle zusammensetzen, etwa 312 000 RM gegenüber der Form IV und 375 000 RM gegenüber der Form III; bei vier Schleusen würden also die einmaligen Mehrkosten weit über 1 Mill. RM betragen.

Demgegenüber ergaben sich die Ersparnisse an Schiffahrtkosten, die bei den langen Schleppzugschleusen durch Verkürzung der Schleusen-aufenthalte erzielt werden können, wesentlich geringer.

Der Ermittlung konnten nur die der Schiffahrt im Bergverkehr entstehenden, durchschnittlichen Selbstkosten zugrunde gelegt werden. Die Einwirkung langer Schleppzugschleusen auf den Talverkehr läßt sich bei der Mannigfaltigkeit des Zusammentreffens der meist einzeln fahrenden Talkähne mit den Schleppzügen noch weniger genau zahlenmäßig ermitteln als beim Bergverkehr. Es ist aber zu berücksichtigen, daß jede Beschleunigung des Bergverkehrs durch leistungsfähigere Schleppzugschleusen eine entsprechende Verzögerung der einzeln fahrenden Talkähne bedingt. Die Schiffahrtkosten für den Bergverkehr setzen sich aus den eigentlichen Schiffskosten und den Schleppkosten zusammen. Sie wurden für den künftigen Schleppzugverkehr auf der Saale zu rd. 3 Rpf/t/Std. ermittelt. Aus dem Unterschiede der Schleusungszeiten ergibt sich eine Zeitersparnis

für den Aufenthalt eines Schleppzuges bei Form VI gegenüber der Form III oder IV

bei Kreuzungsschleusungen zu $(25 + 25 + 25) - 36 = 39$ min
und bei Richtungsschleusungen $(25 + 10 + 25) - 36 = 24$ min;
dementsprechend beträgt die Ersparnis an Schiffahrtkosten

$$\frac{3 \times 39}{60} = 1,95 \text{ Rpf/t bei Kreuzungsschleusungen}$$

$$\text{bzw. } \frac{3 \times 24}{60} = 1,2 \text{ Rpf/t bei Richtungsschleusungen.}$$

Mit diesen Werten ergibt die Durchführung der Berechnung nach den Formeln der Zins- bzw. der Zinseszins- und Rentenrechnung folgendes:

1. Wird angenommen, daß bei günstiger Entwicklung des Schiffsverkehrs sich etwa nach 30 Jahren die Notwendigkeit ergibt, die einfachen Schleusen zu Doppelschleusen auszubauen, so daß von diesem Zeitpunkte ab die Schleppzüge ohne Teilung durchgeschleust werden können, so würden erst bei einer Steigerung des Bergverkehrs auf weit über 6 Mill. t Schiffsraum bzw. 3 Mill. Ladungstonnen die Ersparnisse an kapitalisierten Schiffahrtkosten annähernd den Mehraufwand an Schleusenbaukosten erreichen.

2. Wird jedoch angenommen, daß in absehbarer Zeit die zweiten Schleusen nicht gebaut werden, so würden die Ersparnisse an Schiffahrtkosten bei einer Steigerung des Bergverkehrs auf über 5 Mill. t Schiffsraum bzw. 2,5 Mill. Ladungstonnen etwa diese Höhe erreichen. Man darf aber ohne weiteres annehmen, daß bei einer solchen Verkehrssteigerung, die einem Gesamtverkehr (in beiden Richtungen) von etwa 4 Mill. t Jahresgüterverkehr entsprechen würde, sich längst das Bedürfnis geltend gemacht haben wird, die einfachen Schleusen zu Doppelschleusen auszubauen, um auf die Dauer die Leistungsfähigkeit der ganzen Wasserstraße mit ihren zahlreichen Staustufen nicht nur von einer Schleuse abhängen zu lassen. Jedenfalls bestanden nach dem Ergebnis dieser Untersuchungen keinerlei Bedenken, von der Errichtung langer Schleppzugschleusen auch an den Staustufen abzusehen, wo die örtlichen Verhältnisse nicht beengt sind.

Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit der Schleusenform III und IV ergaben die Untersuchungen, daß die durch den Mehraufwand an Schleusenbaukosten in Höhe von 63 000 RM für eine Schleuse erzielte größere Leistungsfähigkeit der Form IV sich nur dann voll auswirken wird, wenn sich der Schiffahrtverkehr in günstiger Weise entwickelt und besonders auch der Verkehr mit den längeren Schleppzügen aus vier 600-t- oder sechs 400-t-Schiffen später als wirtschaftlich erweist, was jedoch gerade von den Schiffahrtinteressenten bezweifelt wird.

Gegenüber den theoretischen Untersuchungsergebnissen war aber zu berücksichtigen, daß es der Schiffahrt sehr erwünscht ist, wenn alle Saaleschleusen möglichst die gleiche Form erhalten. Da die Form IV die größeren Abmessungen und Spielräume aufweist, die für eine rasche Abwicklung des Schleusenverkehrs in jedem Falle von Vorteil sind, erschien es gerechtfertigt, diese Form einheitlich für alle Saaleschleusen vorzusehen. Wenn auch der Schiffsverkehr oberhalb Halle stets wesentlich geringer sein wird und für die Weiterfahrt der Schleppzüge über Halle hinaus meist nur noch Kurzschleppzüge mit zwei bis drei Anhängern übrigbleiben werden, so ermöglicht die Wahl dieser leistungsfähigen Schleusenform, daß die Kurzschleppzüge dann wenigstens in einer Schleusung durchgeschleust werden können. Da auf der Strecke von den Hafenanlagen der Stadt Halle unterhalb Trotha bis nach Leipzig allein vier Saaleschleusen und die beiden Aufstiegschleusen zum Elster-Saale-Kanal durchfahren werden müssen, konnte dadurch auch der Wunsch der Stadt Leipzig im Rahmen des Möglichen erfüllt werden, die darum eingekommen war, die Reisedauer für die Fahrt von Halle nach Leipzig dadurch abzukürzen, daß die Zahl der auf dieser Strecke vorgesehenen fünf Staustufen auf drei verringert würde. Eine solche Regelung hätte aber in den Stauverhältnissen sowohl im Stadtgebiete von Halle als auch in den ausgedehnten Niederungen zwischen Merseburg und Halle so weitgehende, für die Landeskulturbelange nachteilige Änderungen erfordert, daß diesem Antrage nicht entsprochen werden konnte.

Entwurfsbearbeitung und Bauleitung für die Bauausführungen der Saalekanalisierung, die zur Zeit im vollen Gange sind, liegen in den Händen der drei Kanalbauämter Merseburg, Halle und Bernburg unter Oberleitung der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Die Arbeiten werden so betrieben, daß gleichzeitig mit der Fertigstellung des Elster-Saale-Kanals auch die Saale für alle Kanal- und Elbschiffe fahrbar ist. Für die weiteren Maßnahmen des Vollausbau werden dann noch etwa zwei Jahre benötigt. Es wird angestrebt, bis zu diesem Zeitpunkte auch den Ausbau der Elbe so weit fertigzustellen, daß das Ausbaziel der Strecke Magdeburg—Saalemündung — die volle Ausnutzung des Schiffsraums auch bei kleinster Wasserführung — erreicht ist.