

# DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 18. August 1939

Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

## Brücke über die Süderelbe im Zuge der RAB Hamburg—Hannover—Bremen.

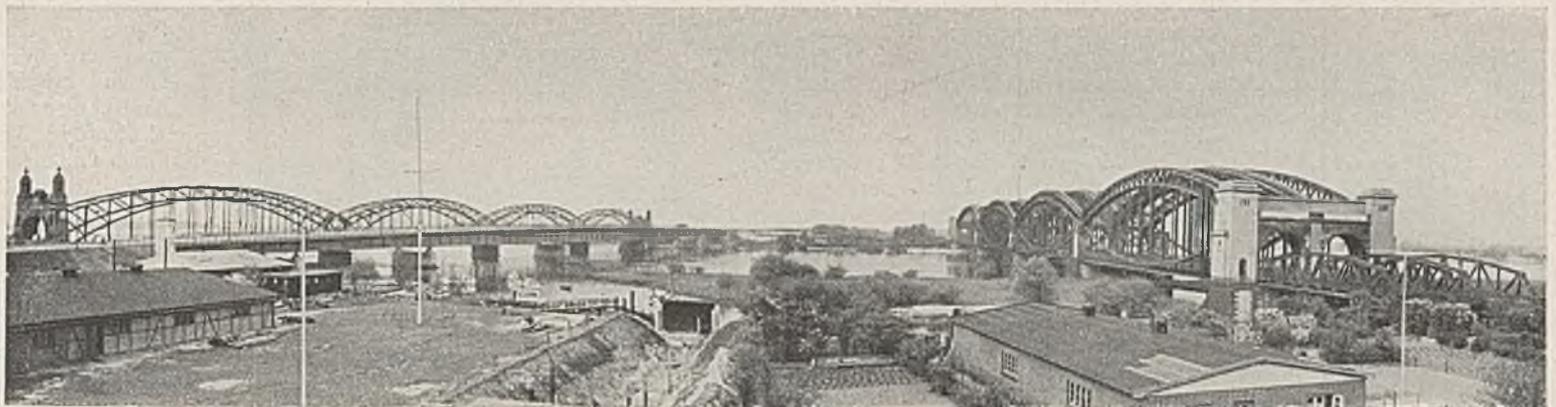
Von Oberreichsbahnrat Dr.-Ing. Max Roloff in Hamburg.

Die Brücke überquert den Strom in seinem km 613. Wir haben da auf dem Nordufer der Süderelbe außerhalb des Deiches zwischen der Bunthäuser Spitze — Strom-km 609 — und Wasserburg — Strom-km 613,1 — ein landschaftlich und biologisch wertvolles Gebiet, wie es in Deutschland sonst nur noch der Niederrhein aufweist. Die gewählte Lage von Brücke und Damm erhält den Hauptriehl, der die Voraussetzung für die diesem Vorlande eigentümliche Pflanzen- und Kleinlebewelt hergibt, und schont dieses Gebiet auch sonst nach Möglichkeit.

Stromabwärts von der RAB-Brücke sehen wir in 1,65 km Entfernung die Eisenbahnbrücke über die Süderelbe für die Strecke Hamburg—Hannover mit ihren weltbekannten vier Lohse-Trägern von je 99,18 m Stützweite und 240 m dahinter die alte Harburger Straßenbrücke, deren vier Hauptöffnungen von Zweigelenbogen mit Zugband bei 103, 102, 102 und 109 m Stützweite überspannt sind. Zwischen diesen beiden Bauwerken und eng an das letztere geschmiegt, befindet sich die neue Harburger Straßenbrücke mit oberliegender Fahrbahn, deren Hauptträger über die Schifffahrtöffnungen und seitliche Flutöffnungen, d. h.  $64 + 3 \times 102 + 60 + 42 = 472$  m, durchlaufen. Sie wurde im Frühjahr 1937 dem Verkehr übergeben. Abb. 1 soll von diesen Bauwerken eine Vorstellung vermitteln.

III mußte wegen der beim Absenken angetroffenen Bodenschichten bis auf  $-10,48$  NN hinuntergebracht werden. Beim Bremspfeiler II erschien die Gründung in der Höhe  $-12,4$  NN ratsam, unter der Kies und Geröll in 4 m Mächtigkeit anstehen.

Das nördliche Vorland ( $+0,6$  NN) liegt 2,0 m höher als das südliche ( $-1,4$  NN). Das Stillhorner Widerlager ist also um dieses Maß niedriger als das Neuländer. Die Widerlager mit Flachgründung in frostfreier Tiefe auf Sand zu setzen, schied aus, einmal, weil der Sand in den oberen Schichten noch locker war, und dann, weil es unbedingt nötig erschien, die Widerlager gegen Stromversetzung zu sichern. Bei Flachgründung wäre also eine entsprechend tiefe Lage der Sohle nicht zu vermeiden gewesen. Diese etwa mit Spundwänden zu erreichen, wäre nicht leicht. Der Mergel, in den man sie hätte einbinden können, um eine offene Wasserhaltung sicherzustellen, liegt in kaum erreichbarer Tiefe. Und ohne eine solche abriegelnde blindige Schicht wäre man des Wassers nicht Herr geworden. Gewiß, man hätte bei einer Endigung der Spundbohlen über dem Mergel Unterwasserbeton wählen können mit all seinen Fährnissen. Dann hätte man aber ungemein lange Spundwände mit zahlreichen schweren Aussteifungen in Kauf nehmen müssen.



Alte und neue Harburger Straßenbrücke.

Abb. 1.

Eisenbahnbrücke.

Mit Einschluß der selbständigen Überbauten für die Flutöffnungen sind bei der alten Harburger Straßenbrücke, die am weitesten stromabwärts liegt, rd. 478 m Stahlüberbauten, bei der Eisenbahnbrücke rd. 494 m Stahlüberbauten hintereinander geschaltet. Bei der neuen Harburger Straßenbrücke hat man sich mit 472 m und bei der RAB-Brücke, die weiter stromaufwärts liegt (Abb. 2), mit  $326 = 2 \times 59 + 2 \times 104$  m begnügen können.

Die Hamburger Überseehäfen liegen noch weiter entfernt am Unterstrom. Die großen Dampfer kommen also nicht in den Bereich der genannten vier Brücken. Hier bewegt sich lediglich der sogenannte Oberelbeverkehr mit seinen großen Schleppern, die bis zu zehn Anhängern haben und mit diesen über die Havelseen bis Rumänien und nach Rußland hinein vorstoßen. Demzufolge begnügte man sich bei ihnen mit einer lichten Durchfahrhöhe von 5,5 m über dem MHW. Da dieses am Ort der RAB-Brücke auf  $+1,69$  NN liegt, so ergab sich für diese die K.U. der vier durchlaufenden Hauptträger zu  $+7,25$  NN bei durchweg waagerechter Lage des Untergurts.

Unter den beiden Harburger Straßenbrücken und unter der Reichsbahnbrücke befindet sich die Schifffahrtrinne auf der Südseite des Stromes; stromaufwärts wechselt sie dann alsbald zum Nordufer hinüber. Indem man den Nordpfeiler der RAB-Brücke (Abb. 2) hart an das Nordufer stellte, machte man ihre Öffnung I—II zur Hauptschifffahrtöffnung. Die Sohle der südlichen Schifffahrtöffnung zwischen Mittel- und Südpfeiler soll künftig an der flachsten Stelle, d. h. an der Nordseite des Südpfeilers, mindestens auf  $-3,25$  NN vertieft werden.

Die Möglichkeit einer Auskolkung ließ es notwendig erscheinen, alle drei Strompfeiler bis etwa 3,5 m unter die tiefste Lage der Stromsohle ( $-6,5$  NN), also etwa bis  $-10,0$  NN, hinunter zu führen. Das galt auch für den Nordpfeiler, weil es nicht ausgeschlossen ist, daß die Hauptschifffahrtrinne nach Norden hinüberschoben wird. Bei dieser Sachlage war Druckluftgründung am Platze. Bei I konnte man sich denn auch mit der Gründung in der Höhe  $-10,12$  NN begnügen;

Diese Schwierigkeiten verwiesen bei den Widerlagern auf Druckluft- oder Pfahlgründung. Letztere war die wirtschaftlichste und wurde gewählt. Die Pfähle waren so tief zu rammen, daß sie auch dann noch stand-sicher sind, wenn sich der Stromstrich unvorhergesehen nach Lage und Tiefe verändert. Man mußte also von vornherein auf eine möglichst tiefe Lage der Pfahlspitzen hinaus. Die Grenztiefe war in der Hauptsache durch die zu durchfahrenden, für das Rammen recht ungünstigen Bodenarten gegeben. Um sie zu erkunden, wurden zunächst die üblichen Proberammungen ausgeführt. Zunächst sei erwähnt, daß der Grundwasserspiegel auf der Neuländer Seite Pfähle aus Holz gestattete, auf der Stillhorner Seite jedoch solche aus Eisenbeton verlangte. Ein hölzerner Proberpfahl der Neuländer Seite wurde mit einem 2-t-Bär bei 1 m Fallhöhe bis  $-14,7$  NN grammt. Dazu waren von  $-11,0$  bis  $-14,7$  NN insgesamt neunzig Hitzten von 80 bis 30 mm Eindringtiefe nötig. Ein solches Rammen halten weder Holz- noch Eisenbetonpfähle aus. Man läuft Gefahr, daß sie brechen und daß sich der obere Teil in den unteren staucht oder sich daneben setzt. Das kann nicht immer klar erkannt werden. Das Rammen muß also aufhören, wenn der Widerstand dabei zu groß wird. Der genannte Proberpfahl hatte nach Brix die erforderliche Tragfähigkeit bereits bei  $-12,0$  NN gehabt. Deshalb wurde beschlossen, sich auf der Neuländer Seite mit  $-12,0$  NN zu begnügen und, da sich bei fortschreitender Rammung der Rammwiderstand laufend vergrößert, die Druckspülung mitanzusetzen. Nur so ließ sich eine fast gleiche Eindringtiefe aller Pfähle erhoffen. Schließlich kam man so weit, die Pfähle auf die Hauptlänge zu spülen und nur etwa die letzten 2 m zu rammen. Die Arbeit war nun verhältnismäßig leicht geworden. Das gab den willkommenen Anlaß, auf der Neuländer Seite die Spitzen der dem Wasser zugekehrten Pfähle bis auf  $-13,0$  NN und  $-13,5$  NN zu bringen. Sie liegen damit etwa 11,5 m unter der Stromsohle. Unter dem Stillhorner Widerlager reichen die der Vorlandöffnung benachbarten Pfähle hinunter bis auf  $-10,3$  NN und  $-10,9$  NN. Wir haben also



getreten war. Der eine Zeitlang gehegte Gedanke, die Stahlspundbohlen wegen der Stahlknappheit nachträglich zu ziehen, wurde als abwegig erkannt. Dadurch wäre der Eisenbeton der Grundplatte in Mitleidenschaft gezogen worden, auch hätte man eine große Sicherheit gegen Auskolkten verloren. Auf der Stillhorer Seite liegt die Sohle der Baugrube auf

+ 0,10 NN, das MNW (- 0,38 NN), bis zu dem das Wasser in der Tide alle 12 Stunden einmal absinkt, etwa 0,5 m darunter. Das war für die offene Wasserhaltung günstig. Für diese war in der Südostecke der Spundwand ein Pumpensumpf angelegt, der später ausbetoniert wurde. Bei der Bemessung der drei Stillhorer Baukörper wurde für HHW (+ 5,36 NN) mit einem Höhenunterschiede von 1 m zwischen innerem und äußerem Wasserspiegel gerechnet. Das Aufgehende des eigentlichen Widerlagerkörpers bedurfte nur einer schwachen Bewehrung. Die Auflagerbank ist in der üblichen Weise stärker bewehrt und hat außerdem unter den Auflagern die üblichen Rundstahlschrauben. Abb. 4 zeigt

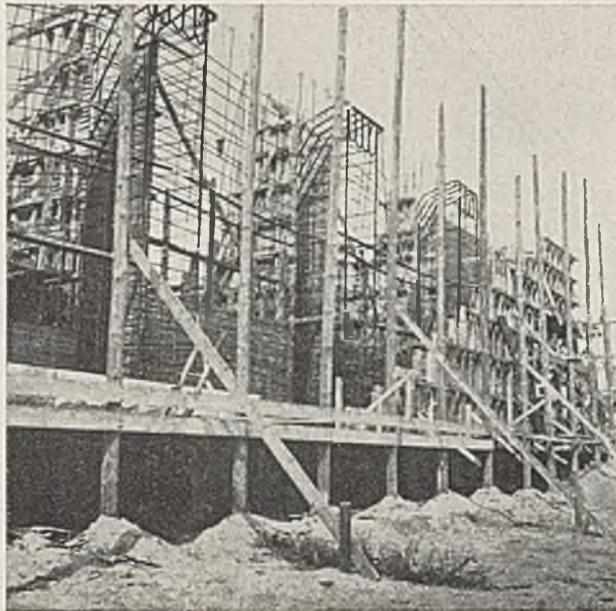


Abb. 4. Nord-(Stillhorer) Widerlager. Bewehrung der Flügel.

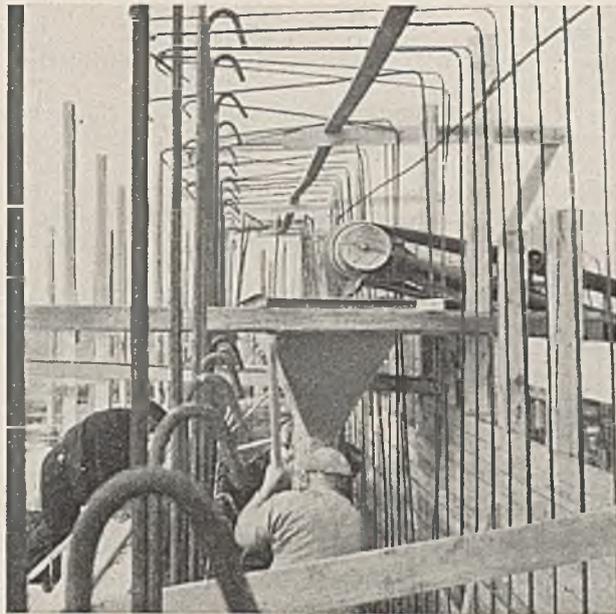


Abb. 6. Nord-(Stillhorer) Widerlager. Förderband und Schütttrichter.

die Bewehrung der drei lotrechten Flügelrippen und der Flügelwandplatten, Abb. 5 die Flügelrippen von rückwärts noch in der Schalung, die Arbeitsbühne etwa in halber Höhe der Baukörper, das Förderband, in dessen Schlitz unten das Betonmischgut aus dem links und rechts von ihm erkennbaren Behältern geschaufelt wurde, und das Schmalspurgleis, auf dem das Mischgut mit Muldenkippern herangeführt wurde, sowie den Turmdrehkran zum Versetzen der Brüstungsquadern. In Abb. 6 erkennen wir die obere Endigung des Förderbandes und den Schütttrichter. Man ist gerade dabei, das Kammermauerwerk zu betonieren. Die Granitverkleidung des eigentlichen Widerlagers setzt unten bei + 1,3 NN an. Ihre Einzelheiten werden bei der Besprechung des Südwiderlagers gebracht. Die 28 m langen Flügel haben eine 7,5 m lange Ausladung.

Unterschnittene Flügel sind in ähnlicher Weise in den letzten Jahren viel ausgeführt worden. Bei nicht ausreichender Bauaufsicht verleiteten sie dazu, den Schüttboden unter den ausladenden Baukörpern gar nicht oder nur mangelhaft zu verdichten, zumal unter ihnen mit dem Frosch nicht gearbeitet werden kann. Auch bei uns ist das vorgekommen, denn Anfang März 1939 bildete sich plötzlich im Brückenvorhof des Nordufers an der Innenseite des Ostflügels ein Trichter von 1 m<sup>2</sup> Grundfläche und 0,75 m Tiefe. Die Untersuchung ergab Hohlräume im Bereich der Auskragung. Daran hat auch die untere Schneide ihres waagerechten Teiles nichts geändert, die wir in guter Absicht ausgeführt haben. Man vergleiche dazu weiter unten Abb. 21, 22, die diese Schneide mit gleichen Umrissen für das Südwiderlager deutlich zeigt. In anderen Bezirken

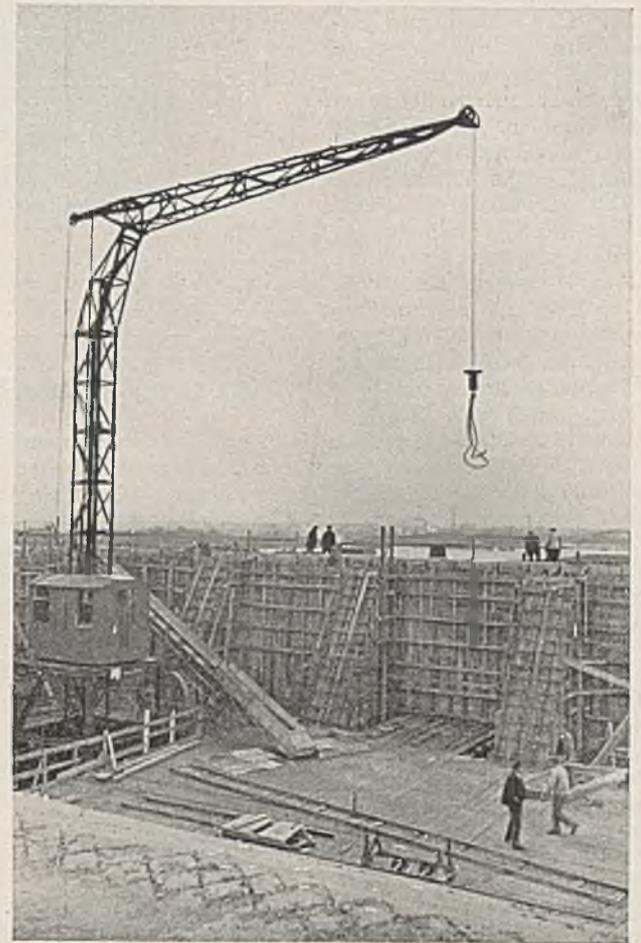


Abb. 5. Nord-(Stillhorer) Widerlager. Die Rückseite der Flügel.

wurden Setzungen im RAB-Damm hinter unterschrittenen Flügeln bereits früher beobachtet und darauf zurückgeführt, daß die Hinterfüllung zwischen den Flügeln in Richtung schlecht verfestigter Böschungskegel ausgewichen ist. Um zu untersuchen, in welchem Maße solche Schäden von der Form der Bauwerksflügel abhängig sind, sollen auf Veranlassung der RAB-Direktion in nächster Zeit bei einigen Bauwerken mit hohen Widerlagern die Flügel eines Widerlagers unterschritten, die des anderen auf ganze Länge tief gegründet werden. Bei beiden Lösungen sollen die Böschungskegel im Rahmen des Möglichen stark verdichtet werden. Abb. 7 zeigt den fertigen Baukörper der Stillhorer Seite. An der Vorderfläche des eigentlichen Widerlagers unten die Ausmündung der drei Abflußrohre, die (Abb. 2, 3, 4) das Wasser von der Auf-

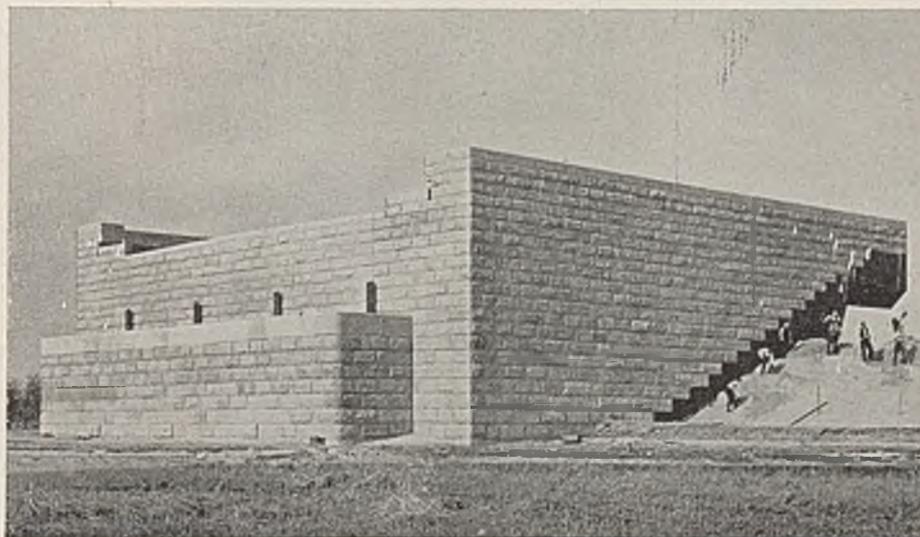


Abb. 7. Nord-(Stillhorer) Widerlager. Stillhorer Baukörper fertig.

lagerbank und von dem Fingerübergang des Überbaues ableiten, aus der Auflagerbank herauswachsend vier Stähle, die den Überbau gegen die bei seinem Freivorbau auftretenden negativen Auflagerdrücke sichern sollen, und die am Schluß abgebrannt wurden, und ganz oben links und rechts die beiden schmalen senkrechten Schlitzte, in die die Stirnbleche der ausladenden Schrammborde hineinreichten.

Beim Südwiderlager (Abb. 2), das 2 m höher ist als das nördliche, wäre die Auflösung in drei getrennte Baukörper nicht wirtschaftlich gewesen. Die großen waagerechten Kräfte aus Erd- und Wasserdruck hätten für jeden Baukörper sehr viele Pfähle und damit recht ausgedehnte und recht dicke Sohlenplatten verlangt, die hinteren Zugpfähle der Widerlager und Flügel hätten sich in gewissen Bereichen überschritten. Dabei wäre es kaum zu vermeiden gewesen, daß sich beim Rammen die Pfähle gegenseitig trafen und beschädigten. Nach vielen Versuchen wurde deshalb die Lösung gewählt, die wir in Abb. 2, 8 u. 9 sehen: Eine im Mittel 1,8 m dicke Grundplatte, aus der Widerlager und Flügel herauswachsen, und die Flügel durch eine Zugrippe

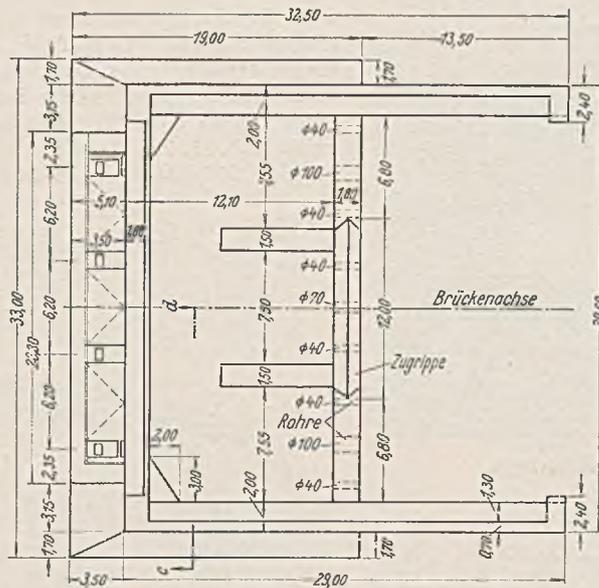


Abb. 8. Süd-(Neuländer) Widerlager. Grundriß.

verbunden. Die waagerechten Kräfte aus Erd- und Wasserdruck auf die Flügel heben sich dabei gegenseitig auf. Schrägpfähle haben wir nur noch in Richtung der Brückennachse. Insgesamt waren 521 Pfähle von 0,4 mittlerem Durchmesser erforderlich, die sich bequem unterbringen ließen. Ein hohler Widerlagerkörper wäre teuer geworden, weil er eine Fahrbahnplatte nötig gemacht hätte und die Sohle nicht durch eingefüllte Erde entlastet worden wäre.

Ähnlich wie beim Nordwiderlager wurde auch hier in die Festigkeitsberechnung die Möglichkeit einbezogen, daß die verschiedenen Wasserstände außen und innen sich um 1 m in der Höhe unterscheiden. Auch der Fall wurde gewertet, daß das Wasser im Strom bis auf -1,4 NN gesunken,

der Bauwerksfuß also freigelassen ist und das Wasser innen noch auf der Höhe des MNW (-0,38 NN) steht. Die Belastung einzelner Pfähle geht bis +37,5 t hinauf. Das Gefahrenhochwasser (+5,3 NN) steigert sie für gewisse Gruppen zu 45,5 t. Das ist unbedenklich, da die höchstbelasteten Pfähle im Pfahlrudel stehen. Die Berechnung der Pfähle nimmt oben und unten gelenkige Lagerung und eine Knicklänge von  $\frac{2}{3} l$  an. Rings um die Grundplatte wurde eine Stahlspundwand geschlagen, deren UK auf -9,5 NN und deren OK auf +3,5 NN liegt. Die Spundwände der Langseiten wurden dann noch über die hintere Querspundwand um rd. 6 m unter der Mittellinie der Flügel hinausgeführt, denn auf der Neuländer Seite grenzt das Widerlager dicht an den Strom, und man wollte hier hinsichtlich der Unterspülung des Dammes ganz sichergehen. Die Spundbohlen dieser Fortsetzung reichen nur bis -4,0 NN hinab (Abb. 2). Ihre Köpfe sind von einem 0,34 m breiten

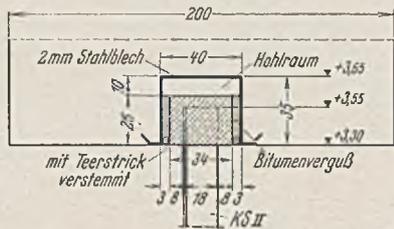
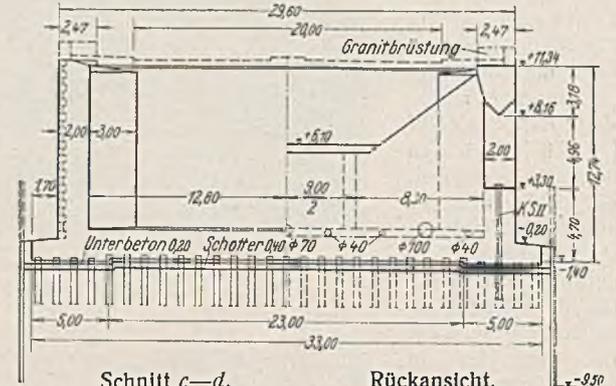


Abb. 10. Süd-(Neuländer) Widerlager. Eingriff der Spundwand in die Flügelausladung.

Eisenbetonholm umgeben (Abb. 10). Über diesen ist eine Blechhaube gestülpt, deren Spielraum gegen den Pfahl unten mit Teerstrich verstemmt wurde. Löcher in dem Haubendeckel gestatteten, die Zwischenräume zwischen den Seitenblechen und dem Holm mit Bitumenvergüßmasse zu füllen. Die Haube wurde sodann in ganzer Höhe von dem Eisenbeton der Flügelseiten umhüllt. Der Deckel liegt 1 cm über dem Holm; Setzungen des Baukörpers übertragen sich also nicht auf die Spundwand, und die Dichtung bleibt wirksam. Die Spundwände mit ihrer OK auf +3,5 NN sind in der ganzen Bauzeit nur einmal überflutet worden. Ihre obere Aussteifung besorgten schwere stählerne genietete Einbauten (Abb. 11 u. 14). Als die Eisenbetonkörper entsprechend emporgewachsen waren, mußten sie entfernt werden. Man behelf sich dann damit, die



Schnitt c—d. Rückansicht. Abb. 9. Süd-(Neuländer) Widerlager.

nummehr weichen Spundwände durch Holzstempel gegen die Baukörper abzustützen und zum Ausgleich des Wassers innen und außen Schleusen in den Spundwänden zu öffnen, d. h. im Schloß laufende Doppelbohlen hochzuziehen. In den stromseitigen Ecken der Baugrubenumschließung wurden Pumpensümpfe mit Eisenbetonrahmen angelegt. Nachdem dann zwischen den Spundwänden auf der Aushubsohle eine 0,4 m mächtige

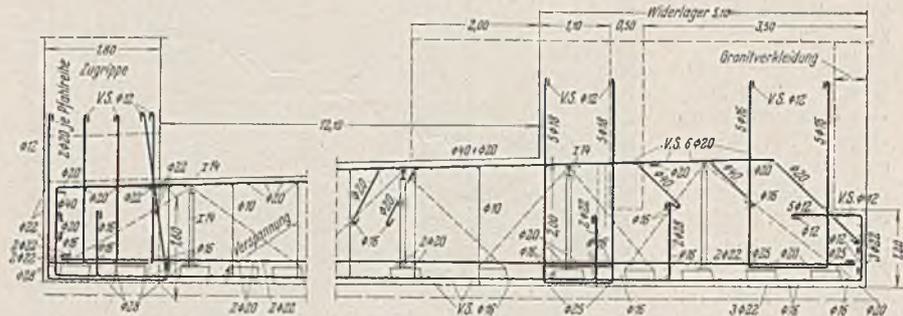


Abb. 12. Süd-(Neuländer) Widerlager. Sohlenbewehrung.

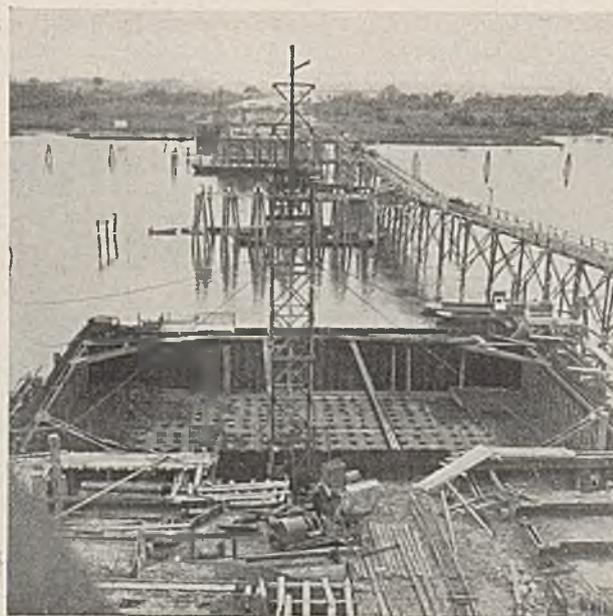


Abb. 11. Süd-(Neuländer) Widerlager. Baugrube von Süden: Pfähle, Aussteifung, Gießturm.

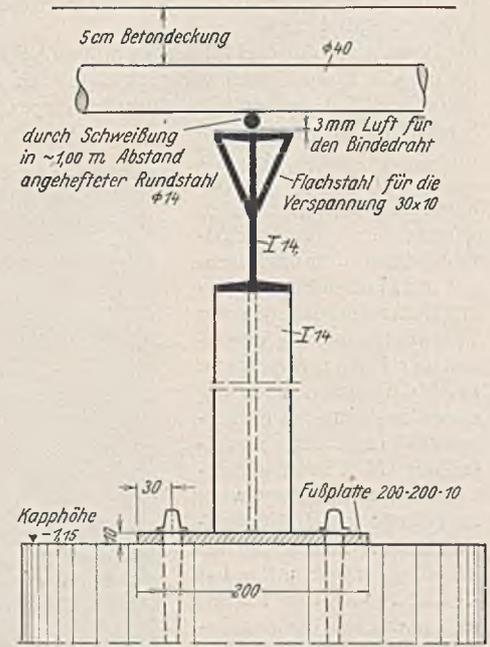


Abb. 13. Süd-(Neuländer) Widerlager. Stütze der Sohlenbewehrung.

Schotterschicht eingebracht war (Abb. 9), konnten die Pumpen, deren Häuschen wir in Abb. 11 u. 14 in den Ecken erkennen, des Wassers leicht Herr werden. Es wurde etwa bis 0,2 m unter OK Schotter gehalten. Auf dem Schotter wurde ein 0,2 m dicker Unterbeton aufgebracht (Abb. 9), der die Bühne zum Verlegen der Sohlenbewehrung (Abb. 12 u. 14) bildete. Stützen, deren Wesen wir aus Abb. 12 bis 14 erkennen, boten eine wesentliche Hilfe, um die schweren Rundstähle einwandfrei zu verlegen: Auf den Köpfen der Holzpfähle mit Schwellenschrauben Fußplatten befestigt, auf ihnen senkrechte Stützen aus I 14 angeschweißt; auf diesen waagerechte Träger gleichen Profils, in deren obere Ecken Flachstähle für die Verspannung geschweißt sind. Diese Verspannungen sind mit Krampen an Holzpfählen befestigt. Rundstähle von 14 mm Durchm., auf den waagerechten I 14 etwa alle Meter durch Schweißen angeheftet, sorgen dafür, daß die oberen Bewehrungsstähle von 40 mm Durchm. im Bereich der sie tragenden I 14 auch unten gut von Beton umhüllt werden.

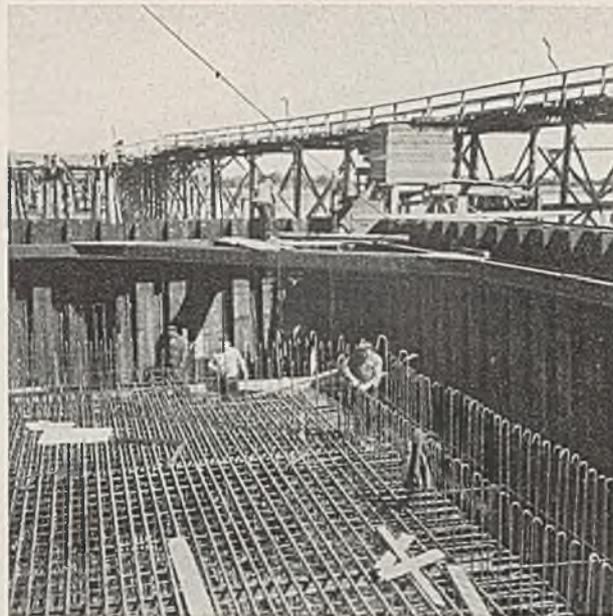


Abb. 14. Süd- (Neuländer) Widerlager. Baugrube von Süden: Sohlenbewehrung, Aussteifung, Pumpenhaus.

rippe auch noch für einseitigen Überdruck berechnet. Sie ist nach der Seite des Widerlagers hin durch zwei Querrippen (Abb. 2, 8, 9 u. 20) ausgesteift, um ihre Verbiegung durch die 13,5 m weit überhängenden Flügel zu verhindern. Abb. 15 zeigt die waagerechte Bewehrung des Flügels etwa in Höhe + 5,0 NN, Abb. 16 die Bewehrung des Widerlagers. Eine volle Einspannung der Flügel in die Widerlager ist nicht beabsichtigt. Die Zugkraft, die die Flügel an das Widerlager abgeben und die von seiner waagerechten Rückenbewehrung aufgenommen wird, wurde für halbe Einspannung berechnet. Die lotrechte Bewehrung der Flügeltragenden gibt Abb. 17 wieder. Am Neuländer Baukörper und auch sonst ist die Granitverblendung der Druckzone als tragend in die Festigkeitsberechnung eingeführt worden, und zwar mit einer Einbindetiefe von 0,35 und 0,5 m. Die Rundstahlbewehrung der Abb. 18 soll die Betonnasen hinter den Läufern gegen Schub sichern, die nach Abb. 19 in die 2 cm dicken Mörtelfugen eingelegten Rundstähle sollen die



Abb. 15. Süd- (Neuländer) Widerlager. Waagerechte Bewehrung des Flügels etwa bei + 5,00 NN.

Der Beton wurde mit Hilfe eines 40 m hohen Gießturms eingebracht, den wir in Abb. 11 in der Herstellung sehen. Die oben erwähnte Zugrippe ist über der durchgehenden Sohle von Rohren (Abb. 8) durchbrochen, die mit Kieseln ausgefüllt sind. Dadurch soll bei Tidewechseln der Wasserspiegel auf beiden Seiten ausgeglichen werden. Um einer etwaigen Verstopfung Rechnung zu tragen, ist die Zug-

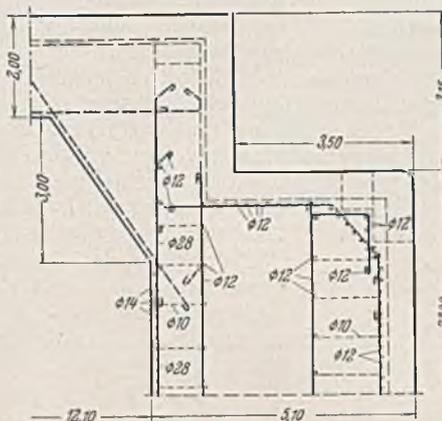


Abb. 16. Süd- (Neuländer) Widerlager. Zugbewehrung des Widerlagers etwa bei + 1,25 NN.

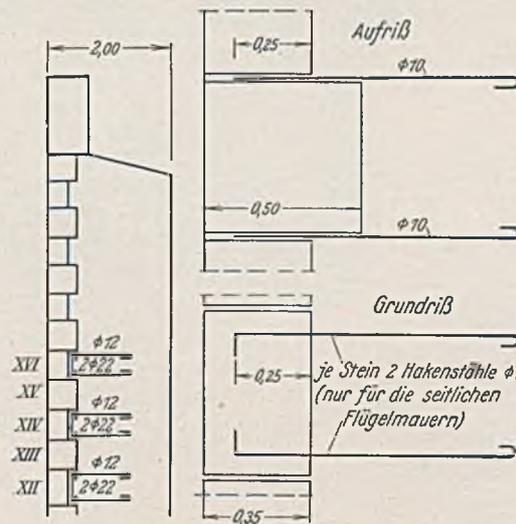


Abb. 18. Schubsicherung der Betonnasen.  
Abb. 19. Verankerung der Granitquadern.  
Abb. 18 u. 19. Süd- (Neuländer) Widerlager.

Steine in einfacher Weise mit dem Beton innig verankern. Dieses Verfahren ist insofern nicht einwandfrei, als der Fugenmörtel nicht immer dicht sein dürfte und so ein Rosten der Stähle nicht ausgeschlossen ist. Die Steinverkleidung beginnt unten bei - 0,2 NN (Abb. 9). Die Schichthöhe, die unten 0,59 m beträgt, nimmt nach oben ab. Unter der 0,86 m hohen Graniteinfassung der Auflagerbank beträgt sie noch 0,46 m und unter der 0,4 m hohen Abdeckung der massiven Flügelbrüstung nur noch 0,4 m. Einfassung und Abdeckung sind gesplitzt. Die übrigen Steine haben Bossen bis zu 6 cm. Die Granitverkleidung des Stillhorer Widerlagers und der drei Pfeiler ist nach denselben Grundsätzen ausgeführt. Sie wurde aus schlesischen Brüchen geholt. Das übliche Grau ist wohltuend durch gelbliche Tönung (15% der Fläche) unterbrochen. Das Innere des C-förmigen Baukörpers beider Widerlager erhielt den dreimaligen AIB-Anstrich. Vor diesen wurde eine Ziegelflachsicht in Zementmörtel gemauert (Abb. 20), um ihn vor Beschädigungen durch die Kiesel des einzustampfen Bodens zu schützen. In Abb. 21 sehen wir aus der Brückenachse in das ausgeschaltete Widerlager, oben die Laufschienen für die Katze zum Versetzen der Werksteine. Wir erkennen auch die Förderbrücke zum Ort der Pfeilerbauten. Abb. 22 zeigt das Süd-widerlager fertig und gibt zugleich einen Blick auf die übrigen fertigen Baukörper.

Beide Widerlager sind so durchgebildet, daß sich beim Versagen der festen Lager der Überbau gegen sie stützen kann. Zu dem Zweck war es nötig, für jedes Widerlager in Höhe + 9,25 NN einen Druck von 103,5 t in die Berechnung einzuführen, der der gesamten Bremskraft entspricht.

Die Grundflächen der drei Pfeiler sind je 26,0 m lang, bei I und III je 7,0 m und bei II 8,5 m breit.

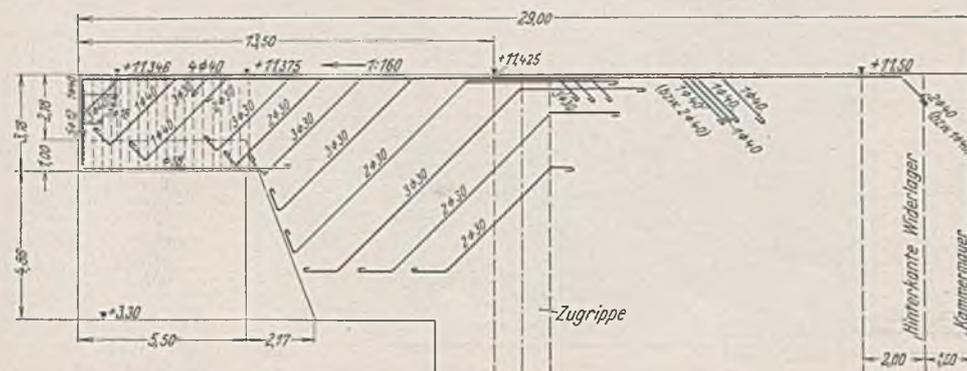


Abb. 17. Süd- (Neuländer) Widerlager. Lotrechte Bewehrung der Kragflügel.

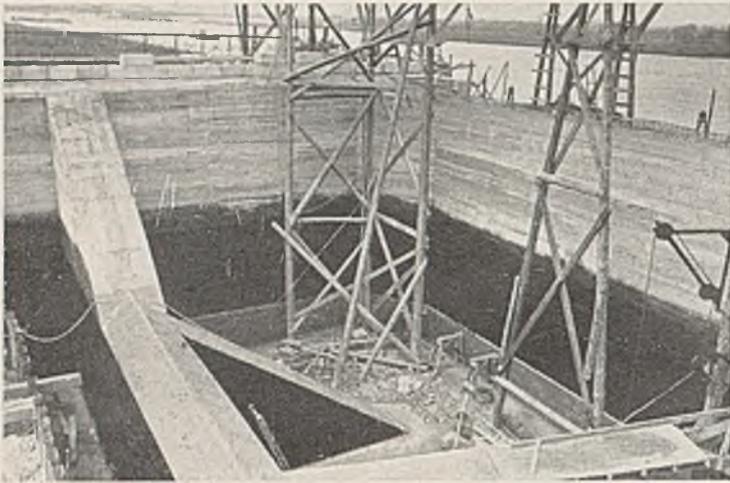


Abb. 20. Süd-(Neuländer) Widerlager. Zugrippe.

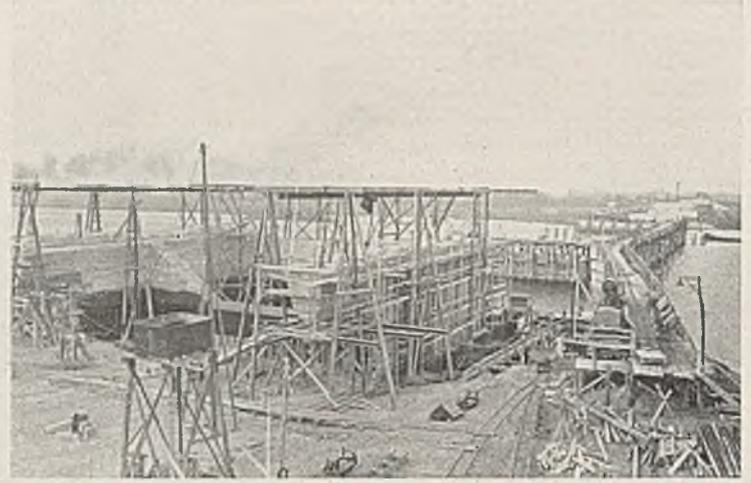


Abb. 21. Süd-(Neuländer) Widerlager. Baukörper ausgeschalt von Süden.

Bei einem Wasserstand von  $-1,4$  NN betragen unter der Sohle des Mittelpfeilers die einander zugeordneten Randspannungen  $4,85$  und  $2,43$   $\text{kg/cm}^2$ , unter der des Südpfeilers  $4,79$  und  $2,73$   $\text{kg/cm}^2$ . Der Auftrieb ist dabei berücksichtigt. Beim Nordpfeiler sind die Werte ähnlich. Die bauliche Durchbildung der Senkkasten geht aus Abb. 23 hervor: ein im Querschnitt dreieckiges genietetes Stahlgerüst, das etwa in halber Höhe, d. h. in der Zone der Decke, einen Rost aus C-Stählen trägt und unten in den Senkkastenschneiden endigt. Die waagerechten C-Stähle und die Stahlteile unter ihnen — ausgenommen das Zugband in Höhe der Schneide — mit Eisenbeton umhüllt ergeben den eigentlichen Senkkasten. Aus ihm wachsen oben vier Eisenbetonwände



Abb. 22. Süd-(Neuländer) Widerlager. Baukörper fertig.

heraus, die durch Quer- und Längsschotten aus Eisenbeton versteift sind. Die Hohlräume werden im Laufe der Absenkung mit Beton gefüllt. Diese Bauart ist, soviel dem Verfasser bekannt, in Deutschland von Beuchelt & Co., Abt. Tiefbau, Berlin, eingeführt worden. Pfeiler I wurde von einer zwischen

Spundbohlen hergestellten und durch Steinschüttung gesicherten Insel abgesenkt, deren OK dem MHW  $+1,69$  NN angepaßt war (Abb. 24 u. 25), die Pfeiler II und III wurden mittels Spindelgerüste abgelassen (Abbild. 26 u. 27). Das genietete Stahlgerüst steht in Abb. 24 auf Sand, in Abb. 26 auf einer schwebenden Plattform und wird gerade eingeschalt, um mit dem Kastenbeton umhüllt zu werden. Wir erkennen die schwere Stahlschneide, die weiter unten noch beschrieben wird. Die genieteten Binder wurden als Dreigelenkbogen berechnet, bei dem das Gewicht des Betons in der Spitze angreift. Auf Knicken sind nur die den Deckenbeton überragenden Teile untersucht worden. Für den weiteren Absenkvorgang, bei dem sich die Schneiden in den Boden wühlen und der Schaftbeton aufgebracht wird, hat man den Senkkastenquerschnitt statisch als Zweigelenrahmen mit Zugband aufgefaßt und den Rahmenriegel als starr angesehen. Die Normalkräfte mit Ausnahme der im Zugband wurden vernachlässigt. Das Gewicht über der Decke wurde in Gestalt zweier Einzellasten eingeführt, die an den oberen Rahmenecken angreifen. Die Absenkung bei I und III ging glatt vor sich. In Abb. 25 ist für I die Luftschleuse in Betrieb, der Kasten in die Insel eingedrungen und die Schalung für das Höhenbetonieren aufgestellt. Bei II gab es, als die Schneide sich auf  $-1,3$  NN befand (Abb. 27), Unvorhergesehenes: eine Aufhängung versagte. Hebeschiffe sind herbeigeholt. Taucher haben den  $3$  m eingetauchten Kasten

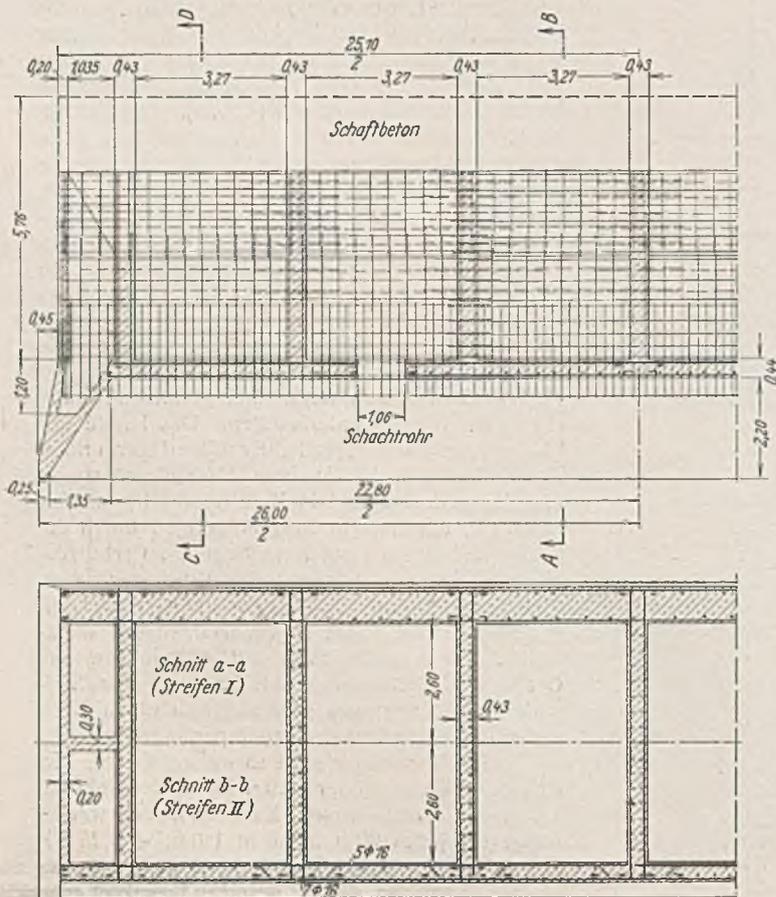
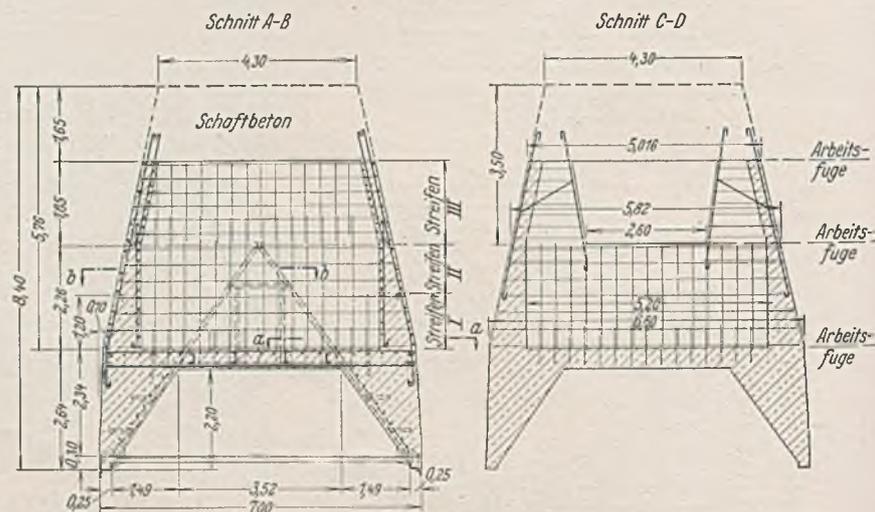


Abb. 23. Senkkasten III.



Zu Abb. 23.

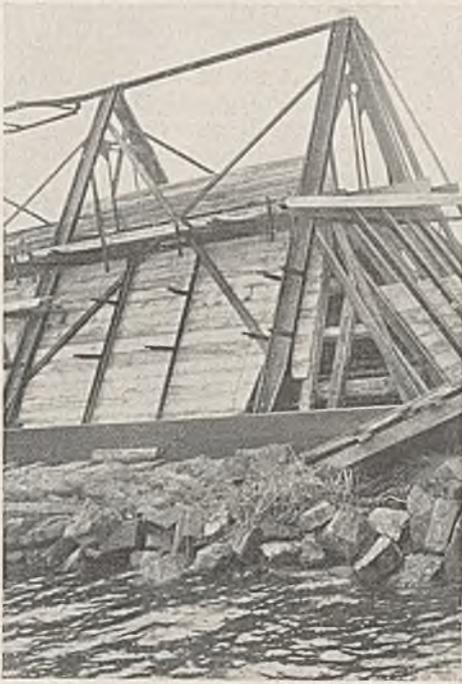


Abb. 24. Gerippe I auf der Insel.

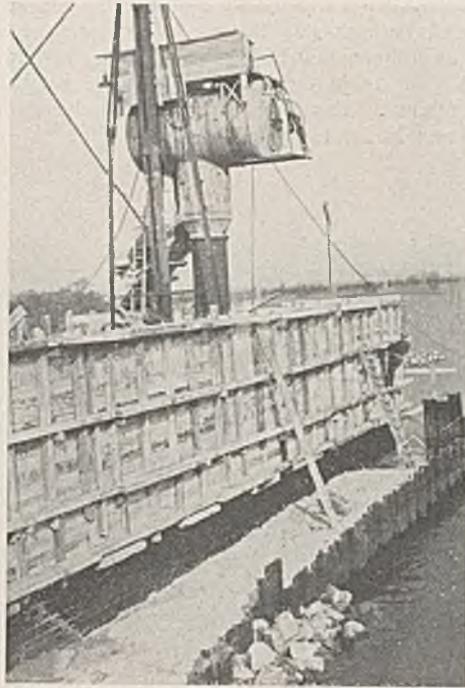


Abb. 25. Senkkasten I dringt in die Insel.

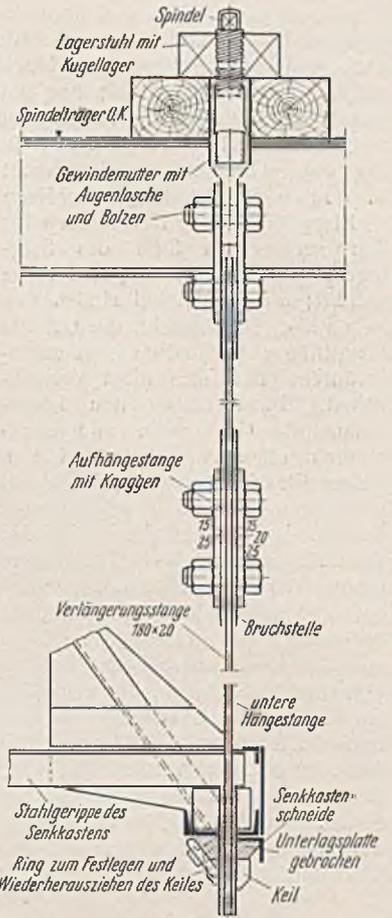


Abb. 28. Aufhängung.

mit Stahltrossen von Schiff zu Schiff abgefangen. Die Erhebungen, die durch Abb. 28 u. 29 erläutert werden sollen, ergaben folgendes. Von den gußeisernen (!) Unterlagsplatten, mit denen die Hängestangen gegen die Schneide gepreßt werden, waren bereits mehrere gebrochen und erneuert worden. Dadurch waren dann naturgemäß unterschiedliche Anstrengungen in die Hängestangen gekommen. Weiter aber noch durch die fehlerhafte Lagerung des Spindelstuhls (Abb. 29), der in der Mitte die Hauptspindel und links und rechts die Hilfspindeln aufzunehmen hat. Der Stuhl saß auf zwei durchgehenden Kanthölzern 24/24 cm, die Kanthölzer ruhten, von Hartholzfütern unterstützt, auf 2 I 50. Die Hartholzfüter waren zu schmal und hatten sich bis zu 3 cm in die Kanthölzer eingefressen. Die Hängestangen waren durch Überlastung zwischen den Backen am Nietanschluß gebrochen, zum Glück über Wasser. Nach Beseitigung der Schäden ging die Arbeit glatt vonstatten. Dieser

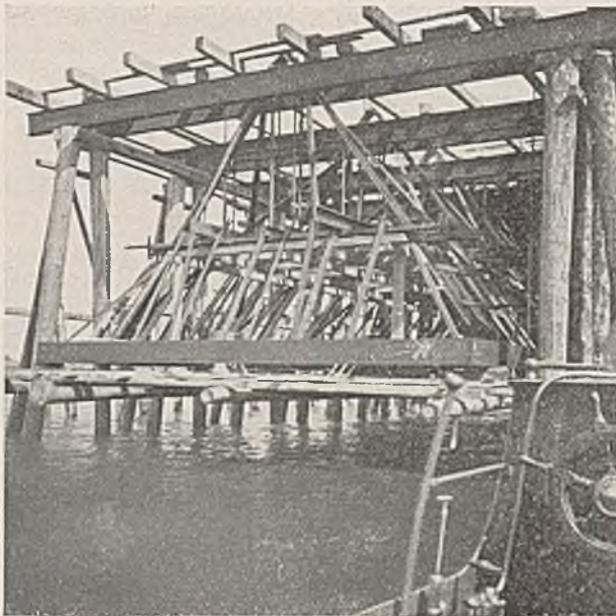


Abb. 26. Gerippe II auf der Bühne.

Fall mahnt wieder eindringlich, wie wichtig es ist, allen Behelfsteilen statisch und baulich die erforderliche Bedeutung beizulegen. Die Pfeilerschäfte sind nicht bewehrt, die Auflagerbänke haben lediglich Spiralen am Ort der Lager. Die Stirnen der Pfeiler sind stromauf und -ab gerundet. Die festen Lager auf I und die beweglichen auf A und B sind fast gleich hoch. Damit der Untergurt des Überbaues durchweg in gleichem Abstand zu der Auflagerbank verläuft, wurden die Lager auf I und III in einer Wanne versenkt (Abb. 30). Diese läßt auch vor Kopf Platz genug, um mit Pressen unter den Hauptträgern noch gut hantieren zu können.

Die RAB steigt von beiden Seiten bis zum Pfeiler II mit 1 : 167. Die Kuppe rundet ein Kreisbogen mit  $r = 17350$  m aus. Die UK der vier über fünf Stützen durchlaufenden stählernen Hauptträger ist unter dem Eigengewicht waagrecht, ihre OK folgt der Neigung der RAB. Die Stegblechhöhe bei 0, 9 und 24 beträgt 3615, 3968 und 4280 mm. Die Bauhöhe  $h_b$  — zwischen äußerem Randstreifen und Fahrbahn — über den Auflagern ist aus Abb. 2 zu ersehen. Die Querträger, sämtlich rahmenartig an die Hauptträger angeschlossen, sind in den kleinen Seiten-

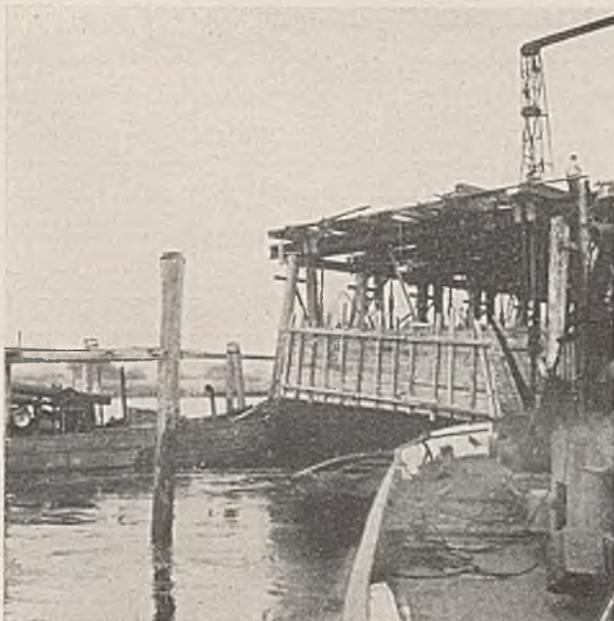


Abb. 27. Senkkasten II von Hebeschliffen abgefangen.

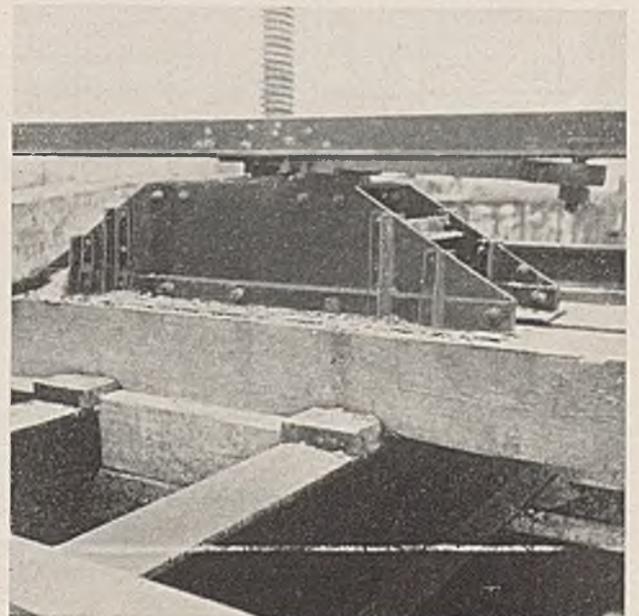


Abb. 29. Spindelstuhl.

öffnungen je 6,528 m und in den beiden Mittelloffnungen je 6,933 m voneinander entfernt. Das gibt eine günstige Aufteilung der Trägerflächen. Die Gesamtstöße der Hauptträger sind im allgemeinen in jedem zweiten Felde angeordnet; nur bei 9 und 24 sind sie je durch zwei ganze und zwei halbe Felder voneinander getrennt. Das Stegblech zeigt dann noch einen Stoß über 9, 9' und 24 und in der Länge einen, der dem Obergurt gleichgerichtet ist und so die Querträgeranschlüsse gleichgestaltet. Die Decklaschen für den senkrechten Stoß des Stegblechs sind über seine ganze Höhe geführt; die Gurtwinkel stoßen also gegen sie. Die Absicht, die UK der Hauptträger vollständig gerade durchzuführen, ließ sich nicht verwirklichen. Dazu hätten neu hinzukommende Gurtplatten und Decklaschen ohne Ausnahme bei teilweiser Einschränkung der Stegblechhöhe innen untergebracht werden müssen. Es scheiterte daran, daß z. B. ein rd. 20 m langer Winkel dreimal in genau richtigen Abständen nicht gekröpft werden kann. Das übliche Aufkletten der Gurtplatten nach außen mußte also beibehalten werden. Man traf Maßnahmen, das erträglich zu machen: die Hauptträger wurden im Aufstellvorgang bei 24 um 200 mm erhöht gelagert und erst, nachdem sie von 0 bis 0' vorgestreckt waren, dort auf ihre endgültigen Lager abgelassen. Dadurch wurde die Zahl der Gurtplatten über 9, 24 und 9' gleich. Da die Stegblechunterkante nach dem Absenken bei 24 unter der ständigen Last waagrecht sein muß, wurden die Träger in der Werkstatt entsprechend überhöht. Sodann wurden über der ersten von

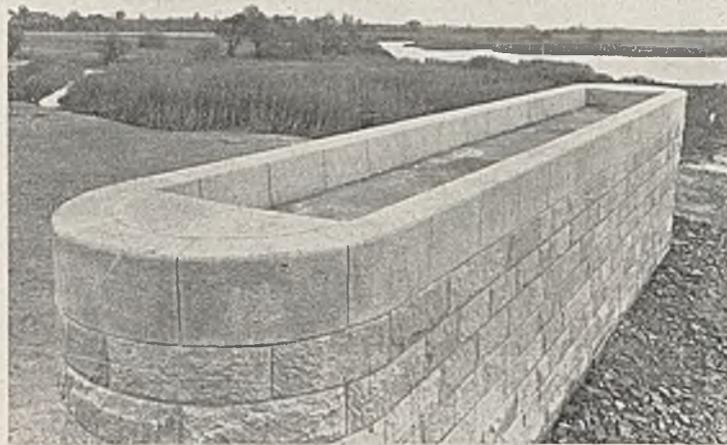


Abb. 30. Wanne bei I.

0 bis 0' reichenden 17 mm dicken Gurtplatte zwei weitere ebenso dicke Gurtplatten etwa von 6 bis 6' vorgesehen. Das bedeutet ein Übermaß für die Gegend kleiner Momente um 12 und 21 herum, gab aber nebenher die Möglichkeit, im Felde 12—13 und 20—21 die dritte Platte als Stoßlasche zu verwenden. In der Mitte der großen Öffnung, d. h. in der Zone 15—18 war dann nur noch eine weitere Gurtplatte gleicher Dicke erforderlich; sie wurde in Richtung auf 14 und 19 vorgezogen, um den Gurtstoß zwischen 14 und 15 sowie 18 und 19 zu decken. Die dann im Felde 16—17 zur Deckung des Gurtplattenstoßes erforderliche Lasche wurde unter Kröpfung der Gurtwinkel nach innen verlegt. Diese Anordnung ergab dann bei diesem Gesamtstoß für die äußerste, also die vierte Gurtplatte eine nach außen offene Stoßfuge, die auf Paß gearbeitet und durch eine leichte nicht tragende Schweißnaht geschlossen wurde. Über die vorerwähnten etwa von 6 bis 6' durchlaufenden drei 17 mm dicken Gurtplatten hinaus wurden bei 9, 9' und 24 außerdem noch nötig je zwei 17 mm dicke, je eine 19 mm dicke und neben den waagerechten Schenkeln der Gurtwinkel Bellagen von 16 mm Dicke. Das ergab Pakete von 120 mm Dicke. Die Längsaussteifungen der Stegbleche tragen auch dem freien Vorbau Rechnung und sind aus Abb. 40 u. 45 zu erkennen. Die inneren Hauptträger unterscheiden sich von den äußeren nur durch die weniger dicken Gurtplatten. Die äußeren Hauptträger sind vor Kopf durch lotrechte Platten geschlossen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Tribünenbauten zum Deutschen Turn- und Sportfest 1938 in Breslau.

Von Baumeister R. Heinze, Trebnitz i. Schles.

Zur Unterbringung der gewaltigen Zuschauermassen im Stadion anlässlich des Deutschen Turn- und Sportfestes 1938 in Breslau wurde es nötig, außer den vorhandenen bleibenden massiven Tribünen noch behelfsmäßige Bauten zu errichten. So wurde die Friesenwiese, der Schauplatz der großen turnerischen und sportlichen Massendarbietungen, von allen Seiten durch Tribünen eingesäumt, von denen die Nordtribüne als die größte hier näher besprochen werden soll.

Sie hatte eine Länge von rd. 364 m und eine Gesamtbreite von 31,50 m und bedeckte somit eine Fläche von etwa 11 466 m<sup>2</sup>. Es waren insgesamt annähernd 36 000 Plätze vorgesehen. Für die Stehplätze war

Den Zugang zu den Tribünen vermittelten 14 Treppen von je 4 m Breite. Für den Verteilungsgang war an beiden Enden je ein besonderer Ausgang vorhanden. Die Unterbringung solcher großen Menschenmassen nicht nur auf Stunden, sondern für eine ganze Woche, erforderte umfangreiche Vorkehrungen für Abort- und Verpflegungsräume. Ferner mußte Raum geschaffen werden für die Unterbringung der Turngeräte, für Feuerwehr, Verkehrspolizei, Sanitäter und schließlich noch für Läden zum Einkauf von Postkarten, Andenken u. dgl.

Die große Feuersgefahr bedingte einen durchlaufenden, durch keinerlei Verstrebung beengten Kontrollgang, der bei Tribünenbauten nie vergessen

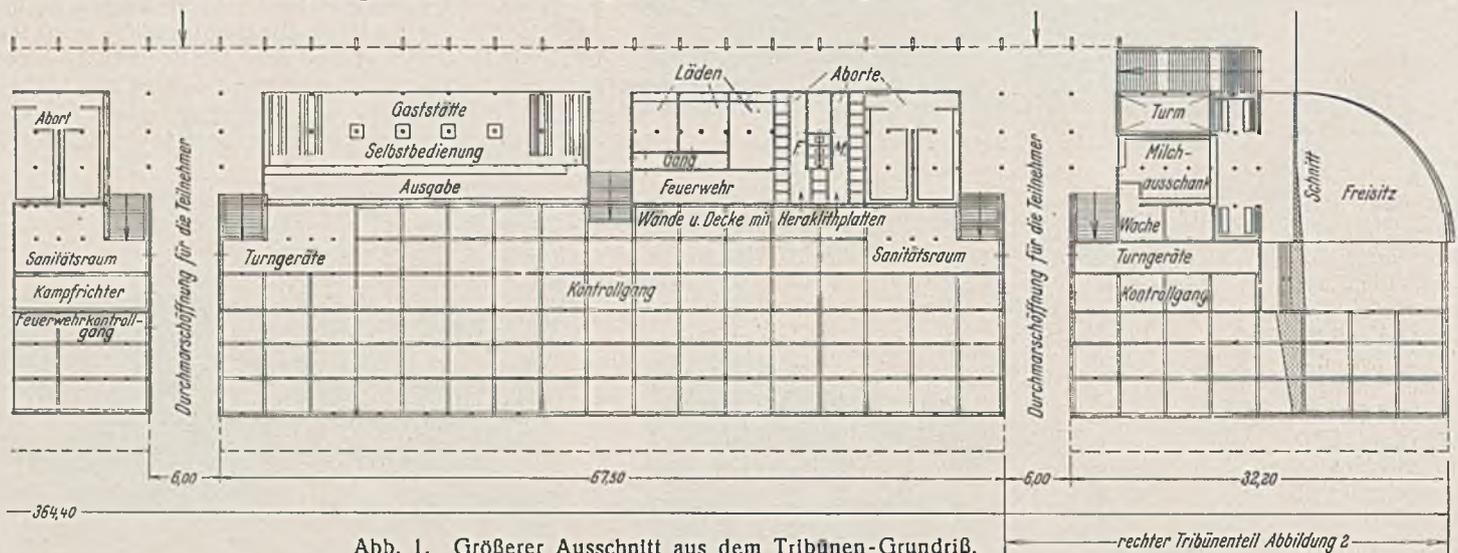


Abb. 1. Größerer Ausschnitt aus dem Tribünen-Grundriß.

der tieferliegende Teil in 15 m Breite vorgesehen, dahinter lagen die Sitzplätze in etwa 12,50 m Breite. Über die ganze Tribünenlänge lief der Verteilungsgang in 4 m Breite, dessen Fußboden 7 m über Straßenhöhe lag. Je zwei hölzerne Flaggentürme von 14 m Höhe an beiden Enden und zwei größere massive Türme in der Mitte belebten die lange Front, die ohne diese Türme (Abb. 16 bis 20) gewiß langweilig gewirkt hätte. Für den Einmarsch der Teilnehmer wurden fünf Öffnungen von je 6 m Breite angelegt und so hoch ausgespart, daß das Einbringen der Fahnen ungehindert vor sich gehen konnte. Im höher gelegenen Teil wurden die Sitzplätze durchgeführt.

werden sollte. Alle Verkaufs- und sonstigen eingebauten Räume wurden abgedeckt und durch ein eingebautes Zwischendach gegen Regen geschützt. An beiden Enden der Tribünen waren zwei große offene Sitzplätze für Erfrischungen vorgesehen. Nach Möglichkeit sollten die Gebrauchsräume ebenfalls frei von Stützen bleiben. So waren die Anforderungen an den Konstrukteur höher als bei einem normalen Tribünenbau. Dazu kam, daß das Gelände aufgeschüttet war und als größte Bodenbelastung 1,1 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen wurde. Größte Sorgfalt bei Übertragung der bedeutenden Lasten auf dem nachgiebigen Boden wurde zur Bedingung gemacht.

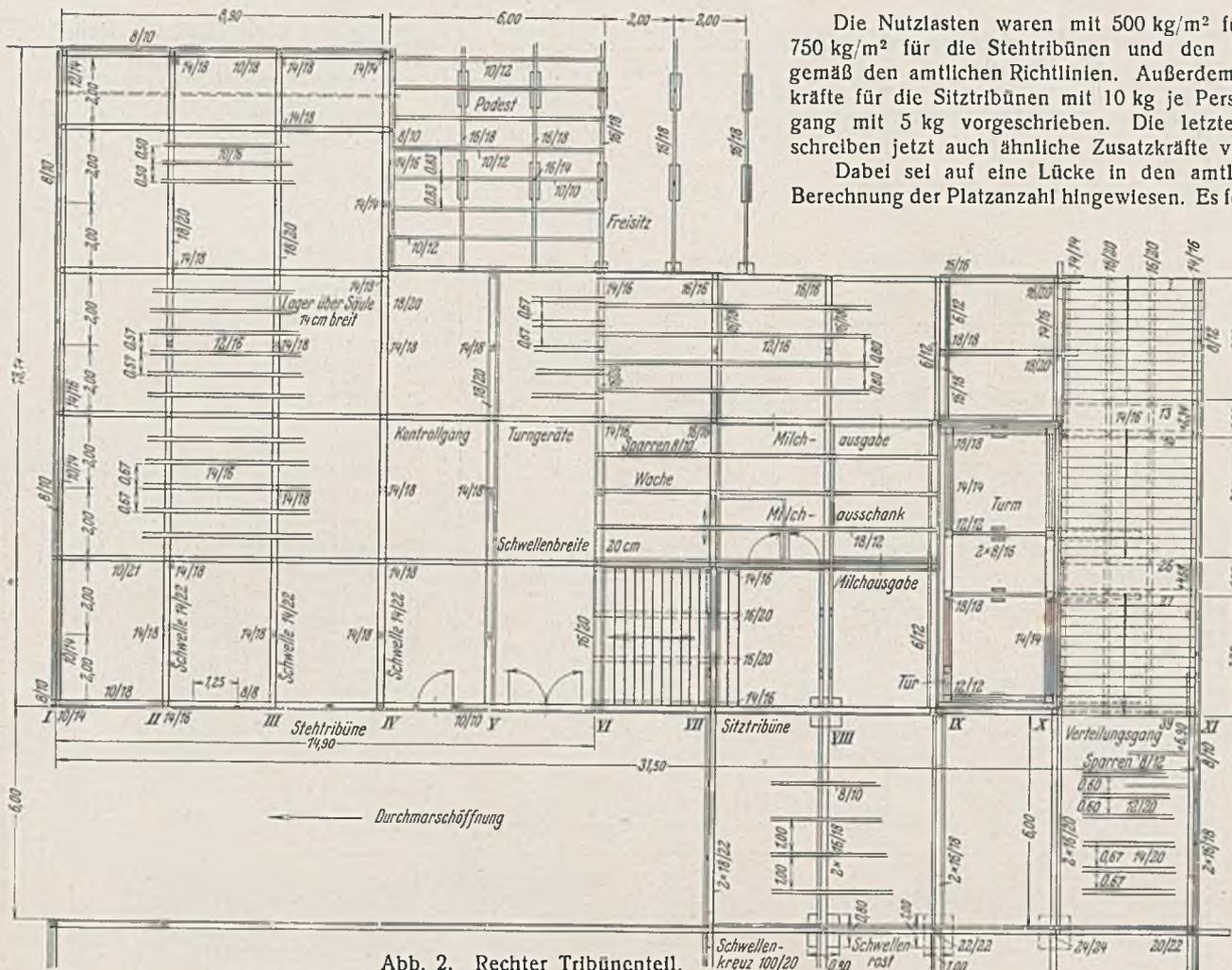


Abb. 2. Rechter Tribümenteil.

Die Nutzlasten waren mit 500 kg/m<sup>2</sup> für die Sitztribünen und mit 750 kg/m<sup>2</sup> für die Stehtribünen und den Verteilungsgang angegeben, gemäß den amtlichen Richtlinien. Außerdem wurden waagerechte Zusatzkräfte für die Sitztribünen mit 10 kg je Person und für den Verteilungsgang mit 5 kg vorgeschrieben. Die letzten amtlichen Bestimmungen schreiben jetzt auch ähnliche Zusatzkräfte vor.

Dabei sei auf eine Lücke in den amtlichen Bestimmungen für die Berechnung der Platzanzahl hingewiesen. Es fehlt hier die Anzahl der Plätze für 1 m<sup>2</sup>, die der Festleitung überlassen bleibt oder im Einvernehmen mit der Verkehrspolizei festgelegt und wahrscheinlich in jeder Stadt anders sein wird. Während bei den Sitzplätzen ein gewisses Maß für die Plätze festliegt und besonders bei nummerierten Plätzen die vorgesehene Platzzahl auch innegehalten wird, so wird dies bei nicht nummerierten Stehplätzen kaum möglich sein. Zumal dann, wenn sogenannte Dauerkarten ausgegeben werden, ohne daß die Möglichkeit besteht, die Anzahl der Tribünenbenutzer zu kontrollieren.

Was nutzen alle vorangegangenen Besprechungen und lange Verhandlungen über die Platzzahl für 1 m<sup>2</sup> Stehtribünenfläche, um eine Überlastung der Tribüne zu vermeiden! Was nutzt die Anweisung an die Verkehrspolizei, nur  $\frac{9}{10}$  der Zuschauerzahl für 1 m<sup>2</sup> zu gestatten, wenn niemand weiß, wieviel auf  $\frac{10}{10}$  Plätze kommen sollen und wieviel Menschen in Wirklichkeit auf 1 m<sup>2</sup> stehen!

Wie sah die Wirklichkeit aus? Die Tribüne war bei den einzelnen Darbietungen nicht gleichmäßig besetzt, je nach dem Interesse, das die verschiedenen Sportarten erregten, die sich auf nebeneinanderliegenden Spielfeldern zu gleicher Zeit abspielten. So am Tage der letzten Hand- und Fußballwettkämpfe. Während beim Handballspiel eine gähnende Leere zu verzeichnen war, lockte das Fußballspiel Ostmark gegen Württemberg eine ungeheure Zuschauerzahl an. Tausende und Abertausende strömten auf einem engen Tribümenteil zusammen, und hier war es gerade die Verkehrspolizei, die im loblichen Bestreben des „Dienstes am Kunden“ immer und immer wieder die Zuschauer aufforderte, enger aneinanderzurücken, damit die Draußenstehenden auch noch Gelegenheit bekamen, das Spiel zu sehen. So entstand ein fürchterliches Gedränge, und von  $\frac{9}{10}$  Platzbelegung war keine Rede mehr. Es müssen dann dem Beamten wohl doch Bedenken gekommen sein, denn plötzlich erklang es aus den Lautsprechern, die Tribünen seien zu schließen, weil überfüllt.

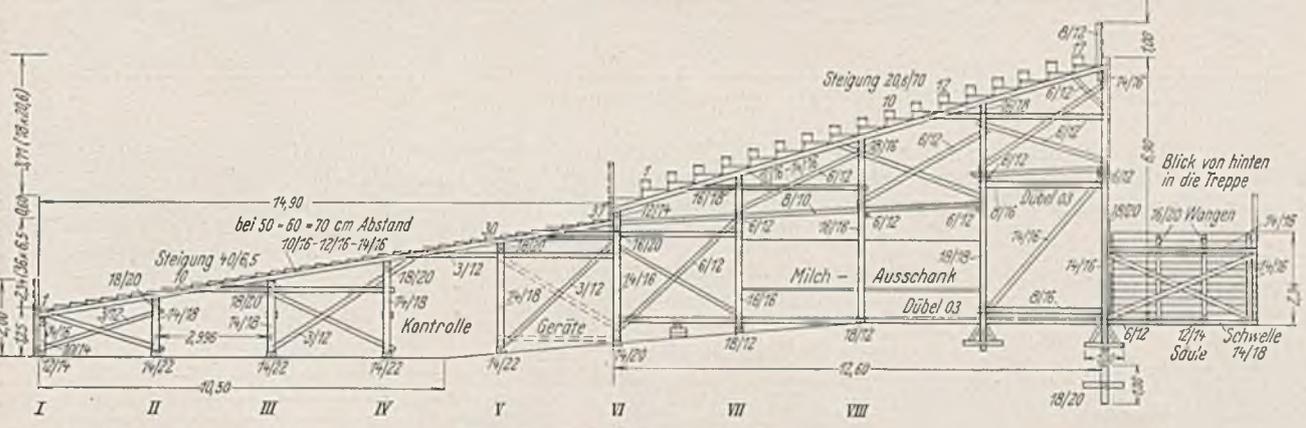


Abb. 4. Schnitt durch die Tribüne.

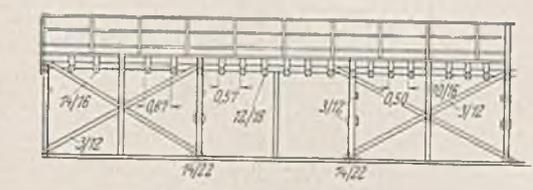


Abb. 5. Längsschnitt.

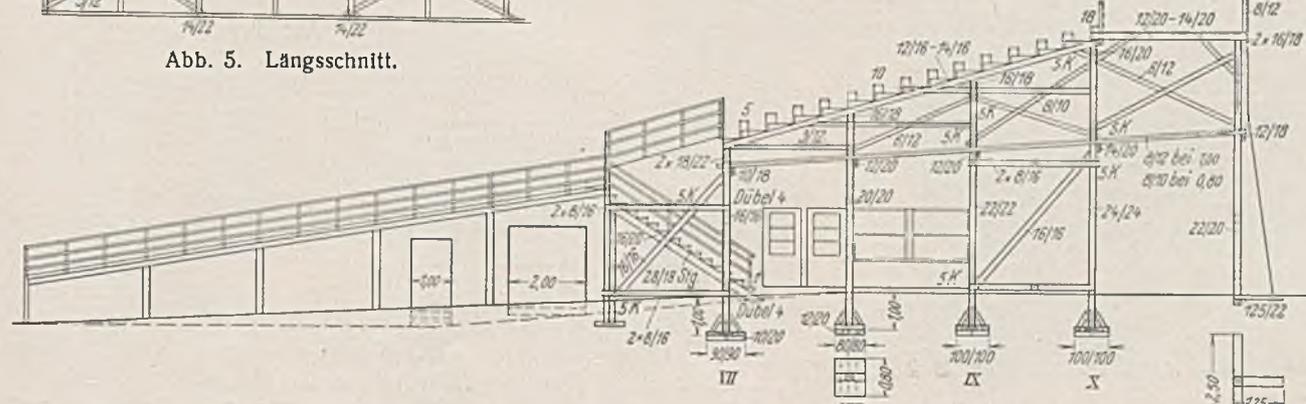


Abb. 6. Schnitt durch die Durchgänge mit Windböcken.

Bei der Berechnung und Bestimmung der Holzquerschnitte achtet man darauf, nur solche Querschnitte zu wählen, die später eine restlose Verwendung der Hölzer im Wohnungsbau gestatten, gegebenenfalls durch Aufteilen zu Halbhölzern. So wird die Wahl der Stützeinteilung entscheidend für die Dicke der Kanthölzer. Zu enge Stützeinteilung ergibt viel Säulen, zu weite zu starke Unterzüge.

Selten wird das benutzte Gelände eben sein. Hier stieg es nach hinten an und fiel nach links ab. Alle Säulen stehen auf durchlaufenden Schwellen, die in der Längsrichtung liegen. Die Säulenernung beträgt 2 m, wobei jede zweite Säule eine Bindesäule ist, die eigentliche Binderentfernung also 4 m beträgt. Der Unterschied im Gelände darf nicht durch Unterlagen von Klötzen geschehen, wie man es so oft sehen kann, sondern die Schwelle muß auf ihrer ganzen Länge aufliegen und der Höhenunterschied durch ungleiche Säulenlänge ausgeglichen werden. Auch muß der Schwellenstoß unter der Säule liegen, nie im Felde, und unbelastet sein.

Eine Selbstverständlichkeit ist es, Säule und Schwelle durch Rüstklammern zu sichern, um ein Verrutschen der stumpf aufsitzenden Säule zu verhindern. Auch die Schwellenstöße sind durch Laschen gegen seitliches Verschieben zu sichern.

Bei kurzen Säulen kann für die Knickssicherheit ein kleinerer Querschnitt nötig sein als für den Schwellendruck quer zur Faser. Der größere von beiden Querschnitten ist zu wählen.

Die Unterzüge werden aufgebracht und wie die Schwellen gesichert. — Bei Stehtribünen mit wenig Steigung kann man für die Sparren oder Tribünenlagerhölzer ohne Keile auf den Unterzügen auskommen, besser ist es jedoch, solche anzuordnen; die Sparren liegen dann besser auf. Bei Sitztribünen, die ja eine größere Steigung erforderlich machen, sind immer Keile anzubringen. Die Brettdicke darf nicht weniger als 26 mm betragen. Der Sparrenabstand soll nicht größer als 80 cm gewählt werden, besser kleiner. Ein brauchbares Stelungsverhältnis für Stehtribünen ist 6,5:40 cm, für Sitztribünen 20,6:70 cm.

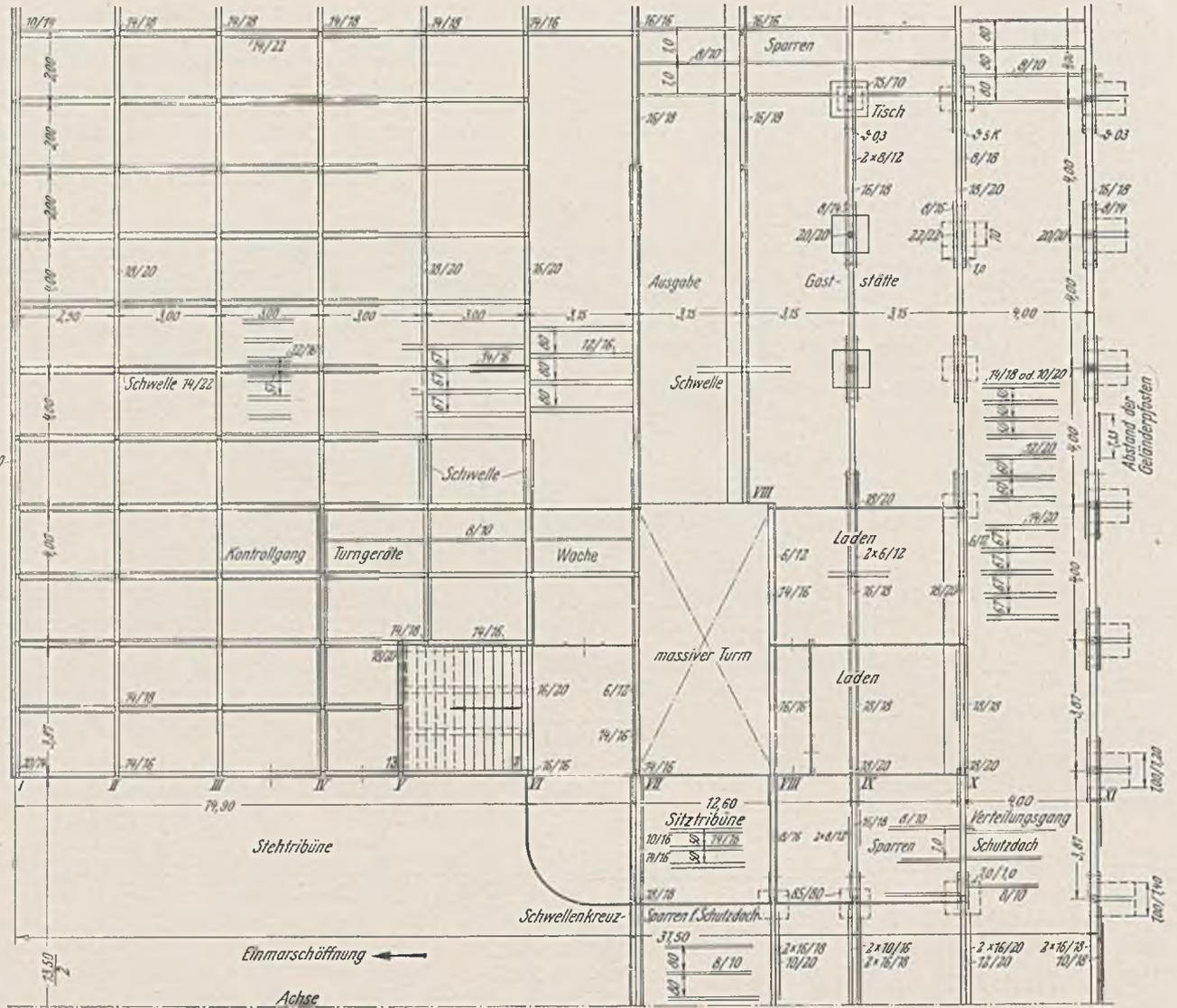


Abb. 3. Tribünen-Mittelteil.

Die Entfernung der Unterzugreihen bedingt den Sparrenquerschnitt. Hier betrug dieser Abstand 3 m für die Steh- und 3,15 m für die Sitzplätze und wird bestimmt durch die Anzahl der Platzreihen. Der Sparrenabstand hängt von der Brettlänge ab. Bei den Stehtribünen ergeben sich bei einem

- Mittenabstand von 50 cm Hölzer 10/16 cm
- „ „ 60 cm „ 12/16 cm
- „ „ 67 cm „ 14/16 cm,

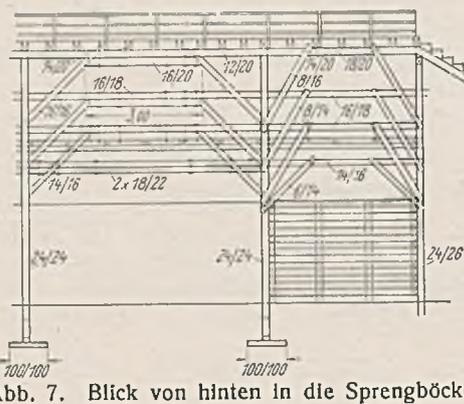


Abb. 7. Blick von hinten in die Sprengböcke der Durchgangsöffnung.

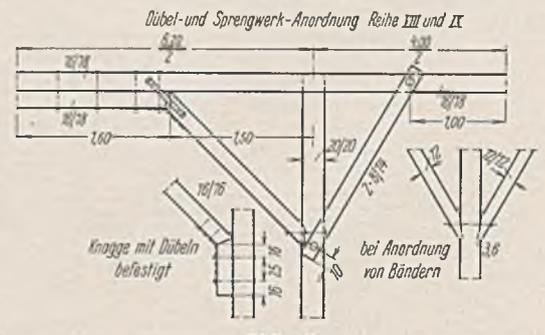


Abb. 8.

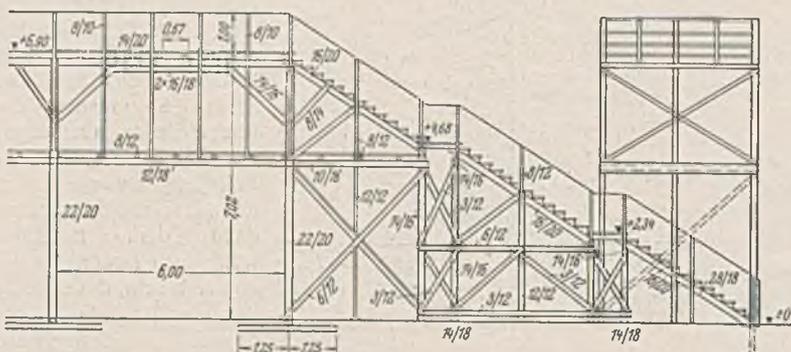


Abb. 9. Sorgfältige Aussteifung des Treppenaufganges zum Verteilungsgang.

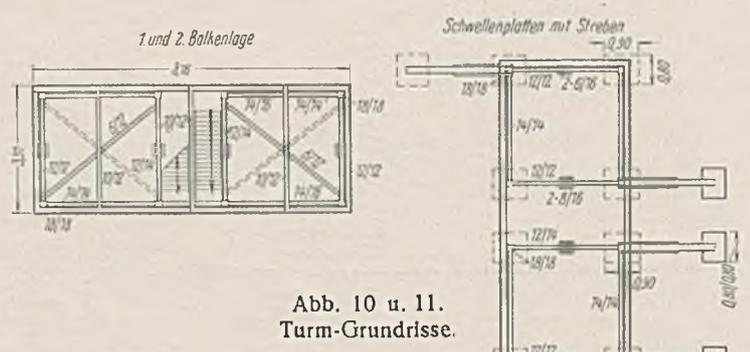


Abb. 10 u. 11. Turm-Grundrisse.

und bei den Sitztribünen bei 80 cm Abstand Hölzer 12/16 cm. Die Sparren müssen durch Hasper auf den Unterzügen befestigt werden. Seitlich eingeschlagene Drahtnägeln genügen nicht.

Am Zusammenstoß von Steh- und Sitztribünen muß durch Höherlegen der Sitztribünen sparren für ausreichende Sicht der Sitztribünenbesucher gesorgt werden. Hier trägt der Unterschied der Plattformen 60 cm. Es wird nötig sein und ist unbedingt besser, an diesem Tribünenwechsel zwei Rähme übereinanderzulegen, als für die oberen Sparren Klötze unterzubauen, die schlecht zu befestigen sind und nur wackeln.

Zwischen Sitz- und Stehtribüne gehört eine dichte Bretterwand, deren Höhe etwa 1,5 m beträgt.

Dem Geländer ist ebenfalls größte Sorgfalt zuzuwenden. Holme aus Doppellatten verleiten zum Sitzen.

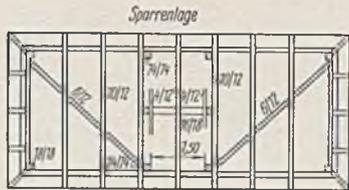


Abb. 12.

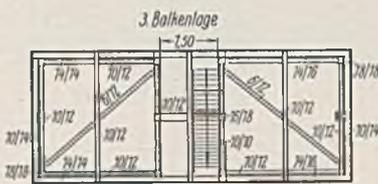


Abb. 13.

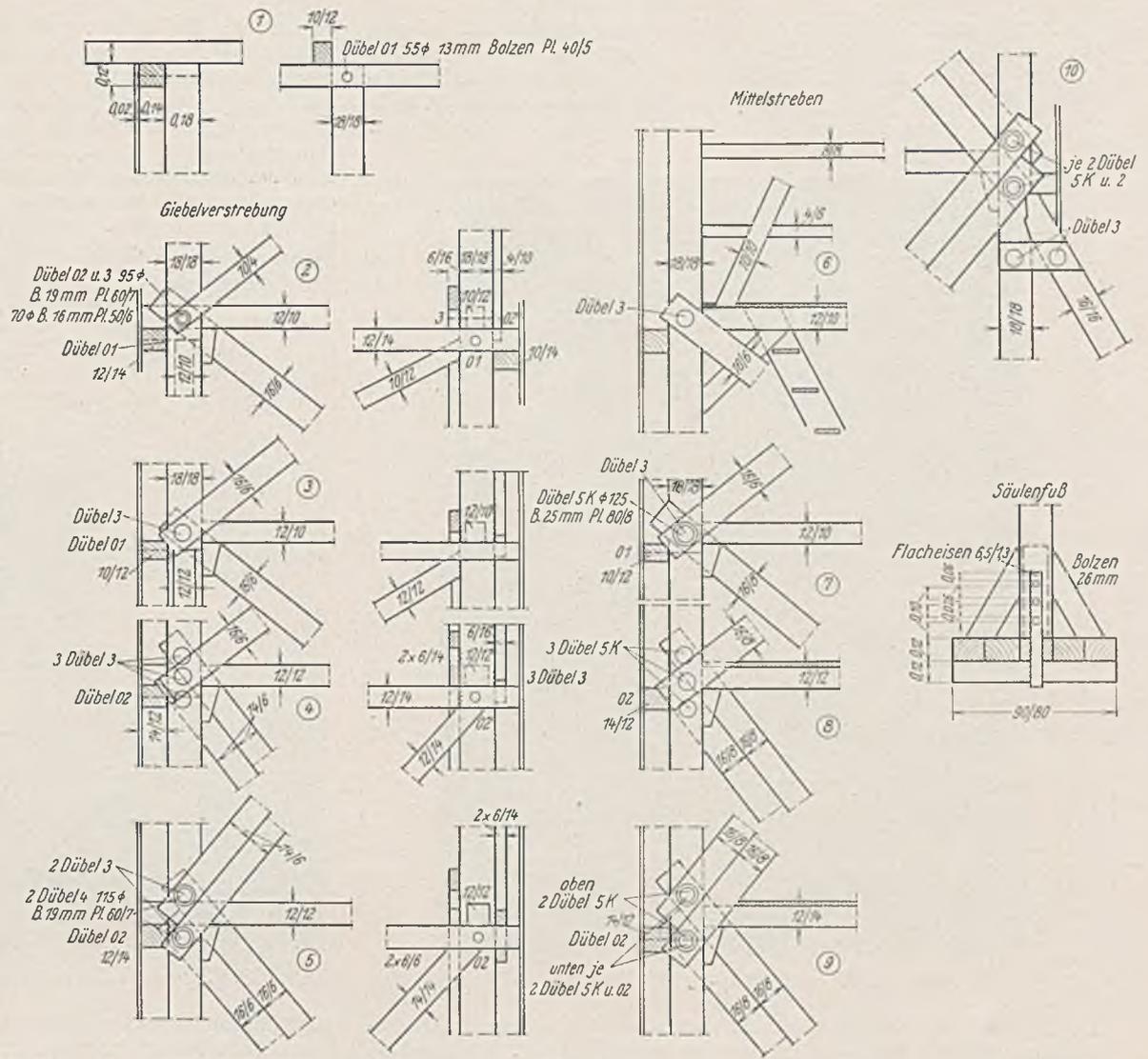


Abb. 15. Knotenpunkte vom Flaggenturm.

Besser sind nur Bretter, und zwar gehobelt. Die Geländersäulen sind so zu befestigen, daß ein Ausweichen bei dem Anlehnen unbedingt vermieden wird. Sie wurden deshalb am Tribünenanfang bis zum Boden geführt, seitlich am Sparren, am Unterzug oder an der Tribünensäule durch starke Bandisenbügel befestigt und dienten zugleich zur Befestigung der Brettschalung.

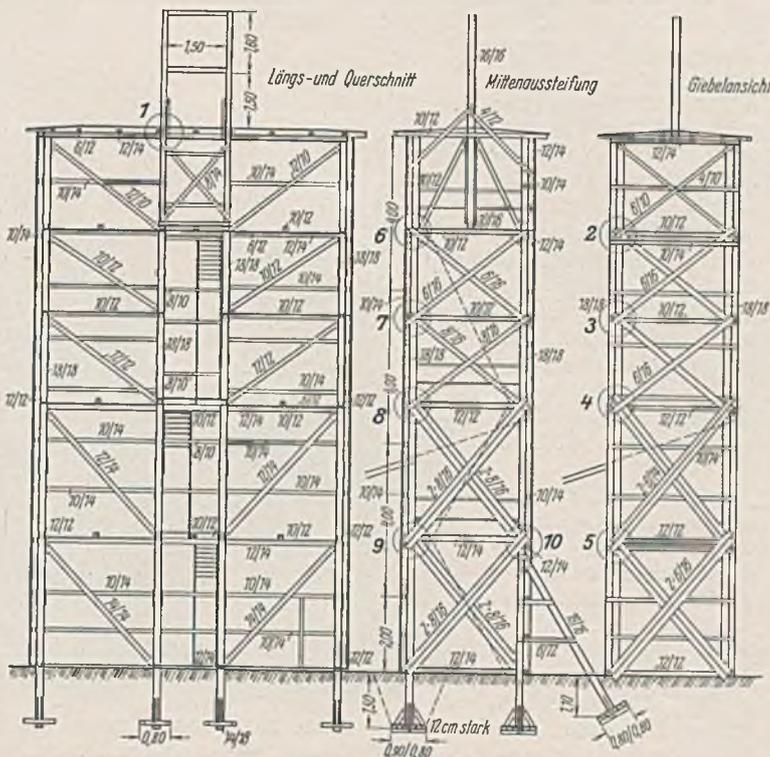


Abb. 14. Turmschnitte.

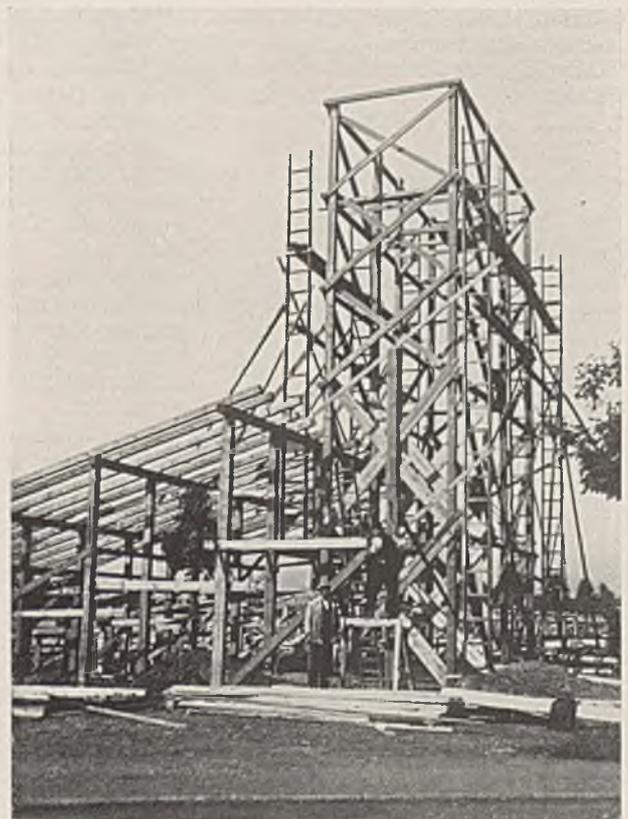


Abb. 16. Das fertiggestellte Turmgerüst mit anschließendem Tribünenenteil.

Ähnlich geschah dies am oberen Verteilungsgang. Es müssen also lange Säulen, meistens Doppellatten, gewählt werden.

Mit zu den wichtigsten Arbeiten gehört eine sachgemäße Aussteifung der Tribünenböcke. Es kommt nicht darauf an, möglichst viele Streben anzuordnen, sondern System in die Versteifung hineinzubringen.

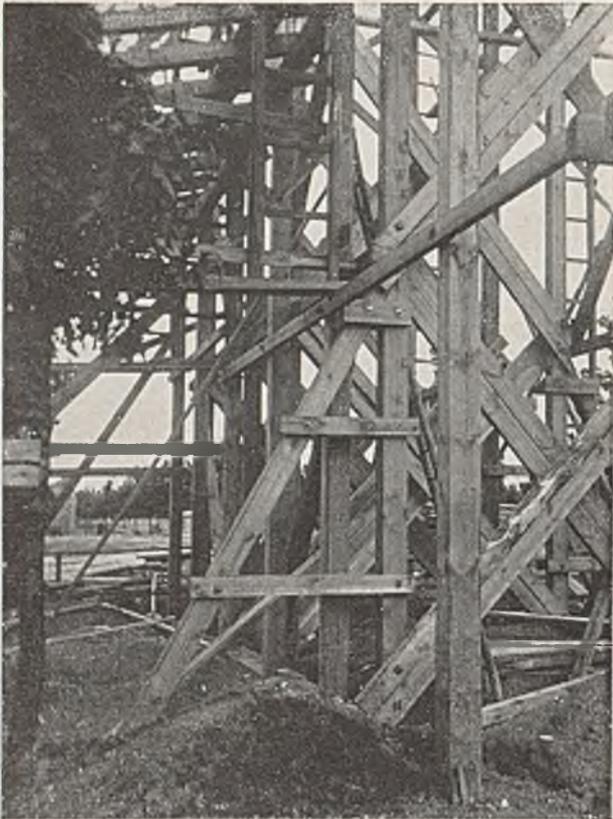


Abb. 17. Turmverstrebung mit Windböcken.

Ich fasse immer zwei nebeneinander stehende Böcke zu einem Paar zusammen und lasse dann ein Feld von der Aussteifung frei. Die zum Verschwerten verwendeten Bretter sind nicht unter 3 cm Dicke zu wählen und sicher zu nageln. Bei rechnerischem Nachweis und größerer Höhe der Böcke wird man dickere Bohlen verwenden. Durch das paarweise Zusammenfassen der Böcke bleibt Platz für die unbedingt notwendige Kontrolle. Es muß beim Benutzen der Tribünen kontrolliert werden, ob sich etwa irgendwo durch nachlässiges Nageln eine Strebe gelöst hat oder sonst ein kleiner Schaden entstanden ist, der bei Nichtbeachtung leicht größer werden kann. Auch wegen Feuergefahr ist eine dauernde Kontrolle nötig. Ein Zigarettenstummel kann unermeßliches Unheil bringen. Darum „Rauchverbot“, das leider von manchen Menschen nicht beachtet wird.

Zur Aussteifung gehören waagerechte Zangen und kreuzweise verlaufende Diagonale bis zum Säulenfuß reichend. In der Längsrichtung fehlen die Zangen, da hier die Rähme aussteifen. Die Streben werden ebenfalls schräg angeordnet.

Im höheren Teile der Tribünen stieß die Aussteifung auf Schwierigkeiten. Wie schon erwähnt, wurden Gebrauchsräume eingebaut, die möglichst frei von Stützen sein sollten. Außerdem sollte das einzubauende Schutzdach nicht durch Streben durchbrochen werden. So blieb für die Aussteifung nur der enge Raum zwischen Schutzdach und Tribünenlager übrig, und hier sind ähnliche Verstreibungen, wie unten beschrieben,



Abb. 18. Fertig verschalter Turm in der Seitenansicht mit Treppe zum Verteilungsgang.

angeordnet. Es ist klar, daß diese obere Aussteifung nicht die gleiche Sicherheit bietet, als wenn die Streben bis zum Säulenfuß durchgeführt werden. Deshalb wurden in jedes Binderfeld die beiden in der Zeichnung ersichtlichen Böcke eingebaut, die durch Alligatordübel und Bolzen verbunden wurden. Hier stehen die Säulen nicht mehr auf Schwellen. Sie sind eingegraben und stehen auf einer Schwellenplatte. Sie übertragen nicht nur den Druck auf den Erdboden, sondern sie sind auch zugsicher angeschlossen und bilden mit der Bodenbelastung ein wirksames Gegengewicht gegen Kippen. Der Schank- und Ladenbetrieb wird nicht gestört, da die Streben in die Scheidewände eingebaut oder durch angenehme konsolartige Tische zum Abstellen der Gläser benutzt worden sind.

Die Streben am Außenrand dienen nur der architektonischen Wirkung, von statischer Wirkung sind sie nicht, wenn sie auch diese vortäuschen. Für die Längsaussteifung der Böcke und mit Rücksicht auf die Säulenternung von 4 m wurden als Kopfbänder Doppelzangen für die Unter-

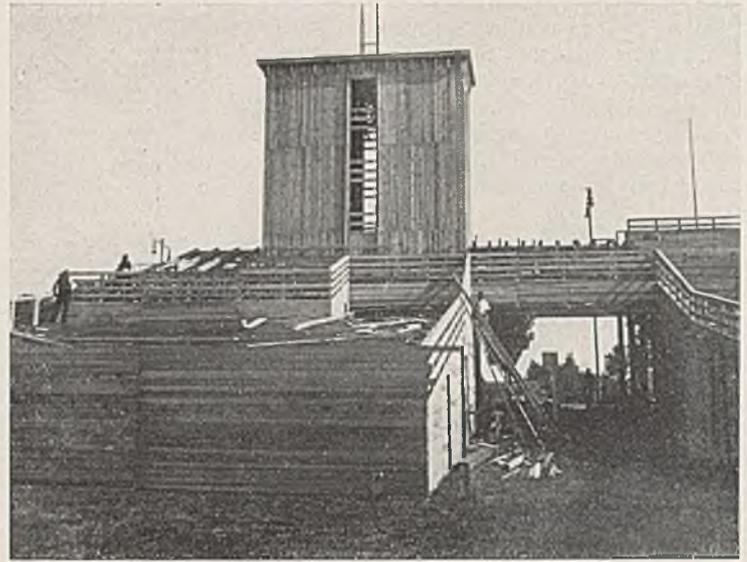


Abb. 19. Turm mit Durchmarschöffnung von der Friesenwiese aus.

züge angeordnet und mit Alligatordübeln angeschlossen. Hierdurch wurde eine außerordentliche Steifigkeit der gesamten Konstruktion erzielt. Die Ausladung der Bänder beträgt 1 m, dadurch verbleiben für die freie Länge 2 m, genau wie bei den Feldern mit Zwischensäulen. Es konnten dadurch auch dieselben Holzquerschnittsmaße wie sonst verwendet werden, eine Annehmlichkeit, die sich bei dem Aufstellen sehr günstig auswirkt und für den Zimmerpöller eine große Arbeitserleichterung bedeutet. Überhaupt beschränke man die Anzahl der Querschnitte. Bei den Durchmarschöffnungen mit 6 m l. W. wurden Sprengwerke eingebaut und ebenfalls durch Dübel und Bolzen gesichert (Abb. 7 u. 8).

Die beiden Flaggentürme an den Tribünenenden wurden in die Tribünen eingebaut, aber für sich konstruiert. Der große Aufgang ist dargestellt, und ich mache hier auf die sorgfältige Verstreibung aufmerksam, die bei Treppen mit dauernd wechselnder Belastung besonders wichtig ist.

Für den Turm kommt eine Nutzlast nicht in Frage. Lediglich der Winddruck war in Betracht zu ziehen, der allerdings mit Rücksicht auf die große Fläche bedeutend war. Die Maße betragen  $8,16 \times 3,31$  m bei 14 m Höhe.

Die Außenflächen waren glatt und senkrecht verschalt. Die Wandriegel wurden außen vor die Säulen gesetzt. Acht durchgehende Säulen bilden die Hauptstützen. Auf dem Dach steht ein großes Hohheitszeichen, dessen Last die erste Balkenlage aufnimmt. Drei Balkenlagen steifen



Abb. 20. Turmansicht von der Straße aus gesehen mit Hohheitszeichen und Treppe zum Verteilungsgang.

die Außenwände aus. Die Windkräfte werden durch die Diagonalkreuze, die in der unteren Hälfte doppelt angeordnet sind, sicher in den Erdboden geleitet. Da das Eigengewicht des Turmes zu gering ist, um dem Kippmoment des Windes den nötigen Widerstand entgegenzusetzen, sind Säulen und Streben 1,5 m tief eingegraben und die auf der Schwellenplatte ruhende Erdlast zur Standsicherheit herangezogen. Das kann aber nur geschehen, wenn der Boden sorgfältig festgestampft bzw. eingeschlemmt wird. Die Knotenpunkte sind herausgezeichnet und die zur Verwendung gekommenen Alligatordübel und Holzstücken eingetragen.

Abb. 16 zeigt das Turmgerüst mit der sichtbaren Verstrebung und dem anstoßenden Teil der Tribüne; Abb. 17 gibt einen Blick in die

untere Verstrebung des Turmes; Abb. 18 zeigt den fertig verschalteten Turm in der Seitenansicht und die fertiggestellte Treppe zum Verteilungsgang; Abb. 19 zeigt den Turm von der Friesenwiese aus gesehen mit einer Durchmarschöffnung und Abb. 20 den Turm von der Zugangstraße aus mit dem aufgestellten Hoheitszeichen und der großen Treppe in der Seitenansicht.

Ich habe mich hier mehr über die praktischen Fragen ausgelassen, weil der Konstrukteur beides sein muß: Theoretiker und Praktiker. Die Arbeiten auf der Baustelle sind ebenso wichtig wie die am Reißbrett; sie stellen die Sicherheit des Bauwerks in Frage, wenn hierbei Fehler begangen werden. — Der Entwurf zu der Anlage stammt vom Hochbauamt der Stadt Breslau.

Alle Rechte vorbehalten.

### Das Wasserkraftwerk am unteren Svir (URSS).

In Energ. Elekt. 1937, Novemberheft, beschreibt der italienische Ingenieur Claudio Marcello ausführlich das Svirwerk.

Der Svirfluß verbindet die größten Seen Europas, den Onega- und den Ladogasee in Rußland. Auf seinem 234 km langen Lauf überwindet der Fluß einen Höhenunterschied von ungefähr 28 m (Onegasee 33 m ü. d. Meer, Ladogasee 5 m ü. d. Meer). Diese Höhe wird beinahe ganz auf den ersten 143 km überwunden, während der Unterlauf von 91 km fast ohne Gefälle ist. Das Einzugsgebiet des Flusses beträgt bei seinem Eintritt in den Ladogasee 81 130 km<sup>2</sup>, wovon etwa 72% auf das Gebiet des Onegasees entfallen.

Das Längenprofil des Svir (Abb. 1) ist durch die im oberen Teile liegenden 31 Stromschnellen gekennzeichnet, die bis zu 1% Gefälle und eine Wassergeschwindigkeit bis zu 3,5 m<sup>3</sup>/sek haben. Das mittlere Ge-

fälle in diesem Teile ist etwa 0,000 18, im Unterlauf nur 0,0000 12. Zweidrittel der jährlichen Niederschlagsmenge von 550 mm Höhe entfallen auf Frühling und Sommer, der Rest bleibt bis Ende April als Schnee und Eis liegen. Die Ablesungen der Pegelstation in der Nähe der neuen Staumauer ergaben ein Jahresmittel an der Staumauer von 674 m<sup>3</sup>/sek. Das normale Minimum beträgt 400 m<sup>3</sup>/sek, das in 50% aller Jahre vorhanden war; nur im Jahre 1930 blieb das Minimum auf 130 m<sup>3</sup>/sek. Das Hochwasser während der Schneeschmelze erreicht 1300 m<sup>3</sup>/sek; nur einmal während der 50 Meßjahre stieg das Hochwasser auf 1800 m<sup>3</sup>/sek. Als Mittelwerte des täglichen Maximums der höchsten Hochwasser wurden 2550, 2575 und 2130 m<sup>3</sup>/sek errechnet. Das Verhältnis von Normalwasserstand zu Niederwasserstand beträgt 3:1, katastrophales Hochwasser zu Normalwasser 3,5:1 und höchstes Hochwasser zu Niederwasser 14:1. Die Gleichmäßigkeit der Verteilung der Abflüßmengen wird durch den Onegasee hervorgerufen, der eine größere Wasserspiegelschwankung von 1,78 m (Kote 32,30 bis 34,08) hat, was ungefähr 85% des jährlichen Abflüßmittels des Sees ist und nahezu acht Milliarden m<sup>3</sup> beträgt. Die Verdunstungsmenge dürfte 25% hiervon betragen. Der genaue Einfluß des Onegasees auf die Abflüßregulierung des Svir wurde nicht bestimmt, da die sechs Pegel des Sees durch den dauernden Wind Höhenunterschiede bis zu 1 m aufweisen. Ein Vergleich der Mittel der sechs Stationen ergab eine Zuflußmenge des Sees von 212 und 180 l/sek.

Das Hauptmerkmal des Abflusses des Svir ist das in der zweiten Hälfte des April eintreffende Hochwasser, das sich in der Regel um nicht mehr als drei Wochen verschiebt. Über fünf Monate des Jahres ist der Fluß mit Eis bedeckt. Dieses Eis bildet sich zu Anfang Dezember, doch kann sich die Eisbildung um mehr als einen Monat verschieben. Der Eisgang gegen Mitte Mai ist weniger starken Schwankungen unterworfen und beschränkt sich im allgemeinen auf eine Woche; vom Onegasee selbst wird etwa 0,4% des Eises in den Fluß abgetrieben, der größte Teil schmilzt im See selbst. Das Zufrieren des Flusses beansprucht oft mehr als 14 Tage, was zu Störungen im Flußbett führt. Besonders in der Nähe der Stromschnellen bildet sich das schwammige „Frazil ice“, das stellenweise zur Verstopfung des Flusses führt. Ein Entwurf der Flußregulierung von 1908 sah acht kleine Staumauern und drei Schleusen vor, wurde aber durch den Ausbruch des Weltkrieges nicht ausgeführt. Auch der erste Plan zur Ausnutzung der Wasserkraft für Energieerzeugung wurde infolge der Revolution von 1917 nicht verwirklicht. Erst 1926 wurden die Studien wieder aufgenommen. Der neue Plan sah sowohl die Schiffbarmachung als auch die Energieerzeugung vor und wurde wegen der strategischen und wirtschaftlichen Bedeutung (Verbindung des Baltischen Meeres mit dem Weißen Meer) in den ersten Fünfjahresplan einbezogen. In den Jahren 1928 bis 1932 sollte die untere Stufe des Svir Nr. 3 fertiggestellt werden.

Die Versuche ergaben, daß eine Staumauer von 12 m Höhe das

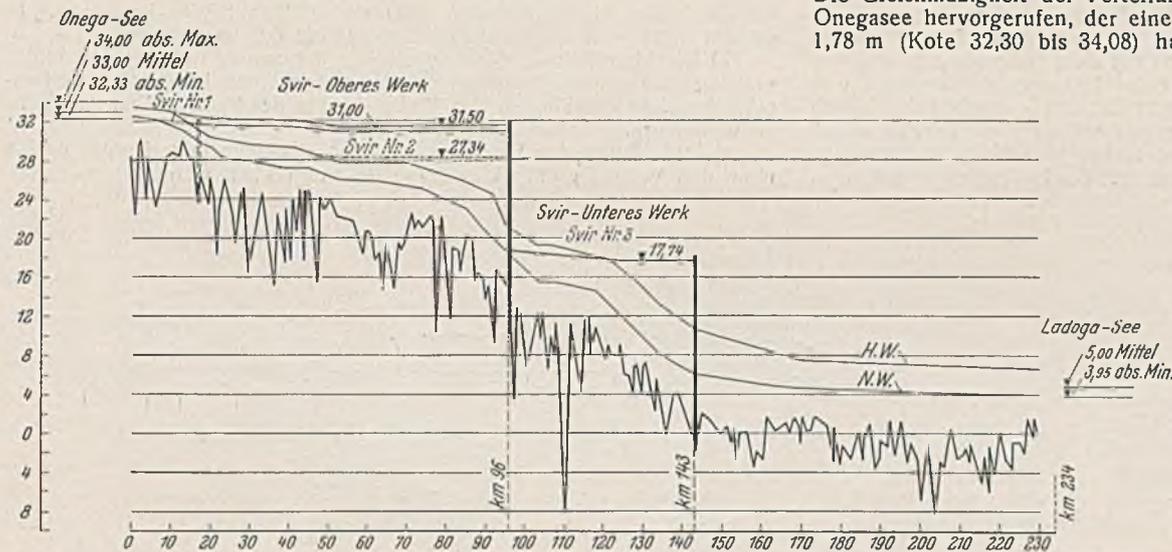


Abb. 1.

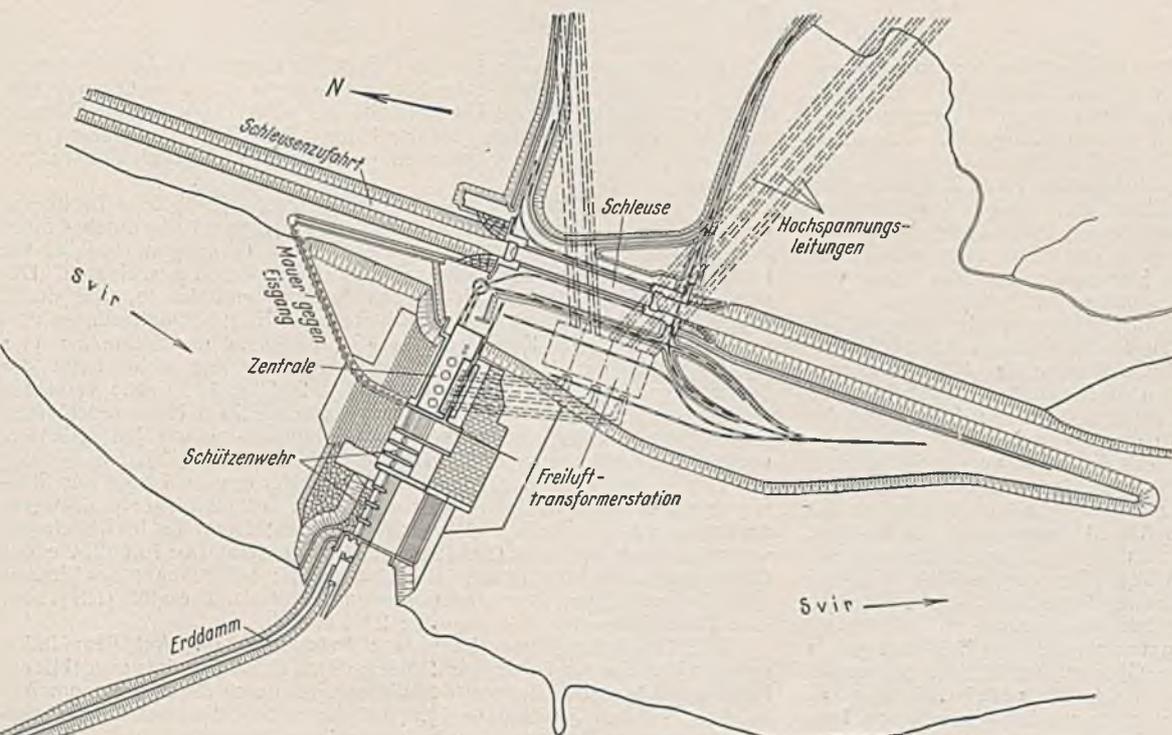


Abb. 2.

Höchstmaß war, das hinsichtlich des Untergrundes eine sichere Anlage gewährleisten. Es wurde daher die Anlage von drei Staumauern vorgeschlagen, und zwar: Svir 1 mit etwa 6 m größter Stauhöhe und 4 m mittlerer Nutzhöhe (von geringem Interesse für die Stromerzeugung); Svir 2 und 3 mit je 12 m Stauhöhe und seitlichen Schleusen versprachen eine gute Energieausnutzung und eine wertvolle Verbesserung des Schiffsahrtsweges. Durch den Bau des Werkes Svir 3 sollten nun Erfahrungen gewonnen werden, um die Ausführung von Svir 1 fallen lassen zu können und dafür die Stauhöhe von Svir 2 auf etwa 14 m zu erhöhen. Diese Annahme wurde bestätigt, und Svir 2 wird jährlich 750 Mill. kWh erzeugen können, während Svir 3 550 Mill. kWh erzeugt.

Für die Auswahl der Lage der Staumauer war maßgebend, während der Bauzeit von drei Jahren den Schiffsverkehr nicht zu behindern. Außerdem mußten die Baustoffe und Maschinen auf dem Wasserweg und mit der Eisenbahn der Linie Leningrad—Murmansk angefordert werden können, denn der billigere Wasserweg ist die Hälfte des Jahres durch Eis blockiert. Die Schleusanlage wurde in einem langen Seitenkanal angelegt, um die Schiffe vom stark bewegten Abfluß der Zentrale abzuhalten und die Stirnseite der Staumauer und der Zentrale nicht zu verengen. Auch die zweite Schleuse, etwas rechts der ersten, wird einen verhältnismäßig kurzen Zulaufkanal erlauben (Abb. 2).

Die Gründung des Werkes bedingte die Anwendung von verschiedenen neuen Bauweisen. Die nachträglichen Ablagerungen über den Devon-schichten bedecken diese im Flußbett bis zu 3 m Höhe und setzen sich aus mehr oder weniger stark mit Lehm vermischten Kiesen und Sanden zusammen. Die Devonschichten hingegen, die aus Sand und Lehm-schichten von verschiedener Mächtigkeit gebildet werden, wurden bei verschiedenen Sondierungen bis zu 150 m nicht durchstoßen. Im Gebiete der Staumauer machen die Lehmeinlagerungen im Devon beinahe  $\frac{3}{4}$  der Schichtmächtigkeit aus. Es wurden starke artesischen Wasserbecken festgestellt, die das Verlagern der Schichten und die Bildung von unterirdischen Hohlräumen begünstigen. Die Sicherung der Standfestigkeit des Bauwerks war sehr schwierig. Die Ergebnisse der Laboratoriums-untersuchungen sowie der Sondierungen auf dem Bauplatz ergaben, daß in den Devonformationen nicht mit einer Reibungszahl von 0,2 und darüber gerechnet werden durfte. Für die Belastung ergaben sich jedoch Werte bis zu 8 kg/cm<sup>2</sup>. Bei Belastungen während kurzer Zeit ergab sich keine Verformung des Untergrundes, bei Belastung von längerer Dauer war eine ständig zunehmende Plastizität des Bodens zu verzeichnen.

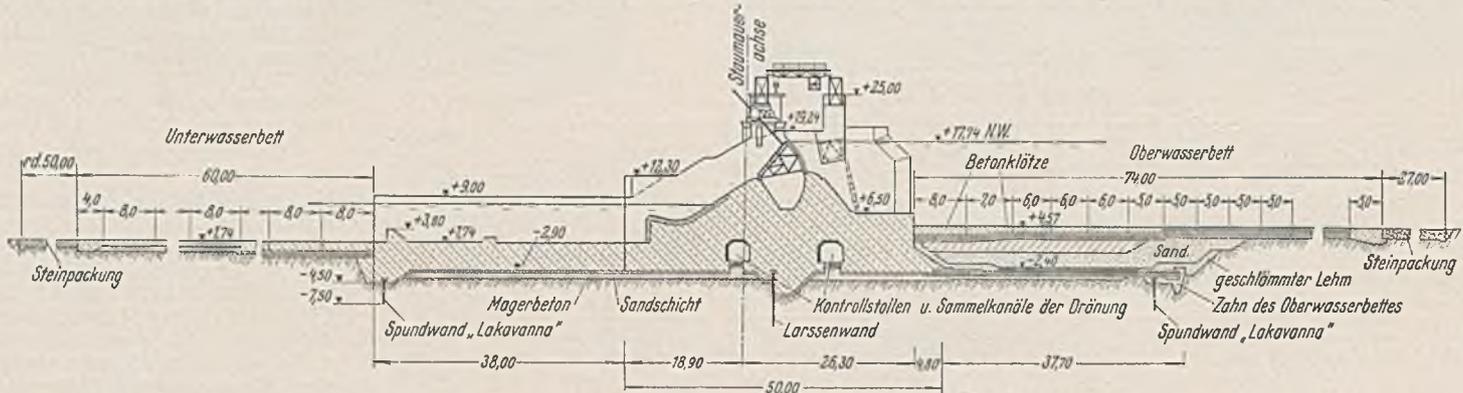


Abb. 3.

Diese Belastung lag bei 5,1 kg/cm<sup>2</sup>. Als Maximalwert für kurze Dauerbelastung und während der Bauzeit war daher dieser Wert anständig, aber für die dauernde Belastung kam ein Wert über 4 kg/cm<sup>2</sup> nicht in Frage. Die Studien ergaben, daß nach einem anfänglichen Aufquellen des Baugrundes eine Setzung unter dem Gewicht des Bauwerks eintreten würde, die sich infolge der Tonschichten auf lange Zeit erstrecken mußte. Theoretisch fand man ein anfängliches Aufquellen des Baugrundes von 41 cm, ein nachträgliches Senken von 33 cm unter das Ausschachtungsniveau, d. h. eine Bewegung des Baugrundes von 74 cm. Eingelagerte feste Schichten erlaubten jedoch die Annahme einer voraussichtlichen Verminderung des Wertes auf ein Drittel.

Die Reibungszahl des Baugrundes von 0,2 verminderte sich praktisch auf 0,12, da die Bauvorschriften einen Stabilitätsfaktor über 1,5 verlangten. Der Erddruck durfte in keinem Punkte das Höchstmaß von 4 kg/cm<sup>2</sup> überschreiten. Ferner sollten die einzelnen Bauteile ohne Schaden für das Bauwerk ungleiche und bedeutende Setzungen der Fundamente erdulden können, die durch die eigene Masse des Bauwerks oder durch die beweglichen Metallteile des Bauwerks verursacht würden. Zur Ausführung der Fundamente wurde eine flache Gründung gewählt, denn die tiefe Baugrube hätte große Schwierigkeiten technischer Art gebracht. Man erreichte somit die in Abb. 3 dargestellte Konstruktion. Der Staumauerkörper besteht aus einem breitgelagerten Dreieckprofil von 34,10 m Grundlinie und 16,70 m Höhe. Die wasserseitige Wandung ist geneigt, während die luftseitige Wandung in leichter S-Form gehalten ist. Die Struktur ist massiv mit teilweiser Bewehrung.

Gegen eine Verschiebung der Staumauer wurde ein Drainage-system der Fundamentsohle vorgesehen. Die Oberwasserseite der Staumauer wurde durch eine Eisenbetondecke verstärkt, die mittels Scharniers an der Mauer befestigt und bergseitig von einem Zahn aus Beton festgehalten wird. Dieser Zahn ist mit einer Spundwand in Lakavanna-Eisen starr verbunden. Eine dickere, nicht bewehrte Platte schützt die Unterwasserseite gegen die Angriffe des abströmenden Wassers und trägt

zur Verstärkung der Stabilität des Bauwerks bei. Ein Zahn in Beton mit seitlichen Larssenspundwänden verstärkt die unterwasserseitige Platte. Auf der Fundamentgrundfläche wurden sogenannte „umgekehrte Filter“ eingebaut. Die erste Sandschicht bezweckte auch, die freiliegenden Tonschichten des Devon vor den Witterungseinflüssen zu schützen, und wurde sofort nach dem Aushub eingebracht. Ferner sind zwei Reihen von Brunnen angebracht, die mit Galerien zur Ableitung des Sickerwassers verbunden sind. Der Zweck dieser Brunnen-systeme ist, einen verminderten und gleichmäßigen Druck der artesischen Wasser auf die Fundamente zu erhalten. Die beiden Galerien sind in Verbindung mit der Unterwasserseite der Staumauer und werden auf der linken Strom-seite vor dem Austritt aus der Mauer in einer Kommando- und Kontroll-kammer vereinigt. Dort sind die Pumpenanlagen zum Entleeren der Galerien angebracht, wodurch das Drainage-system überwacht werden kann. In den Pfeilern der Staumauer sind ferner Verbindungsstollen zwischen den beiden Galerien geschaffen worden, die mittels eiserner Türen luftdicht geschlossen werden können. In der dränierten Zone sowie in den Devonschichten wurden Druckmeßinstrumente zur Kontrolle der Druckverschiebung eingebaut.

Der höchste Druck auf den Untergrund beträgt 2,09 kg/cm<sup>2</sup> während der Betriebsperiode, während der Bauzeit ist er bis auf 2,86 kg/cm<sup>2</sup> gestiegen. Die Stabilität gegen waagerechte Verschiebung ist durch eine Verhältnis-zahl der angreifenden Kräfte zu den Widerstandskräften wie 1:2 gewährleistet, unter der Annahme der gleichmäßigen Belastung der Bauteile.

Bei der Auswahl der Typen und der Art der Anordnung der Abflußbauwerke waren folgende Erfordernisse maßgebend:

a) Die größte vorgesehene Abflußmenge für das Bauwerk beträgt 2600 m<sup>3</sup>/sek. 900 m<sup>3</sup>/sek sollten unter normalem Betrieb durch die vier Gruppen der Zentrale abgeleitet werden. Als Höchstmengen werden 1150 m<sup>3</sup>/sek abgeführt. Für den Fall, daß die Zentrale nur mit zwei Gruppen am Abfluß beteiligt würde und nur 575 m<sup>3</sup>/sek ableitete, wurde die Größe der Abflußöffnungen auf mehr als 2000 m<sup>3</sup>/sek bemessen. In diesem Falle wird der Oberwasserpegel um 0,50 m steigen.

b) Die Unterteilung der Bauzeit der Staumauer in zwei Abschnitte verlangte für den Beginn der Arbeit an der rechten Hälfte tiefe Abflußöffnungen, um das Steigen des Wasserstandes des Flusses über das Wehr zu verhindern.

c) Der Abfluß des Eises und anderer schwimmender Körper mußte ohne den Verlust großer Wassermengen vorgesehen werden.

Die Staumauer wurde in acht Öffnungen eingeteilt. Auf der linken Seite in unmittelbarer Nähe der Zentrale befindet sich eine Öffnung von 30,90 m Lichtweite mit der Überfallhöhe auf Kote 13,05. Diese Öffnung ist durch ein Sektorenwehr in der Höhe von 4,71 m geschlossen und dient zur Abführung der Schwimmkörper und zum Ausgleich des Wasser-spiegels.

Im mittleren Teile sind drei Öffnungen von je 13,20 m Breite angeordnet, deren Überfallhöhe auf Kote 4,57 liegt und die durch 4,50 m breite Pfeiler voneinander getrennt sind. Diese Öffnungen sind bis zur Höhe von 8,67 m mit sechs Elementen aus Eisenbeton geschlossen. Die restlichen 4,50 m sind durch eiserne Schütze geschlossen, die durch Krane gehoben werden und auch hinter den Eisenbetonelementen versenkbar sind. Zwei Krane von je 65 t bedienen die Staumauer und können auch für die Zentrale benutzt werden. Die rechte Seite der Staumauer ist mit vier Öffnungen von je 20,50 m Lichtweite versehen, von denen jede durch ein eisernes Schütz von 2,50 m Höhe geschlossen wird. Für Kontrolle und Ausbesserungsarbeiten sind vor jedem Schütz und vor dem Sektorenwehr bewegliche Hilfsschütze angebracht.

Die Anlage einer Bedienungsbrücke auf der ganzen Länge der Staumauer hat die Bauausführung sehr erleichtert. Alle Auflager der Schütze sind während des Winters elektrisch zu heizen; ferner hat das Sektorenwehr heizbare seitliche Gleitflächen. Die gesamte Durchflußfläche der Öffnungen beträgt 528,74 m<sup>2</sup>. Bei einer zulässigen Erhöhung des Wasser-spiegels um 0,50 m über den normalen Wasserstand ergibt sich somit eine Durchflußmenge von ungefähr 2200 m<sup>3</sup>/sek.

Die Gesamtlänge der Staumauer beträgt 200 m. Auf dem links-seitigen Flußufer ist sie an die Zentrale durch eine besonders ausgebildete Fuge angeschlossen, die auf der Wasserseite durch die Mauer zum Abhalten des Eises geschlossen ist. Auf der rechten Seite stößt die Staumauer an einen Erddamm, der ungefähr 1 km lang ist.

Zur Erzeugung von jährlich 550 Mill. kWh wurden in die Zentrale (Abb. 4) vier Gruppen von Wechselstromturbinen zu je 37 500 PS ein-

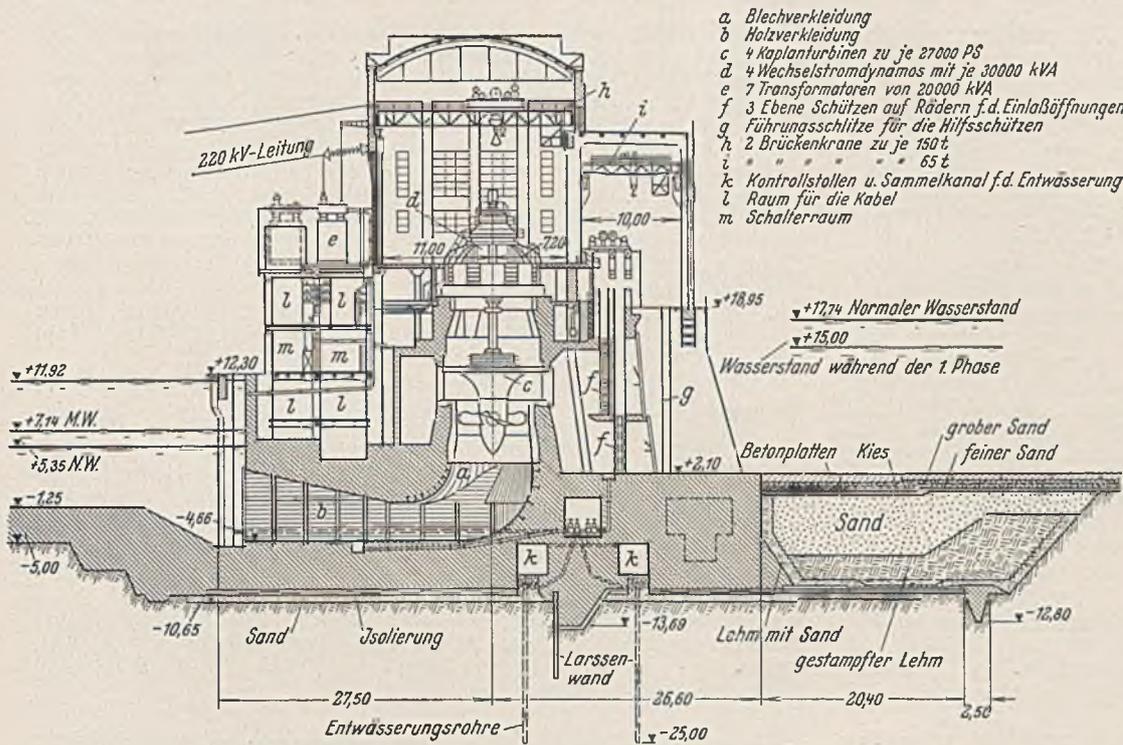


Abb. 4.

gebaut und durch zwei kleinere Gruppen von je 3500 PS zur vollen Leistung von 157 000 PS ergänzt. Die Fundamente der Zentrale mußten bis zu 6,15 m unter die der anderen Bauwerke gelegt werden.

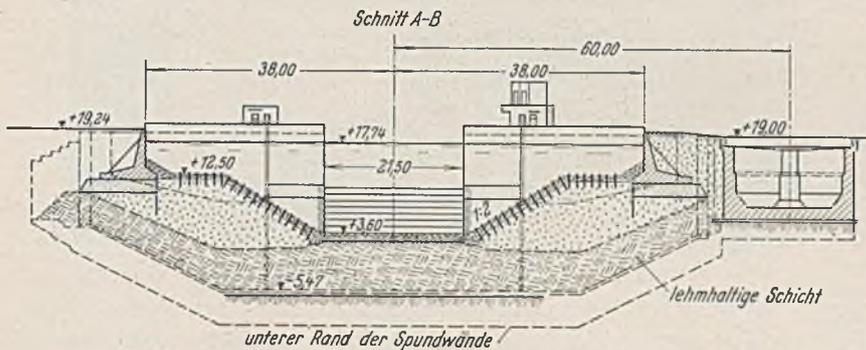


Abb. 5.

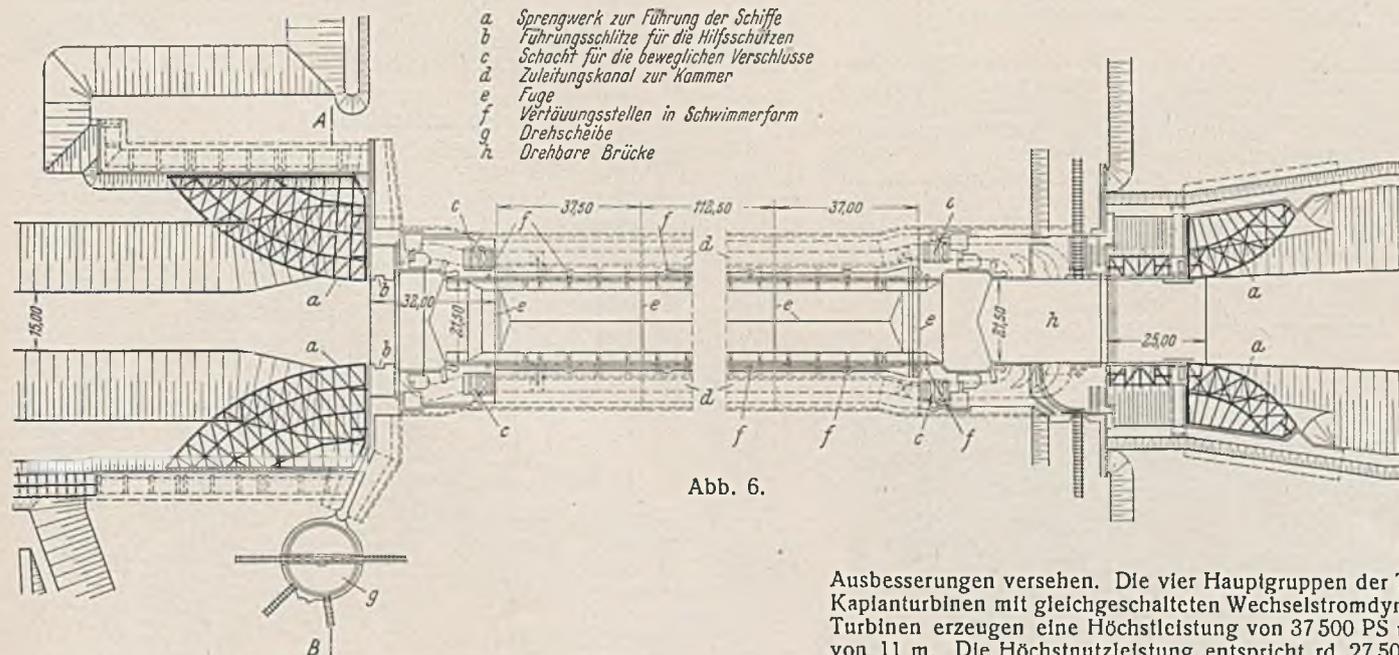


Abb. 6.

Der auf den Untergrund der Zentrale wirkende Druck ist bedeutend größer als beim übrigen Teil des Bauwerks; er belief sich während der Bauzeit auf 4,05 kg/cm<sup>2</sup>, während er sich im Betrieb auf 2,35 kg/cm<sup>2</sup> ermäßigt. Die Stabilität der Zentrale gegen Verschiebungen wurde in gleicher Weise wie bei der Staumauer gesichert, ebenso die Entwässerung der Fundamente. Ferner wurde in der Achse des Bauwerks ein tiefer

Zahn in Beton ausgeführt, der auf der Tal-seite auf einer tiefen Larssenwand aufliegt.

Die Stabilität der Zentrale ergibt sich durch ein Verhältnis der angreifenden zu den Widerstandskräften wie 1:1,75 bis 1:1,60. Eine besondere Bedeutung hatte die Vorausbestimmung der Verformungen des Geländes unter den während der Bauzeit aufgetragenen Lasten und durch das Steigen des Wasserspiegels nach Beendigung der Bauzeit.

Das genaue Arbeiten der Erzeugermaschinen war davon abhängig, daß die senkrechte Lage der Achsen nach Beendigung der Setzungen gesichert war. Die Turbinen mußten daher in einer Neigung montiert werden, die von der Lotrechten um denselben Winkel in entgegengesetzter Richtung abwich, um den die Achse der Zentrale von Beginn der Montage bis zum Ende der totalen Abweichung verschoben wurde.

Natürlich konnte die Inbetriebnahme nicht erst bis nach Abschluß der Senkungen verzögert werden, und es mußte daher mit einem Arbeiten der Turbinen in geneigter Stellung gerechnet werden. Die Erbauer der Wechselstromturbinen ließen eine größte vorübergehende Neigung der Achsen von 0,00035 zu. Für die erste Zeit mußten aber die Turbinen mit einer etwas größeren Neigung arbeiten. Diese Neigung ermäßigte sich nach dem Füllen des Staubeckens sehr schnell, um dann langsamer ganz zu verschwinden.

Trotz sorgfältiger Untersuchungen konnte man nicht mit einer völligen Zuverlässigkeit der Annahmen rechnen; doch konnten durch das teilweise oder ganze Füllen oder Entleeren der Entwässerungskanäle und Kammern mittels der starken Pumpenanlagen die Setzungsvorgänge der Zentrale hinreichend beeinflußt werden.

Die Fundamente der Zentrale sind durch Fugen, die an der Bergseite die Kote 8 und an der Talseite die Kote 6 erreichen, in fünf Blöcke geteilt, wovon jeder Block einer der vier Hauptgruppen der Turbinen und der letzte Block den beiden Hilfsturbinengruppen entspricht. Die Zentrale selbst ist in Eisenbeton ausgeführt. Mit Rücksicht auf die klimatischen Verhältnisse und zur Eisenersparnis wurden das Dach und der talseitige Teil in einzelnen Stücken auf dem Bauplatz gegossen und anschließend montiert, während der bergseitige Teil mit den Bedienungskammern für die Schütze an Ort und Stelle hergestellt wurde. Jeder Einlaßkanal der Turbinen wurde am Einfluß durch zwei senkrechte und eine waagerechte Unterteilung in sechs Öffnungen eingeteilt, wovon jede durch ein eisernes Schütz auf Rädern geschlossen werden kann. Außerdem wurde vor dem Einlaß ein großes Reserveschütz für alle sechs Öffnungen angebracht.

Die Spiralkammern der Turbinen sind in Eisenbeton ausgeführt. Die Abflußkanäle sind in der Nähe des Rades mit Eisenplatten verkleidet, der übrige Teil ist mit einer soliden Holzverkleidung versehen und im inneren Teil des Bogens mit Diabasplatten verkleidet. Die Mündung dieser Kanäle ist durch Pfeiler in drei Teile geteilt und mit Führungsschlitzen zum Abschluß gegen das Unterwasser bei

Ausbesserungen versehen. Die vier Hauptgruppen der Turbinen sind durch Kaplan-turbinen mit gleichgeschalteten Wechselstromdynamos gebildet. Die Turbinen erzeugen eine Höchstleistung von 37 500 PS unter einem Gefälle von 11 m. Die Höchstnutzleistung entspricht rd. 27 500 PS. Die normale Drehzahl beträgt 75 Umdr./min. Die Schaufelräder haben vier Schaufeln von 7,42 m Durchm. Jede Turbine wiegt 675 t, das größte einmontierte Stück (Radnabe) hat 38 t, während das größte Montagegewicht (Rotor) 171 t beträgt. Die Durchschnittsgeschwindigkeit des Wassers im Verteiler beträgt rd. 2 m/sek. Die Höchstleistung der Turbinen ist 0,92 und sinkt nicht unter 0,91 für die verschiedenen Belastungen. Die einzelnen Turbinengruppen haben von Achse zu Achse einen Abstand von 20 m. Die

zwei kleineren Gruppen sind ebenfalls mit Kaplan- und Francis-Turbinen und dreiphasigen Dynamos ausgerüstet. Jede dieser Turbinen erzeugt 2520 PS (214 Umdr./min). Die Turbinen wurden von der schwedischen „A. B. Karlstads Mekaniska Verkstaden Kristinhamn“ hergestellt.

Für die Erfordernisse der Schifffahrt wurde vorerst der Bau einer Schleuse für ausreichend gefunden. Die inneren Maße der einkammerigen Schleuse sind: 187 m Länge, 21,50 m Breite und rd. 20 m Höhe (Abb. 5 u. 6). Das Füllen und Entleeren der Kammer geschieht durch zwei quadratische Kanäle, die in die Seitenmauern eingebaut sind. Auf beiden Seiten der Schleuse sind Führungsschlitze für den behelfmäßigen Abschluß angeordnet. Am Ausfluß der Zuführungskanäle für die Schleuse befinden sich Vorrichtungen zur Dämpfung der Energien der abfließenden Wasser. Das Fundament der Schleuse ist in denselben Formationen des Devons verankert wie die Bauten der Staumauer. Durch ihre besondere Form waren jedoch beim Schleusenbau Sicherungsmaßnahmen gegen Verschieben nicht notwendig. Das ganze Dränungssystem für die Schleuse beschränkte sich daher auf eine Sandschicht von 65 cm Höhe. Der Druck der Seitenwände der Schleuse auf den Untergrund erreicht 4 kg/cm<sup>2</sup>. Jede Seitenwand der Schleuse ist mit der Hälfte des Bodens starr verbunden und ist durch Fugen im Abstände von 37 m unterteilt. Die bergseitige Tür hat eine Höhe von rd. 15 m (Gewicht 150 t), die talseitige 19,50 m

(Gewicht 170 t); sie werden elektrisch bedient. Diese Tore werden an Große nur von den Schleusentoren von Gatun im Panamakanal übertraffen. Als Verbindung mit der Zentrale wurde dem unteren Schleusen-kopf gegenüber eine Drehscheibe für die Eisenbahn konstruiert.

Die Konstruktion des Wasserkraftwerks wurde 1929 begonnen und war im Jahre 1934 beendet. Die Zentrale begann jedoch im Dezember 1933 mit der Energielieferung kurz vor der Fertigstellung der rechten Staumauerseite. Die Wichtigkeit der ausgeführten Arbeiten unter besonders schlechten klimatischen Verhältnissen und den von der Natur gegebenen Baubedingungen, die sich noch durch die Notwendigkeit verschärften, die Schifffahrt während der Bauzeit nicht zu unterbrechen, geht aus folgenden Zahlen hervor:

Erdaushub 5 300 000 m<sup>3</sup>, Erdaufschüttung 2 200 000 m<sup>3</sup>, Beton bzw. Eisenbeton (25 kg Eisen/m<sup>3</sup> im Durchschnitt) 610 000 m<sup>3</sup>, Stahl 4000 t, Spundwände 1200 m.

Entwurf und Ausführung hatte das technische Institut der „Svir-Stroj“ unter der Leitung von Prof. G. D. Graftio.

Die geotechnischen Untersuchungen führte Ing. N. N. Maslof aus unter Mitarbeit verschiedener ausländischer Ingenieure, hauptsächlich Prof. Carlo Terzaghi, Wien, und der Ingenieure Prof. Hornell und Samsloe, Stockholm. Dr.-Ing. German Butz, Mailand.

## Vermischtes.

Reichsverkehrsminister Dr.-Ing. chr. Dormmüller wurde anlässlich seines 70. Geburtstag<sup>1)</sup> am 24. Juli d. J. vom Führer mit der Verleihung des Adlerschildes des Deutschen Reiches ausgezeichnet. Die Technische Hochschule Aachen ernannte ihn zu ihrem Ehrensator.

Zweites Preisausschreiben 1939 für neue Schneeräumgeräte. Wie bereits in Bautechn. 1939, Heft 34, S. 478, angekündigt, hat nunmehr der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Dr. Todt, ein neues Preisausschreiben für Schneeräumgeräte herausgegeben<sup>2)</sup>. Für die zweckentsprechendsten Geräte werden Prämien bis zum Gesamtbetrag von 18 000 RM ausgesetzt. Die ausgezeichneten Geräte werden wiederum allen Bauverwaltungen bekanntgegeben, so daß künftig in erster Linie die Hersteller der besonders bewährten Geräte mit Aufträgen rechnen können.

Gemeinsame Anforderungen an alle Schneeräumgeräte sind: Wirtschaftlichkeit in Betrieb und Bedienung, möglichst geringe Verkehrsbehinderung im Betrieb, rasche Betriebsbereitschaft auch unter ungünstigen Bedingungen, hohe Geschwindigkeit im Betrieb und auf dem Marsch bei schonender Beanspruchung der Fahrbahndecke, ferner große Wendigkeit, leichte Anbaumöglichkeit, gute Übersicht beim Betrieb vom Führerstand des Kraftfahrzeugs aus und weitgehende Erfüllung der Vorschriften in der Verordnung über die Zulassung von Kraftfahrzeugen zum Straßenverkehr.

Für die Zuerkennung einer Auszeichnung ist mit maßgebend, daß das Gerät das hält, was der Hersteller als besondere Vorzüge seines Geräts verspricht. Die Preise bzw. Anerkennungen verteilt der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Zur Prüfung der Geräte setzt er bewährte Sachverständige ein, die das Prüfverfahren und die Preisverteilung vorschlagen.

Es handelt sich ausschließlich um einen Wettbewerb mit gebrauchsfähigen Geräten, nicht aber etwa um einen Ideenwettbewerb.

**Elektro-Schienen-schlepper.** Für Verschiebearbeiten geringeren Umfanges auf Voll- und Schmalspurgleisen, die vielfach im Handbetrieb ausgeführt werden, sind zwecks Mechanisierung und Beschleunigung des Verschlebens von Wagen die Elektro-Schienen-schlepper der Bleichert-Transportanlagen G.m.b.H. entstanden, die in Anlehnung an das Wesen der Elektrofahrzeuge für die gleislose Flurförderung gebaut sind und sehr wirtschaftlich arbeiten.

Der Vollspurschlepper (Abb. 1) hat trotz seiner verhältnismäßig großen Zugkraft einen Achsstand von nur 1 m, so daß sehr enge Kurven und

kleinste Drehscheiben befahren werden können. Die Drehmomente der Elektromotoren werden einzeln und unmittelbar auf die Achsen übertragen. Zur Vergrößerung der Reibung zwischen den Rädern und Schienen dient eine Sandstreuvorrichtung.

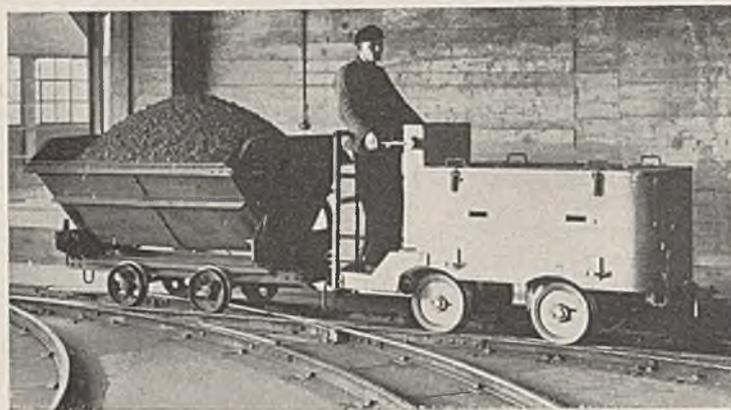


Abb. 2. Elektroschlepper für Schmalspurgleise.  
Werkaufnahme.

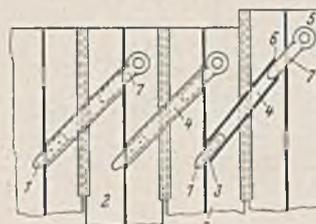
Auch beim Schmalspurschlepper (Abb. 2) für Spurweiten von 500 mm und mehr ist der Einzelachs-antrieb angewendet. Ohne Verminderung der Zugkraft kann der Schienen-schlepper mit einer Ladefläche zum Befördern von Lasten versehen werden. Der Führerplatz und die Kupplungen für die angehängten Wagen sind zum Dämpfen von Stößen gefedert.

Infolge der Stromspeicherbatterien sind die Schlepper unabhängig von Oberleitungen und in jeder Weise freizügig in ihrem Einsatz. R.—

## Patentschau.

Vorrichtung zur gegenseitigen Abstützung von Spundbohlen. (Kl. 84c, Nr. 630 740, vom 7. 1. 1934, von Ilse der Hütte in Peine, Zusatz zum Patent 629 530<sup>1)</sup>.) Um den Kostenanteil für die Spreizen an den Gesamtkosten niedrig zu halten, werden die Spreizen mehrteilig ausgebildet, so daß sie nach der Benutzung ausgebaut und wieder verwendet werden können.

Die Spreizen sind an ihrem unteren Ende mit einem Dorn 1 versehen, der in die Aussparung der zu stützenden Bohle 2 eingreift, während die Verbindung mit der gestützten Bohle durch einen Bolzen 7 hergestellt ist, der durch die Aussparung der gestützten Bohle geführt und in das obere Ende der Spreize lose eingesetzt ist. Die rohrförmige Spreize 4 stützt sich mit der Auflagefläche 3 auf die gerammte Bohle 2 ab. Die Bohle 5 wird gerammt, und die Auflagefläche 6 stützt sich beim weiteren Einsinken der Bohle 5 auf diese ab. Der lose eingesetzte Bolzen 7 verhindert dabei ein Hochgleiten der Spreize.



<sup>1)</sup> s. Bautechn. 1938, Heft 8, S. 100.

**INHALT:** Brücke über die Süderelbe im Zuge der RAB Hamburg—Hannover—Bremen. — Tribünenbauten zum Deutschen Turn- und Sportfest 1938 in Breslau. — Das Wasserkraftwerk am unteren Svir (URSS). — Vermischtes: Reichsverkehrsminister Dr.-Ing. chr. Dormmüller. — Zweites Preisausschreiben 1939 für neuere Schneeräumgeräte. — Elektro-Schienen-schlepper. — Patentschau.

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

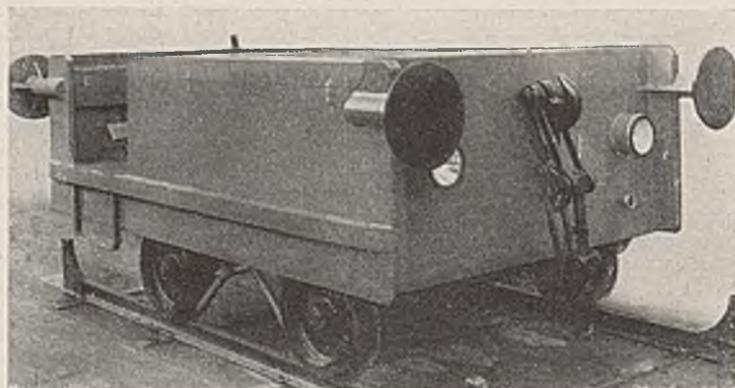


Abb. 1. Vollspur-Elektroschlepper für Verschlebearbeiten auf Anschlußgleisen.  
Werkaufnahme.