

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 8. Februar 1935

Heft 6

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1934.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

(Schluß aus Heft 3.)

13. Unterführung der Provinzialstraße in km 26,3 der Strecke Köln—Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 25).

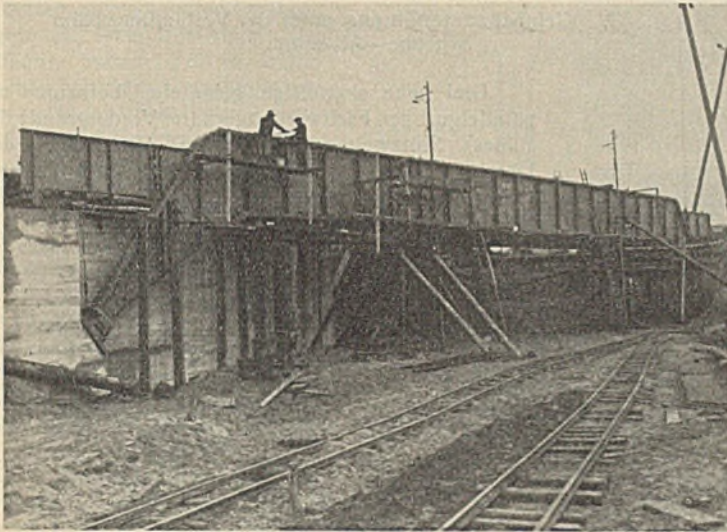


Abb. 25. Unterführung der Provinzialstraße unter der Strecke Köln—Düsseldorf.

Bauwerkes nahm längere Zeit in Anspruch. An den Zweigelenrahmen kann man deutlich den in dieser Zeit erzielten großen Fortschritt im

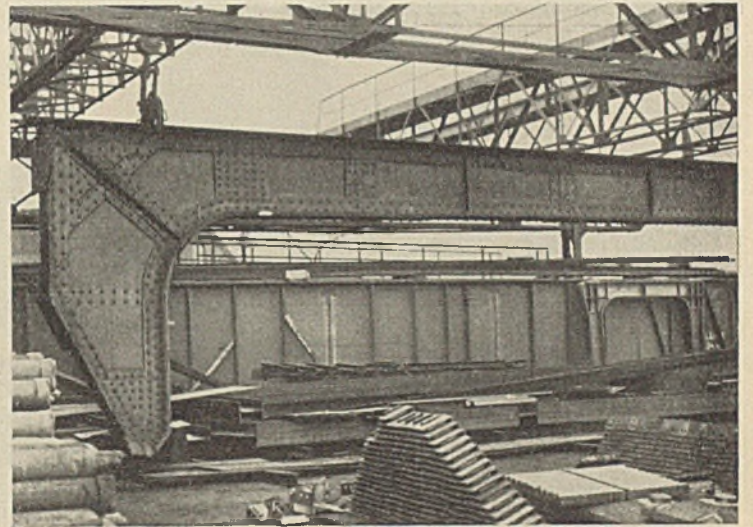


Abb. 26. Älterer, genietetes Rahmen für den Personentunnel im Bahnhof Duisburg (auf dem Werkhof).

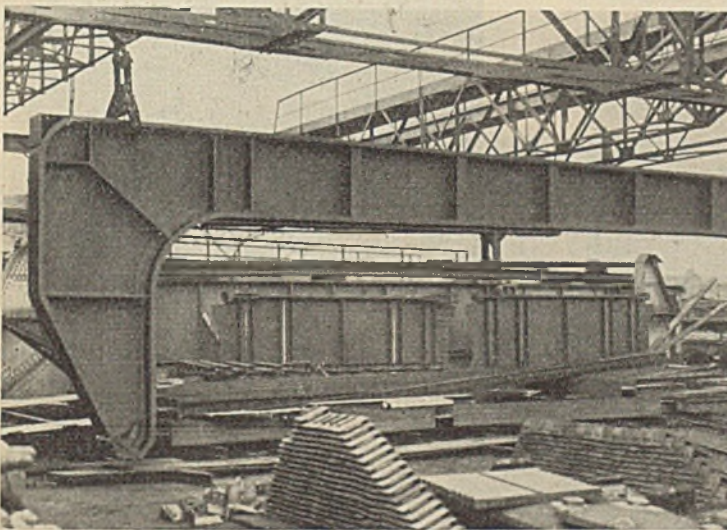


Abb. 27. Neuer, geschweißter Rahmen für den Personentunnel im Bahnhof Duisburg (auf dem Werkhof).

Brückenbau verfolgen. Der ältere Teil wird von genieteten (Abb. 26), der neue Teil von geschweißten Rahmen (Abb. 27) überbrückt. Jeder der genieteten Rahmen wiegt 19,4 t, jeder der geschweißten nur 14,3 t.

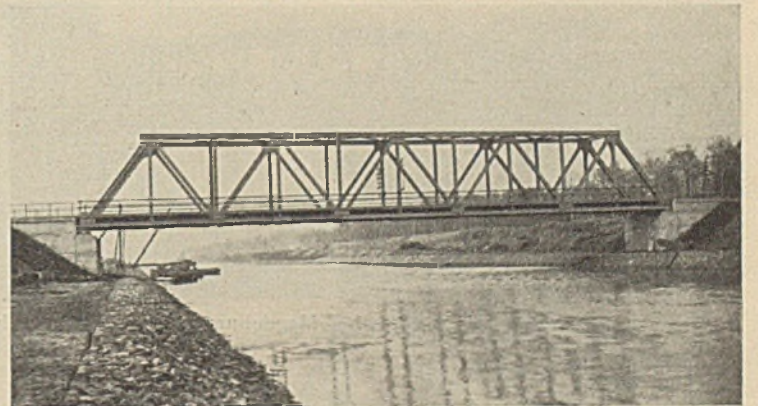


Abb. 29. Kanalbrücke bei Buchhorst.

Geschweißter Zweigelenrahmen-Überbau von 37,80 m Spannweite. Sehr schiefes zweigleisiges Bauwerk.

14. Personentunnel im Bahnhof Duisburg im Bereich der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 26 u. 27).

Der große, breite Personentunnel im Bahnhof Duisburg wird von 18 m weit gestützten Zweigelenrahmen überbrückt. Die Herstellung dieses großen



Abb. 28. Brücke über die Große Reglitz bei Podejuch.

Durch Verwendung des Schweißverfahrens ist also eine 25% ige Gewichtsersparung und eine fast gleich hohe Kostenersparnis erzielt worden. Der geschweißte Rahmen wirkt außerdem ästhetisch viel befriedigender als der genietete.

15. Brücke über die Große Reglitz bei Podejuch im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 28).

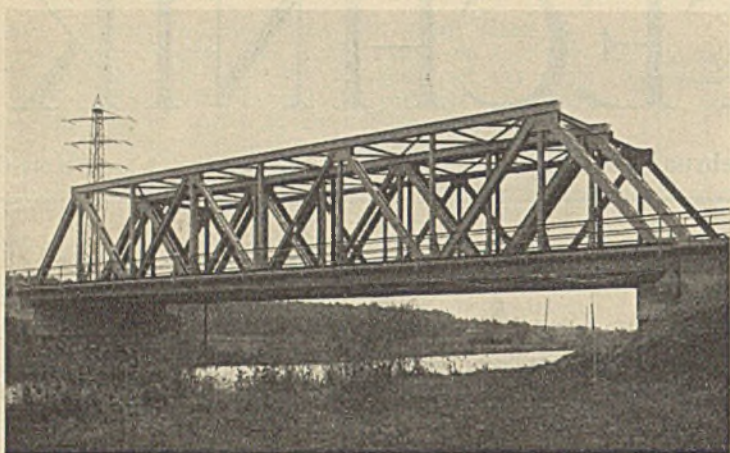


Abb. 30. Havelbrücke bei Fichtengrund.

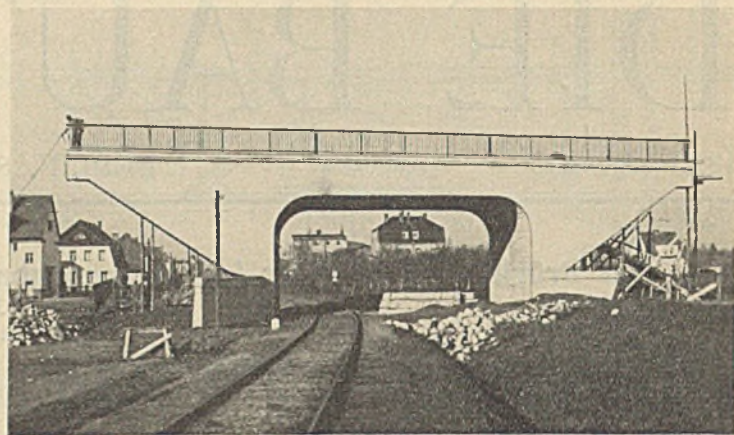


Abb. 34. Kleinbahnunterführung unter der Verbindungsbahn Scheune—Altdamm.



Abb. 31. Hubbrücke bei Magdeburg in tiefer Stellung.



Abb. 32. Hubbrücke bei Magdeburg in gehobener Stellung.

Drei neue eingleisige, gelenkete Überbauten mit parallelgurtigen Fachwerkträgern (im Vordergrund des Bildes). Stützweiten: $3 \times 73,80$ m. Hinter den neuen Überbauten sind die alten Überbauten mit gekrümmten Obergurten zu sehen¹⁾.

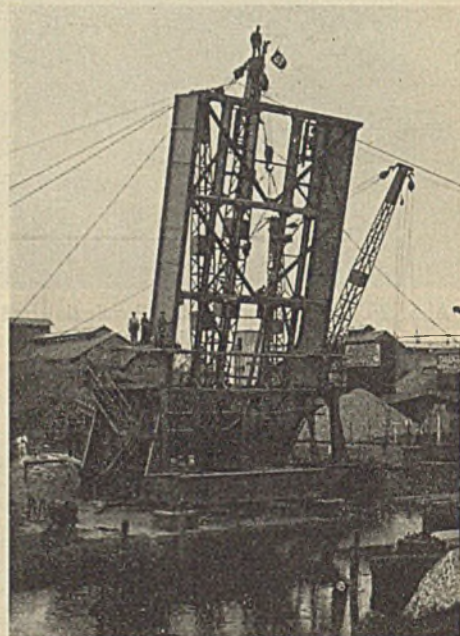


Abb. 33. Klappbrücke über den Spoykanal am Bahnhof Cleve.

16. Kanalbrücke in km 5,0 der Strecke Oebisfelde—Salzwedel bei Buchhorst im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 29).

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1934, Heft 22, S. 275.



Abb. 35. Straßenüberführung in km 92,977 der Strecke Leipzig—Dresden bei Niederau.

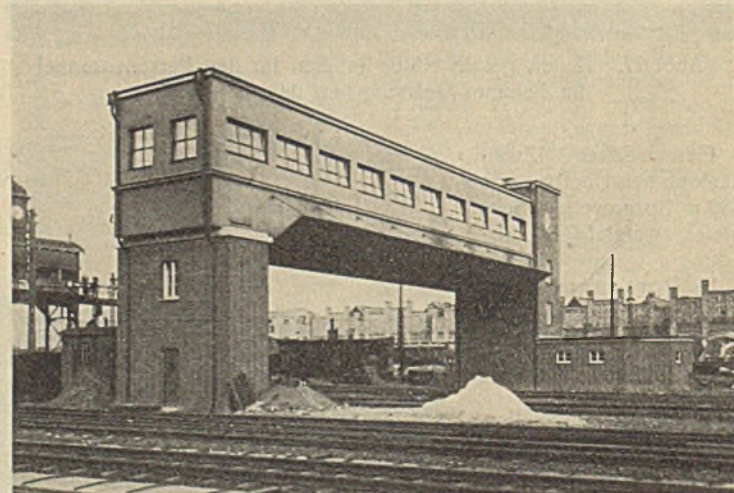


Abb. 36. Neues Stellwerk auf Bahnhof Halle.

Eingleisiger Überbau mit parallelgurtigen Fachwerkträgern von 49 m Stützweite.

17. Havelbrücke bei Fichtengrund in km 31,785 der Strecke Oranienburg — Neustrelitz im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 30).

Ein neuer, eingleisiger Überbau mit parallelgurtigen Fachwerkträgern von 43 m Stützweite im Gleise Neustrelitz—Oranienburg.

18. Hubbrücke über die Elbe bei Magdeburg in der Strecke Elbbahnhof—Biederitz im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 31 u. 32).

Eingleisiger Überbau mit gegliederten, abgestumpften Parabelträgern von 90 m Stützweite. Die Hubhöhe beträgt 2,80 m. Der Überbau braucht bei gewöhnlichen Wasserständen nicht gehoben zu werden. Bei Hochwasser wird er gehoben und nur zur Überfahrt eines Zuges gesenkt. Abb. 31 stellt den beweglichen Überbau in tiefer, Abb. 32 in gehobener Stellung dar.

19. Klappbrücke über den Spoykanal am Bahnhof Cleve im Bezirk der Reichsbahndirektion Köln (Abb. 33).

Die zweigleisige Klappbrücke ersetzt zwei eingleisige, abgängige Drehbrücken; sie ist eine Rollkranz-Klappbrücke von 14,25 m Stützweite.

20. Zweigleisige Eisenbetonrahmenbrücke in Stat. 176 + 27,1 der Neubaustrecke: Güterverbindungsbahn Scheune—Altdamm über eine Kleinbahn im Bezirk der Reichsbahndirektion Stettin (Abb. 34). Stützweite 13,20 m.

21. Straßenüberführung in km 92,977 der Strecke Leipzig—Dresden bei Niederau im Bezirk der Reichsbahndirektion Dresden (Abb. 35).

Durchlaufender Eisenbetonbalkenträger auf vier Stützen. Die Mittelstützen sind elastisch drehbare Eisenbetonstützen. Stützweiten: 22,8 — 38,60 — 22,60 m.

22. Neues Stellwerk auf Bahnhof Halle im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle (Abbild. 36).

Die Tragkonstruktion ist ganz geschweißt.

23. Stahlkonstruktion der Eingangshalle des neuen Empfangsgebäudes in Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 37).

An den stählernen Bindern wird eine hölzerne, gewölbte Decke aufgehängt.¹⁾

24. Halle für den fünften Bahnsteig auf Bahnhof Halle im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle (Abb. 38).

Die Stahlkonstruktion ist ganz geschweißt. Die Binder, deren Form aus Abb. 38 zu ersehen ist, sind Dreigelenkbogen. Ihre Spannweite beträgt 22,75 m, ihr gegenseitiger Abstand 15 bis

¹⁾ Ausführliche Beschreibung folgt demnächst gesondert.

18,35 m. Die Dachhaut hat über den beiden Gleisen Schlitz zur Abführung der Lokomotivgase. An den Innenkanten dieser Schlitz sind verglaste Schürzen nach unten geführt, um die Halle gegen das Eindringen der Gase zu schützen. Die Fläche zwischen den Innenkanten der Schlitz und jedem zweiten Binderpaar ist von einer Haube mit senkrechten

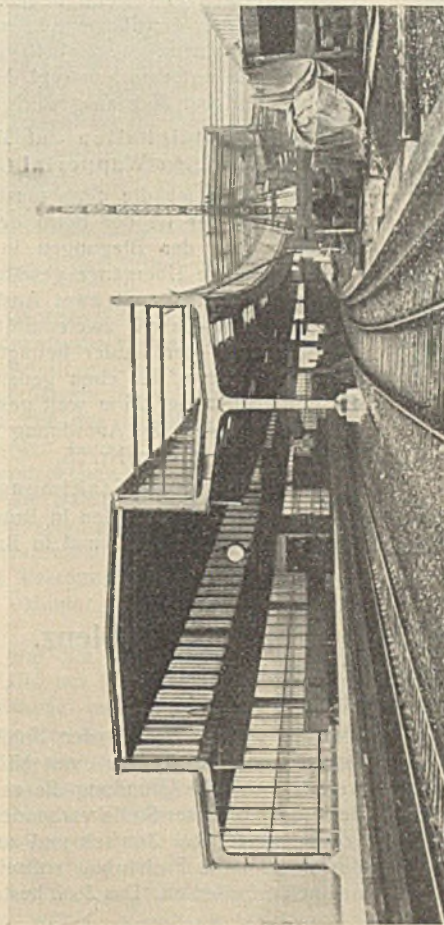


Abb. 39. Bahnsteighalle auf Bahnhof Duisburg.

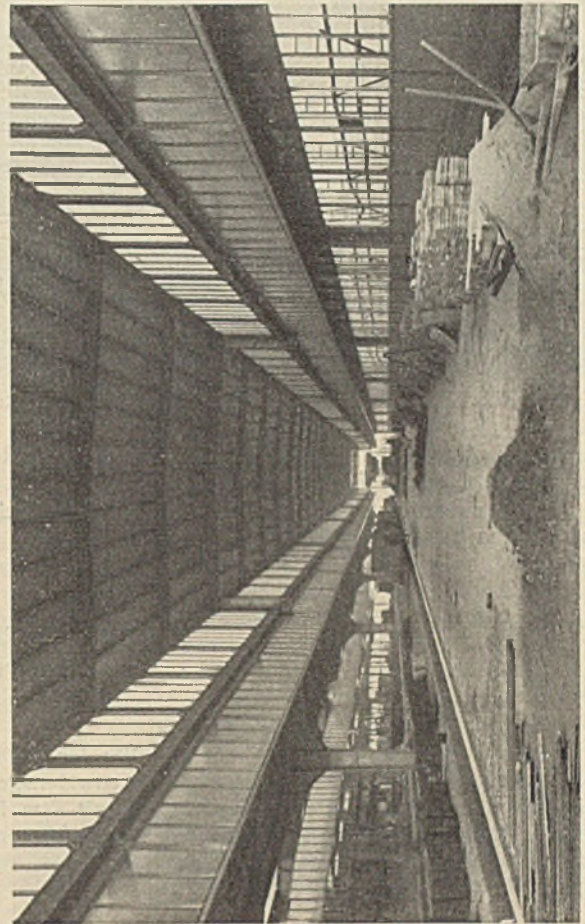


Abb. 41. Bahnsteighallen auf Bahnhof Düsseldorf.

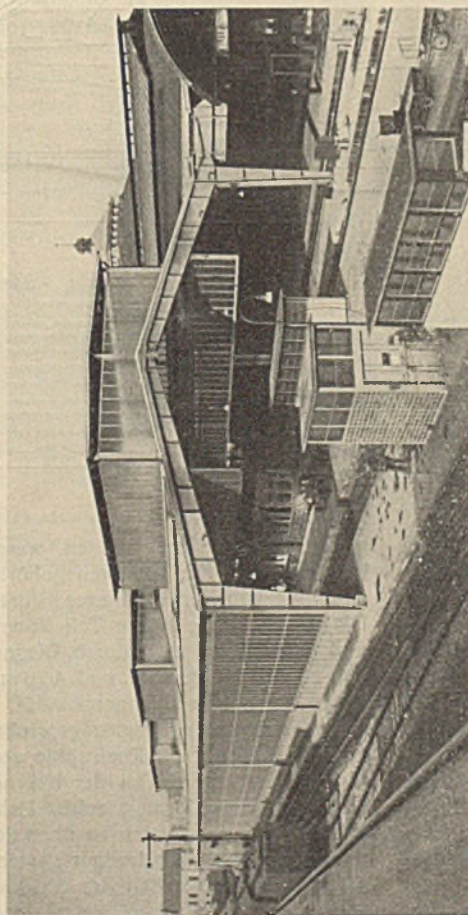


Abb. 38. Bahnsteighalle auf Bahnhof Halle.

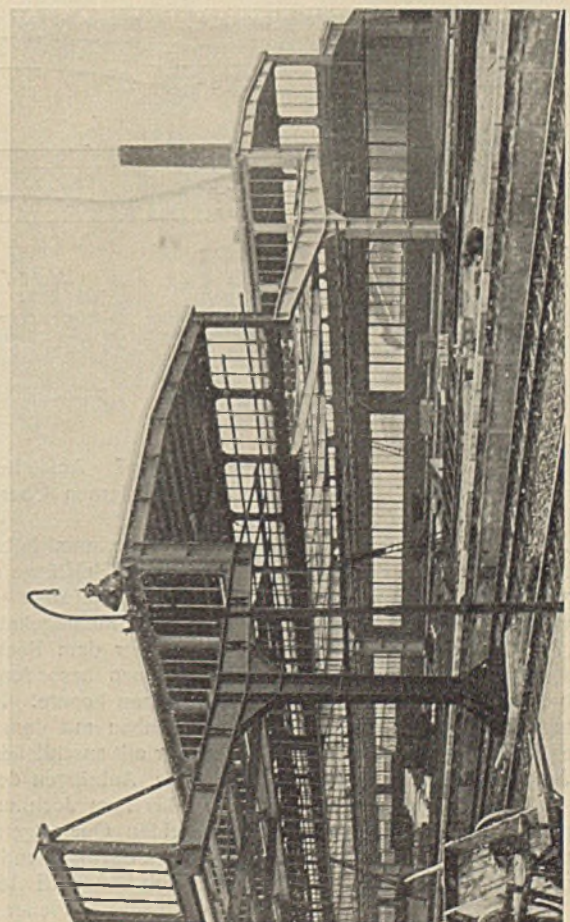


Abb. 40. Bahnsteighallen auf Bahnhof Düsseldorf während der Aufstellung.

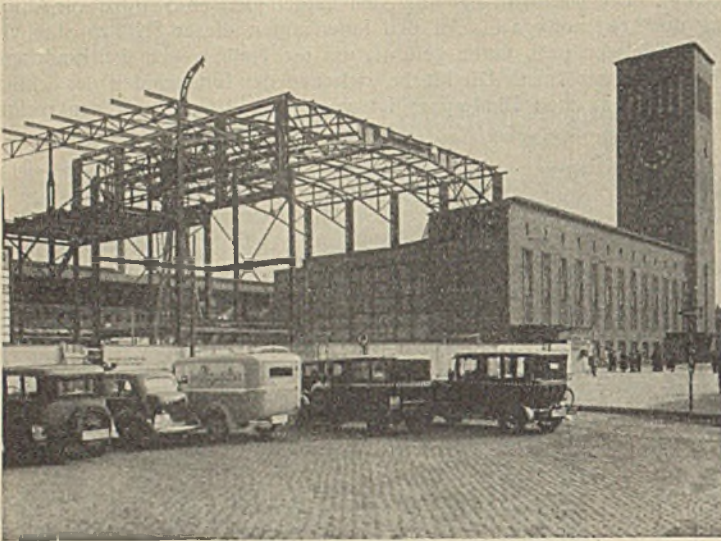


Abb. 37. Neues Empfangsgebäude Düsseldorf. Stahlkonstruktion.

Glaswänden überdeckt. Die Halle ist sehr gut belichtet und macht einen ästhetisch sehr befriedigenden Eindruck.

25. Bahnsteighalle auf Bahnhof Duisburg im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 39).

Die Stahlkonstruktion ist ganz geschweißt. Die Binder bestehen aus leicht eingespannten Stützen, die sich oben gabelförmig teilen (Abb. 39). Die Spitzen der Gabeln benachbarter Stützen sind durch gelenkartig angeschlossene, leicht nach oben gesprengte Bauteile verbunden. Die Stützweite der Binder beträgt rd. 19,7 m, ihr Abstand voneinander 21,0 bis 21,4 m. Die Binder stützen verglaste Pfostenträger, die in den Ebenen der senkrechten Gabelteile liegen. Die Pfostenträger tragen das Dach (Abb. 39). Unter den Pfostenrängen ragen verglaste Schürzen (vgl. Nr. 24) in die Halle hinein. Außerhalb der Schürzen ist die Dachhaut durch Rauchschlitze unterbrochen (vgl. Nr. 24). Auch diese Halle ist sehr gut belichtet und hat eine ausgezeichnete Raumwirkung.

26. Bahnsteighallen auf Bahnhof Düsseldorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Wuppertal (Abb. 40 u. 41).

Auch hier ist die Stahlkonstruktion ganz geschweißt. Die äußere Form der Binder ist der Form der in Nr. 25 beschriebenen Binder sehr ähnlich. Statt der Biegungen in den Ecken (Abb. 39) sind hier aber straffe, winklige Übergänge gewählt. Die Binder bestehen aus fest eingespannten Stützen mit zwei Auslegern. Auf die Spitzen der einander zugekehrten Kragarme zweier Stützen sind Zweigelenrahmen gelagert. Die Stützweite der Binder beträgt 20,5 m, ihre gegenseitige Entfernung 25 m. Die Stiele der eben genannten Zweigelenrahmen sind zugleich die Endpfosten der 25 m weit gestützten, verglasten Pfostenträger, die das Dach tragen. Die Anordnung von Rauchschuttschürzen und Schlitzen ist die gleiche wie in Nr. 25.

IX. Eingebaute Stahlmengen.

Im Jahre 1934 wurden in Brücken 30 041 t Stahl St 37, in Ingenieurhochbauten 9966 t St 37 und in Brücken 3582 t St 52 eingebaut.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Rheinbrücke Waldshut-Koblenz.

Von Regierungsbaurat A. Knobloch, Karlsruhe.
(Schluß aus Heft 2.)

4. Der Überbau.

Gleichzeitig mit dem Abbruch der Behelfsbauten für den Unterbau waren die badischen Zufahrten bis an das Brückenwiderlager fertiggestellt worden, so daß die aus der Eisenwerkstätte mit dem Lastwagen angelieferten Lasten unmittelbar an das rechte Brückeneinde verbracht werden konnten. Die Aufstellung des stählernen Überbaues, die auf Abb. 7 dargestellt ist, begann am 10. Juni 1932.

gesamte weitere Einbau der Brücke geschah als Freivorbau mittels des Derrickkrans und Einbau eines Hilfsjoches in Brückenmitte. Bemerkenswert ist noch die Gründung dieses Joches. Mit Rücksicht auf die Wassertiefe, die an dieser Stelle vorhandene beträchtliche Wassergeschwindigkeit von teilweise über 3 m/sek und auf die starke Beanspruchung des Joches durch die beim Freivorbau auftretenden Kräfte wurden besondere Maßnahmen erforderlich. Das Joch bestand aus acht Tragpfählen, die 5 bis 6 m

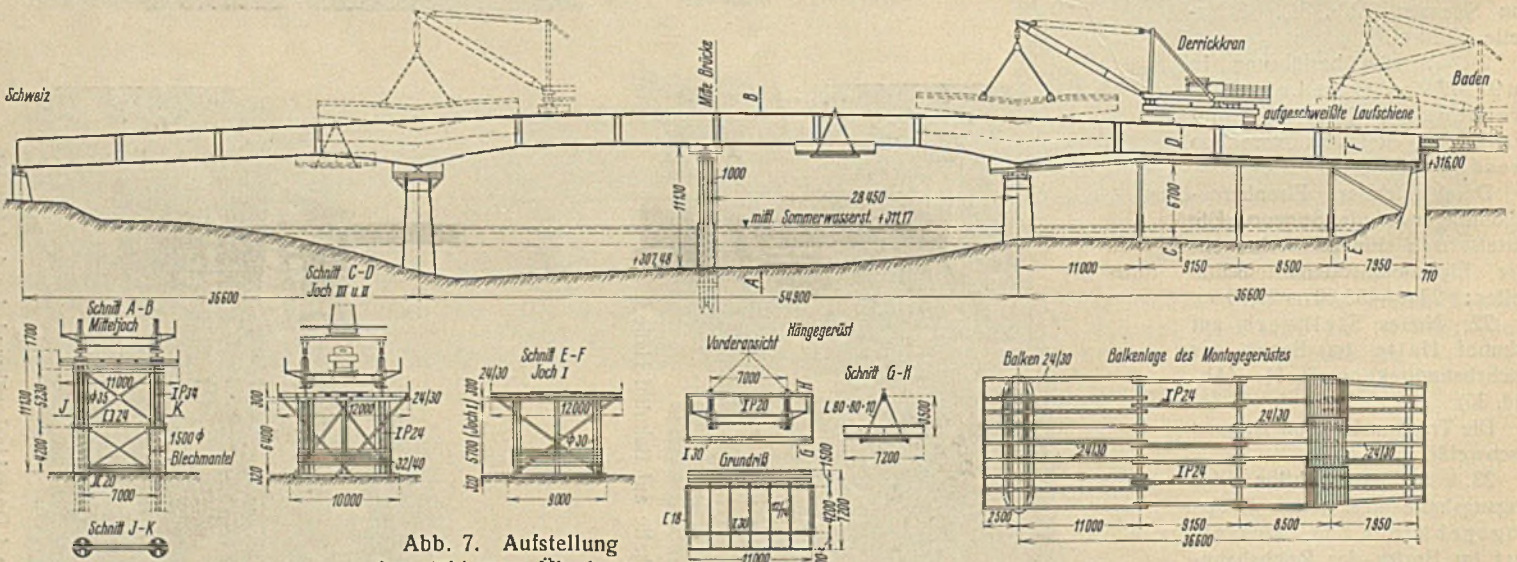


Abb. 7. Aufstellung des stählernen Überbaues.

Mit Hilfe des zuerst auf der Zufahrtrampe unmittelbar hinter dem Widerlager erstellten Bockkrans mit etwa 25 m Gleislänge und rd. 8,50 m Spurweite, unter dem die ankommenden Lastenzüge zur Entladung hindurchfahren konnten, wurde der eigentliche Montagekran (Derrickkran) von 7 m Spurweite so montiert, daß er unter dem Bockkran hindurch später auf die Hauptträgerobergurte, auf denen besondere Fahrschienen durch Punktschweißung befestigt waren, fahren konnte. Nach der Kranmontage begann der eigentliche Brückeneinbau mit dem Versetzen der beweglichen Lager am badischen Widerlager mit anschließendem Ablassen des Joches I der Rüstung auf die Rheinsohle, Anbringen der Streckbalken vom Widerlager aus samt Arbeitsboden bis zum Joch und Einbau der Hauptträger auf die Länge der ersten beiden Querträgerabstände, samt Querträger, Längsträger und Windverband. Entsprechend dem Arbeitsvorgange im ersten Felde wurden auch Joch II und III der Rüstung und nach Versetzen der festen Lager auch der badische Pfeiler überbaut. Der

unter Flußsohle zu rammen waren, und einer eisernen Versteifungskonstruktion. Zur letzteren gehörten zwei Breitflanschträger IB 34, ein zusammenhängender unterer Versteifungsteil, lose obere Zangen und Diagonalen. Der untere Teil konnte nur als Ganzes eingesetzt werden und bestand aus zwei durch Diagonalen und Zangen verbundene Kessel von rd. 1,50 m Durchm. und 4,20 m Höhe. Im Innern dieser Kesselmäntel waren Flachseisen so angeschweißt, daß sie als Führungen dienen konnten. In der Achse des Hauptträgers oberstrom wurde zuerst ein Breitflanschträger IB 34 auf die Rheinsohle abgelassen, rd. 5 m tief eingerammt und alsdann der untere Teil der eisernen Versteifung des Joches als Ganzes auf die Rheinsohle abgesenkt. Dabei wurde der Kesselmantel oberstrom mit den Führungsleisten so über den aus dem Wasser ragenden, fest eingerammten Breitflanschträger gesteckt, daß dieser Träger in der Mitte des Kessels saß (Abb. 8). Zur Sicherung wurde der IB 34 oberstrom am Pfeiler der Eisenbahnbrücke verankert. Dann wurde der Breitflanschträger

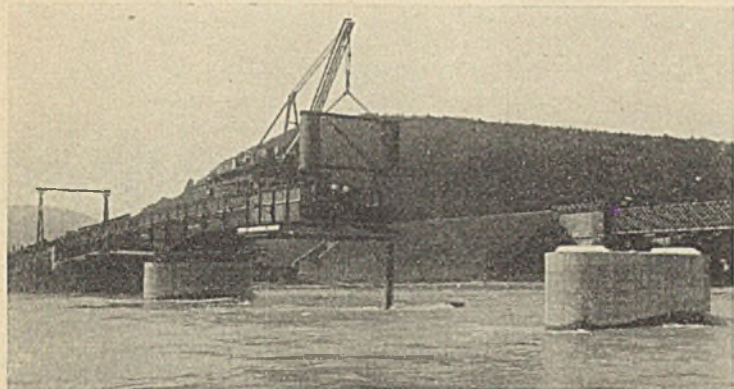


Abb. 8. Einbau vom Unterteil des Mitteljoches.

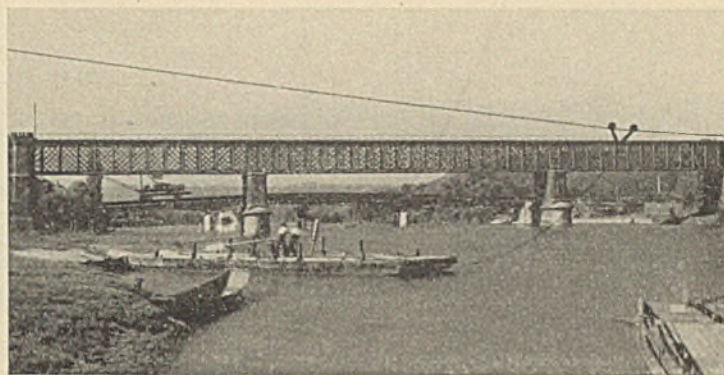


Abb. 9. Durchblick unter Eisenbahnbrücke nach der neuen Straßenbrücke.

unterstrom eingesetzt und gerammt. Anschließend konnten die 35 cm dicken tannenen Tragpfähle gerammt, die eiserne Versteifungskonstruktion eingebaut und die feste Arbeitsbühne erstellt werden. Für den sonstigen Freivorbau war ein besonderes Hängegerüst mit einem Arbeitsboden von 7,20/11,8 m vorhanden, das von dem auf den Hauptträgern laufenden Derrickkran befördert und versetzt werden konnte. Im übrigen verlief der Einbau der Eisenbrücke ohne Besonderheiten.

Abb. 9 gibt einen Überblick über die Baustelle von oberstrom nach Einbau der gesamten Hauptträger und zeigt gleichzeitig das gute Einpassen der neuen Brücke in das Landschaftsbild. Ferner sind auf der Abbildung im Vordergrund rechts die Personenfähre Waldshut-Koblenz, am linken Ufer der Rettungsnachen, dahinter die Wagenfähre und die Eisenbahnbrücke sichtbar.

Die Aufstellung des Eisenbaues war am 21. September 1932, die Betonierungsarbeit der Eisenbetonfahrtafel am 11. und die der Gehwege am 20. Oktober 1932 beendet. Fahrbahntafel und Gehwegplatten wurden auf die ganze Brückenlänge ohne besondere künstliche Fugen betoniert.

Für die Herstellung der Asphaltbeläge war das Aufbereitungsaggregat, bestehend aus dem Motorkocher, der Vortrocknungsanlage und dem Bitumenschmelzkessel, auf der rechtseitigen Brückenzufahrtrampe aufgestellt. Mit heizbaren Transporttrommelwagen wurde das rd. 180° heiße Asphaltgemisch nach der Einbaustelle verbracht, dort in Eimer abgelassen, auf die Fahrbahn ausgekippt und mit hölzernen Spachteln verstrichen. Der 4,5 cm dicke Belag der Fahrbahn wurde, jeweils in Brückenmitte beginnend, in zwei Schichten aufgebracht. Die unterste, rd. 2 cm dicke Schicht enthält etwas mehr Bitumen als die obere Lage, da der unteren Lage die Aufgabe zufällt, bei etwa auftretenden Rissen in der Fahrbahntafel die dann auf den Asphaltbelag übergehenden Zugspannungen durch ihr gutes Dehnungsvermögen zu überbrücken. Dadurch werden Rissbildungen in der oberen härteren und spröderen Fahrschicht vermieden. Zur Erzielung einer griffigen Oberfläche wurde die noch heiße Oberschicht mit bitumengetränktem Basaltspilt überworfen, der mit einer Handwalze in den Belag eingepreßt wurde. Das verwendete Asphaltbitumen bestand aus einem Gemisch von mexikanischem Asphaltbitumen und Trinidad-Epurée, das Asphaltmehl je zur Hälfte aus sizilianischem und deutschem Asphaltgestein. Die Zuschlagstoffe waren zusammengesetzt aus Rheinkies und Basaltspilt.

5. Baustoffprüfung.

Vor dem Baubeginn wurden auf der Baustelle Voruntersuchungen über die günstigsten Mischungs- und Körnungsverhältnisse mit den in der Nähe der Baustelle vorhandenen Zuschlagstoffen durchgeführt. Während des Betonierens wurden aus Bauwerkbeton Probewürfel und -balken hergestellt. Die Prüfungen wurden mit auf der Baustelle vorhandenen staatseigenen Prüfmaschinen vorgenommen. Die Druckfestigkeiten von Probewürfeln mit 20 cm Kantenlänge betragen bei einem Zementgehalt von:

	200 kg/m ³	300 kg/m ³
W _{b3}	88 kg/cm ²	120 kg/cm ²
W _{b7}	—	190 bis 200 kg/cm ²
W _{b28}	220 bis 343 kg/cm ²	280 bis 398 kg/cm ²
W _{b41}	454 kg/cm ²	—

Die Bruchlasten der vorschriftsmäßigen Probek balken mit 300 kg Zement je m³ Beton schwankten bei 28 Tage alten Balken zwischen 250 und 358 kg/cm².

Die Baustoffe des stählernen Überbaues wurden in den Walz- und Hüttenwerken geprüft und abgenommen.

Das Ergebnis der durchgeführten Schweißerprüfungen ist insofern bemerkenswert, als bei Probestücken mit Überkoppschweißung sich höhere Bruchspannungen ergaben als bei Probestücken, deren Schweißnähte von

einem anderen Arbeiter waagrecht unter den gleichen Arbeitsbedingungen ausgeführt werden. Es ist daraus ersichtlich, wie sehr die Güte von Schweißnähten, unter sonst gleichen Verhältnissen, von der Tüchtigkeit und Zuverlässigkeit der Schweißer abhängt.

6. Probelastung.

Als Lasten der am 25. November 1932 bei regnerischem und stürmischem Wetter vorgenommenen Probelastung dienten je eine Dampfwalze von 17, 16 und 13 t Dienstgewicht, sowie mit Schotter beladene Lastkraftwagen, die auf je 11 t Gesamtgewicht ausgewogen und deren Achsdrücke festgestellt waren. Durch die auf der badischen Zufahrtrampe aufgestellten und dorthin zurückkehrenden Fahrzeuge wurden die einzelnen Öffnungen, zum Teil stufenweise, belastet und entlastet. Die Fahrzeuge befuhren paarweise, parallel der Brückenachse, die Brücke. Die einzelnen Öffnungen wurden nacheinander von rechts nach links belastet. Bei Vollbelastung der einzelnen Öffnungen betrug die vorhandene Verkehrslast rd. 60 % der der statischen Berechnung zugrunde liegenden Last.

Aufgabe der Probelastung war: das wirkliche Verhalten der Brücke unter der Verkehrslast gegenüber den für die gleiche Verkehrslast errechneten Veränderungen zu prüfen. Hierzu waren an Widerlagern, Pfeilern und dem eisernen Überbau insgesamt 61 Meßpunkte festgelegt, deren Veränderungen von 20 Beobachtern mit 29 Tensometern und Meßuhren, 8 Theodoliten, 2 Nivellierinstrumenten und einer Reihe Meßskalen gemessen wurden.

Für die Ermittlung der in den Gurtungen unter der Verkehrslast auftretenden Spannungsänderungen waren am Hauptträger oberstrom Tensometer der Sektion für Brückenbauten der Schweizer Bundesbahnen, System Huggenberger, mit 100 mm Meßlänge eingebaut. Der Hauptträger unterstrom war besetzt mit Meßuhren von 1800 mm Meßlänge und 1/1000 mm Schätzungsgenauigkeit, mit Dehnungsmessern und handelsüblichen Huggenberger-Tensometern von 200 mm Meßlänge der Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe und der badischen Wasser- und Straßenbauverwaltung. Die Meßstellen lagen auf der Oberfläche der obersten Gurtplatten und auf der Oberfläche der waagerechten Winkelschenkel der Untergurte beider Hauptträger. Die Meßquerschnitte lagen etwa in der Mitte der Seiten- und Mittelöffnung sowie über den Pfeilern etwas seitlich nach der Mittelöffnung zu.

Die Durchbiegung der Hauptträger wurde durch vier hinter den Widerlagern aufgestellte Theodolite beobachtet, wobei der Querschnitt in Brückenmitte jeweils von zwei Seiten beobachtet werden konnte. Weitere vier Theodolite dienten zur Ermittlung der Seitenverschiebung. Als Maßstäbe wurden hölzerne, mit Millimeter- bzw. Zentimeterteilung versehene Tafeln verwendet. — Für die Feststellung von Bewegungen der Widerlager und Pfeiler waren diese mit je vier Festpunkten, die durch Nivellement beobachtet wurden, versehen.

Zur weiteren Kontrolle des eisernen Überbaues wurden die Höhenlagen der Stegblechoberkanten beider Hauptträger für alle Normalquerträgeranschlüsse vor und nach der Probelastung durch auf Normalnull angeschlossene Feinnivellements aufgenommen.

Die Meßergebnisse für die Spannungsänderungen wurden unter der Annahme ausgewertet, daß sich die Meßstellen vollkommen elastisch verhielten. Einige Meßinstrumente an beiden Hauptträgern zeigten nach der Entlastung Restwerte, die auf nicht zu vermeidende Ungenauigkeiten der Instrumente und nicht zuletzt auf die ungünstige Witterung zurückzuführen waren. Die theoretisch errechneten Spannungsänderungen wurden in keinem Falle ganz erreicht. Je nach den verschiedenen Meßlängen blieben die gemessenen Spannungsänderungen hinter den errechneten Größen zurück, und zwar betragen die beobachteten Ergebnisse bei

Meßuhren mit 1800 mm Meßlänge	rd. 83%
Dehnungsmessern mit 200 mm Meßlänge	78%
Tensometern mit 100 mm Meßlänge	69%

der errechneten Spannungsänderungen.



Abb. 10. Ansicht der fertigen Brücke.

Bemerkenswert ist, daß bei den großen Meßlängen sich die Meßstrecke über eine große Anzahl von Nieten erstreckt. Bei den kleinen Meßstrecken von 100 mm mußten bei den vorhandenen Nietabständen von 160 bis 200 mm die Apparate immer zwischen zwei Nieten, im Nietriß oder zwischen zwei Nietrissen, angebracht werden. Bei der Unstetigkeit des Kraftflusses in den verschiedenen Querschnitten der mit zahlreichen Nietlöchern versehenen Gurtplatten ist ohne weiteres anzunehmen, daß die Meßergebnisse über die längeren Meßstrecken besser mit der Wirklichkeit übereinstimmende Werte ergeben als bei kleineren Meßstrecken. Voraussetzung ist hierbei allerdings, daß bei langen Meßstrecken die Meßergebnisse nicht durch starke Temperaturänderungen oder durch Sonnenbestrahlung der Apparate beeinflußt werden. Diese Fehlerquelle schied im vorliegenden Falle aus, da während der Probebelastung die Temperatur gleichmäßig rd. $+8^\circ$ betrug und eine geschlossene Wolkendecke vorhanden war.

Die gemessenen Durchbiegungen der Hauptträger entsprachen nahezu den errechneten Werten und betrug in den Seitenöffnungen rd. 1 cm, in der Mittelöffnung rd. 2,1 cm. Bleibende Durchbiegungen wurden nicht festgestellt.

Die Seitenverschiebung des Hauptträgerobergurtes nach innen betrug höchstens 3 mm.

An den Festpunkten der Widerlager und Pfeiler konnte keine Lageveränderung beobachtet werden.

7. Massen und Baukosten.

An hauptsächlichsten Massen wurden beim Bau der Brücke verwendet für den

1. Unterbau:

- rd. 40 t eiserne Spundwände, System Klöckner II,
- „ 1100 m³ Beton der Pfeiler und Widerlager,

- rd. 250 m³ Eisenbeton für Senkkasten, Auflagerbänke, Kammer- und Flügelmauern,
- „ 200 m³ Füllbeton der Senkkasten,
- „ 1760 m² Uferpflasterung,
- „ 115 m³ Steinwurf,

2. Überbau:

- rd. 400 t Stahlkonstruktion,
- „ 13 t Lager,
- „ 4200 m² Anstrichfläche,
- „ 170 m³ Eisenbeton der Fahrbahnplatte mit
- „ 38,6 t Rundeseisen,
- „ 436 m² Gehwegplatten,
- „ 800 m² Hartgußasphalt für Fahrbahn.

Die Kosten des Brückenbaues ohne die beiderseitigen Zufahrten beliefen sich auf rd. 460 000 RM einschließlich Ablösungsbetrag von rd. 26 000 RM für die nach der Verkehrseröffnung aufgehobene Personen- und Wagenfähre Waldshut-Koblentz. Umgerechnet entspricht die Baukostengesamtsumme rd. 3600 RM je lfdm Brückenlänge oder rd. 340 RM je m² Brückenfläche zwischen den Geländern.

Die Baukosten der Brücke ohne Zufahrten wurden vom Lande Baden und dem Kanton Aargau je zur Hälfte getragen. Das Rheinkraftwerk Albruck-Dogern hatte den Betrag von 4000 RM für die Brücke zu leisten, der dem Lande Baden und dem Kanton Aargau je hälftig zugeteilt wurde. Von den vom Lande Baden aufzubringenden Kosten entfallen auf die badische Wasser- und Straßenbauverwaltung $\frac{3}{4}$ und auf die Stadt Waldshut $\frac{1}{4}$. Die auf die Schweiz entfallende Kostenhälfte tragen der Kanton Aargau und über 40 Gemeinden in abgestuften Beträgen.

Die Brücke wurde am 27. November 1932 dem Verkehr übergeben. Die gesamte Bauzeit betrug rd. 14 Monate. Abb. 10 vermittelt die Gesamtansicht des fertigen Bauwerks.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Albert-Kanal zwischen Maas und Schelde.

Von H. Laternser.

(Schluß aus Heft 2.)

IV. Die Baudurchführung.

1. Baustelleneinrichtung.

Am 2. Februar 1930 wurde mit der Baustelleneinrichtung begonnen, und zwar durch Inangriffnahme der erforderlichen Stollen 1 und 2, seitwärts des Kanals zwischen Emael und Lanaye.

Die Inangriffnahme der Stollen 3 und 4 verzögerte sich durch die gerade in diese Zeit fallenden Verhandlungen zwecks Erwerbes der Zementfabrik. Die Ausführung des Tunnels wurde, da von der Fertigstellung der Stollen die Inangriffnahme der Förder- und Baggerarbeiten abhing, mit aller Kraft betrieben und gleichzeitig von beiden Seiten in Angriff genommen. Die örtlichen Verhältnisse und starker Wasserandrang in den Stollen 1 und 2 machten es notwendig, die Stollen in Gefälle zu legen. Man war sich darüber klar, daß diese Gefälle betriebstechnisch Schwierigkeiten nach sich ziehen würden. Aber auch diese wurden, wie später gezeigt wird, überwunden.

Gleichzeitig mit der Inangriffnahme der Stollen wurde mit dem Legen der Hauptfördergleise und den erforderlichen Bahnhöfen begonnen. Wie aus Abb. 4 u. 9 ersichtlich, wurde im Tale des Jekers und in unmittelbarer Nähe des Dorfes Canne der Hauptbahnhof errichtet, wo auch die Zugvertellung stattfand. In diesem Bahnhof mündeten die Hauptfördergleise aus. Von hier aus gingen die Gleise nach den Bagger Schnitten und nach den Kippen, und zwar durch Stollen 1 und 2 nach den Ablagerungskippen

links des Kanals und durch Stollen 3 und 4 nach der Förderbrücke (Abb. 10) über den Kanal bei Petit-Lanaye und über diese nach den Kippen rechts des alten Kanals.

Zur Überwindung der Höhenunterschiede zwischen dem Betriebsbahnhof Canne und den ersten Bagger Schnitten des Einschnitts Canne—Vroenhoven mußten für die Gleise zum Teil Spitzkehren und Umfahrungen angewandt werden. Später, als die Ausbaggerungen der Einschnitte eine Durchfahrt erlaubten, wurden sie in diese verlegt. Dabei bedingten die örtlichen Verhältnisse vielfach Steigungen und Gefälle bis zu 1:45.

2. Baggerarbeiten — Kippen.

Der erste Bagger wurde am 31. Mai 1930 in Gegenwart des Königs Albert in Betrieb genommen.

Dieser Inbetriebnahme folgten in kurzen Abständen weitere, so daß wir schon im Oktober acht Bagger in Arbeit hatten. Es mußte immer zuerst durch die einzelnen Bagger Platz und Durchfahrt für die weiteren geschaffen werden. Schon im Frühjahr 1931 waren die Baggerarbeiten sozusagen auf der ganzen Länge in Angriff genommen.

Insgesamt waren in den Hauptbetriebsjahren von Mitte 1931 bis Ende 1933 in Betrieb:

- 14 Löffelbagger,
- 1 Elmerbagger (Lübecker B. Bagger).

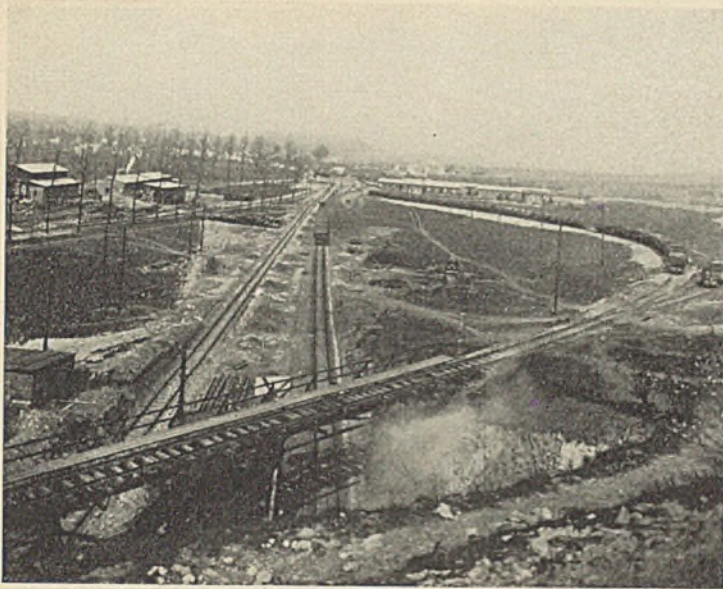


Abb. 9.
Betriebsbahnhof Canne.

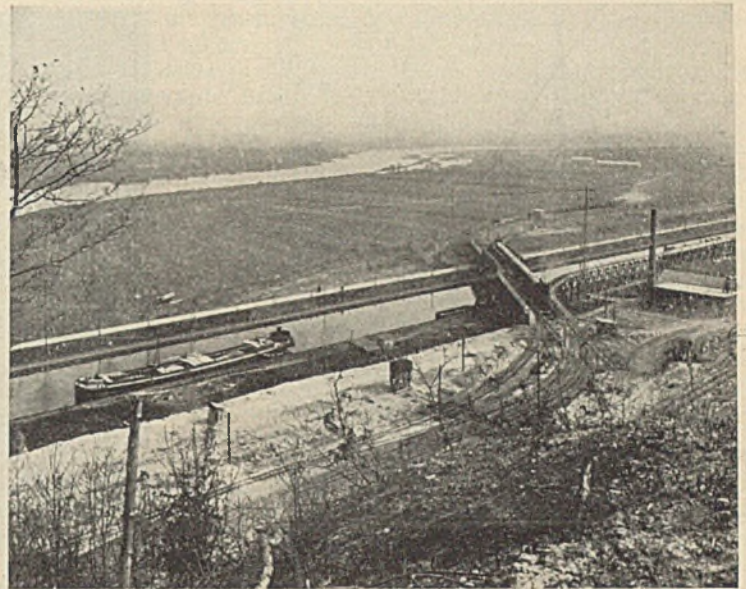


Abb. 10.
Die Überführung der Fördergleise über den alten Maas-Kanal.

Außerdem wurden zur Ausführung besonderer Abschnitte
4 Raupenbandbagger, M. H. IV,
1 " M. H. III,
1 " M. H. II
eingesetzt.

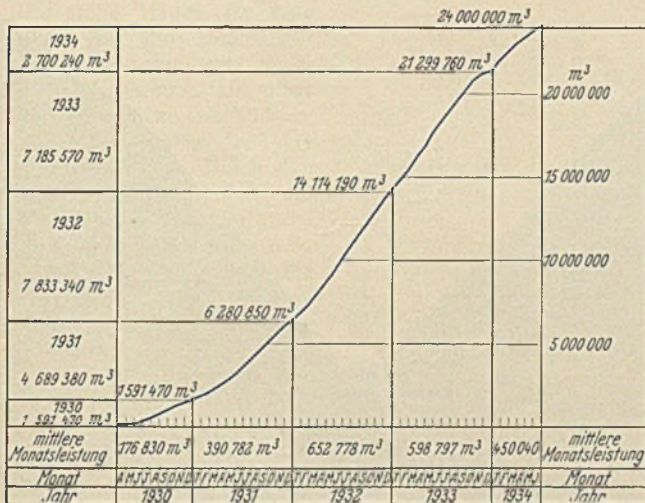


Abb. 11. Baggerleistungen der einzelnen Baujahre und der einzelnen Monate.

Aus Abb. 11 sind die Baggerleistungen der einzelnen Baujahre und auch der einzelnen Monate zu ersehen, während in Abb. 12 die täglichen Leistungen eines Monats, und zwar für den Monat Juni 1932, dargestellt sind.

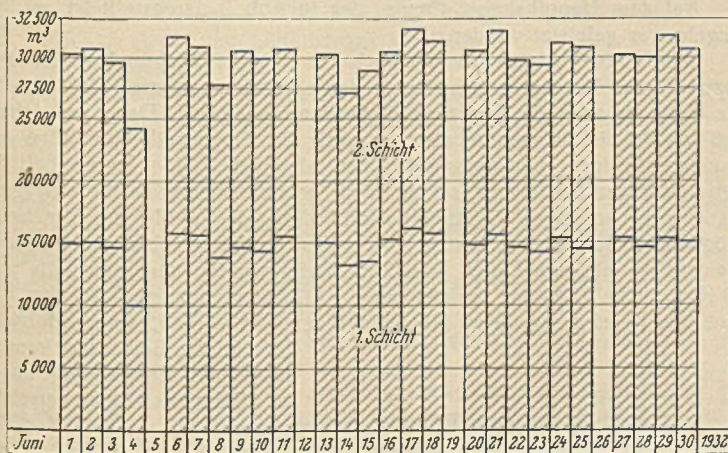


Abb. 12. Die Tagesleistungen im Monat Juni 1932.

Der Mergelfelsen, von dem, wie schon erwähnt, 7 000 000 m³ zu baggern waren, mußte zwecks Erreichung besserer Baggerleistungen durch Sprengen vorgelockert werden.

Die zum Sprengen erforderlichen Löcher wurden mittels elektrisch betriebener Bohrer gebohrt. Zur Beseitigung des beim Bohren sich ergebenden Staubes wurde Druckwasser von 5 bis 7 at verwendet. Dieses wurde mittels einer Vorrichtung dem Bohrrohr zugeführt und strömte durch zwei in der Bohrschneide vorhandene Löcher in starken Strahlen in das Bohrloch. Durch genügende Wassermenge wurde das Wasser nach oben zum Bohrloch hinausgedrückt und nahm dabei den Bohrstaub mit.

Das Bohren geschah im allgemeinen in senkrechter Richtung. Nur in den unteren Baggerschnitten des Einschnitts Maas—Jeker, wo die vorhandenen Feuersteinschichten ein senkrecht Bohren nicht zuließen, mußten die Schüsse in waagrecht angelegten Löchern untergebracht werden. Als Sprengmittel wurde ausschließlich flüssige Luft verwendet.



Abb. 14. Die Wirkung der Fels Sprengung mit flüssiger Luft.

Die Schüsse wurden in Abständen von 4 bis 5 m angesetzt und bis zu 10 m Tiefe geführt. Die Lockerung war eine vollständige, so daß die Leistungen der Bagger bei den Felsarbeiten denen in der Überlagerung gleichkamen.

Abb. 13 u. 14 zeigen das Bohrgerät während der Arbeit und die starke Wirkung einer derartigen Sprengung des Felsens mit flüssiger Luft.

In Abb. 15 u. 16 ist der Baggerbetrieb in der Felsstrecke Maas—Jeker einerseits an der Kanaleinfahrt und andererseits in der Mitte dieses tiefen Einschnitts zu sehen, während Abb. 17 diesen Felseinschnitt nach Fertigstellung der gesamten Arbeit vor Einlassen des Wassers in seiner gewaltigen Tiefe von 75 m zeigt.

Der Kippbetrieb machte keine besonderen Schwierigkeiten. Durch die günstigen Zufuhrverhältnisse, mittels der schon beschriebenen Tunnel, konnten die ankommenden Massen ohne jeden Aufenthalt verarbeitet werden.

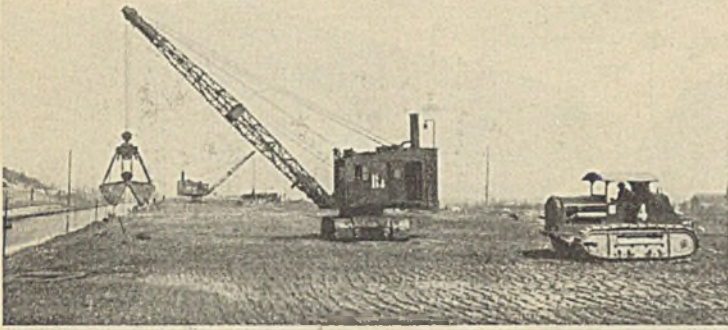


Abb. 19. Auffüllen der Dämme mittels Raupengreifers und Einwalzen mittels Raupenschleppers.

Signal- und Blockanlage war es möglich, eine Zugfolge bis auf 4 min durchzuführen.

Der Bahnhof Canne und die hauptsächlichsten Gleiskreuzungen und Abzweigungen hatten Stellwerke, von wo aus die Weichen und die Signale für Ein- und Ausfahrt so wie bei normalspurigem Bahnbetrieb bedient wurden. Die Ausfahrten der Vollzugstrecken aus den Tunneln wurden besonders überwacht, da in beiden Fällen Kreuzungen anderer Gleise notwendig waren.

Kontakte, die in größerer Entfernung vor der Ausfahrt angebracht waren, zeigten dem Stellwerk die Annäherung eines Zuges im Stollen so frühzeitig an, daß es noch möglich war, diesen, falls Vorhandensein einer Störung es erforderte, vor dem Ausfahrtsignal festzuhalten.

Der zwischen Maas und Jeker liegende Berg (s. Abb. 3 Längsprofil)

hatte sehr steile Hänge, die eine unmittelbare An- und Abfahrt nur unter Anwendung mehrerer Spitzkehren möglich machten. Um diese teuren Transporte zu verbilligen, wurde für diesen Abschnitt eine Abfüllanlage angelegt. Durch den Schacht wurde eine Verbindung mit zwei auf Höhe der Förderbrücke liegenden Stollen geschaffen. In diesen Schacht wurden jeweils die Leistungen von 3 bis 4 Baggern gekippt; das Verladen des Materials aus dem Siloschacht in die Wagen der Züge geschah mittels waagrecht angeordneter Fördergurte. Durch die Anschlußstollen gelangten die Züge zu den Hauptfördergleisen. Durch diese Anlage wurden insgesamt etwa 3 000 000 m³ Baggergut wesentlich verbilligt abgefördert.

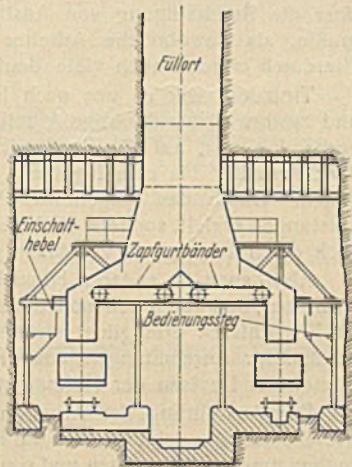


Abb. 20. Der Abfüllschacht und die Abfüllanlage in der Felsstrecke Maas—Jeker.

V. Angaben über die Geräte.

An Großgeräten waren insgesamt eingesetzt worden:

- 1 Eimerbagger (Lübecker B. Bagger),
- 14 Löffelbagger auf Schienen, 2 bis 2,5 m³ Löffelinhalt,
- 12 Greif- und Löffelbagger auf Raupen,
- 77 Lokomotiven,
- 1200 Kastenselbstkipper von 4 bis 5,3 m³ Inhalt,
- 100 km Gleis mit 300 Weichen,
- 10 Raupenschlepper, 50 PS.

Die örtlichen Verhältnisse brachten es mit sich, daß mit den Vollzügen starke Gefälle zu befahren waren. Die dabei entstehenden Schwierigkeiten werden in der Regel im Baubetrieb durch Einsatz von Hilfslokomotiven zum Bremsen bewältigt. Diese Maßnahmen — insbesondere bei solchen Massenförderungen und den vielen Zügen — gestalten sich aber sehr zeitraubend.

Um diesem Übelstande auszuweichen, wurden die Lokomotiven mit der sogenannten Körtlingschen Luftsaugebremse versehen. Ein Teil der Wagen, und zwar etwa 20%, erhielten Luftsaugebremseinrichtungen. Mit diesen Bremsen versehen, konnten die Vollzüge die Gefälle bis 1:45 ohne jede andere Hilfe befahren. Diese Maßnahme machte sich aber auch bei der Durchfahrt durch die Stollen recht angenehm bemerkbar. Dadurch, daß der Führer der Lokomotive mittels der viel höheren Bremskraft den Zug besser in der Hand hatte und schneller zum Stehen bringen konnte, wurde eine größere Geschwindigkeit in den Vollzugstollen und damit ein schnellerer Zugumlauf erreicht.

Als Förderwagen wurden in der Hauptsache eiserne Kastenselbstkipper von 5,3 m³ Inhalt verwendet, daneben noch hölzerne Kastenselbstkipper von 4,0 m³.

Sehr bald stellte es sich heraus, daß die bei anderen größeren Tiefbauarbeiten bewährte Bauart für die außerordentlichen Anforderungen dieser Baustelle nicht genügte. Der Zugumlauf war aufs äußerste bemessen; dazu kamen die großen Förderweiten bis zu 15 km. Es wurde nach Möglichkeit darauf geachtet, die Förderweiten zu verkürzen. Bestimmend war aber die Art des gebaggerten Materials und zu welchem Zwecke dieses Verwendung fand. Die Züge mußten, je nachdem sie einem Abschnitt mit großer Förderweite zugewiesen waren, je Doppelschicht täglich bis 100 km zurücklegen. Die Hauptfördergleise waren mit größter Sorgfalt gelegt, so daß eine Geschwindigkeit von 30 km/Std. zugelassen werden durfte. Die Wagen waren ungefedert, und die dauernden harten Schläge mußten die Zermürbung schneller herbeiführen. Nach kurzer Zeit wurde der erste Achsbruch gemeldet, dem man aber wenig Beachtung schenkte, da so etwas im Baubetrieb einmal vorkommen kann. Als aber an den nächsten Tagen weitere folgten und die wöchentliche Anzahl immer mehr zunahm, wurde es bedenklich. Zuerst ließ man Fachleute der Firma, die die Wagen gebaut hatte, kommen; diese behaupteten, vor einem Rätsel zu stehen, da bisher solche Mängel sich auf keiner Baustelle gezeigt hätten. Brauchbare Ratschläge konnten sie nicht machen; wir mußten uns selbst helfen. — Als dann der erste Achsbruch bei der Durchfahrt eines Stollens vorkam, wurde es erst klar, welche Gefahr diese Brüche für den Betrieb bedeuteten.

Die gleich nach den ersten Brüchen einsetzende Beobachtung hatte bis dahin schon die Tatsache ergeben, daß sich die Brüche immer auf der Kippseite der Wagen ereigneten. Aus dem untersuchten gebrochenen Stück war festzustellen, daß der Bruch zweifellos nicht durch eine einmalige äußere Einwirkung entstanden war, sondern daß er aus einer größeren Menge von Schlägen oder Stößen hervorgerufen sein mußte.

Inzwischen war man dazu übergegangen, zwecks Verringerung der Schläge und Stöße auf die Achse, zwischen Fahrgestell und Achslager eine 16 mm dicke Gummiplatte einzulegen. Dadurch wurde eine leichtere Federung erreicht; aber die Brüche setzten sich in ungeminderter Stärke fort.

Aus dem Umstande, daß die Brüche nur auf der Kippseite auftraten, konnte man schließen, daß die zusätzlichen harten Schläge, die das Untergestell und damit die Achsen durch den Aufschlag des Kastens beim Kippen erlitten, die eigentliche Ursache der Brüche sein mußten. Reifliche Überlegungen führten zu der Überzeugung, daß es in diesem Falle nur ein Mittel gab, eine vorläufige Abhilfe zu schaffen. Dieses Mittel bestand hierin, an sämtlichen Wagen die Achsen zu drehen. Damit kam der Teil der Achse, der bisher die Schläge des Kippens aushalten mußte, auf die gegenüberliegende Seite zu liegen. Die sofort unter Einsetzung aller Hilfsmittel und unter Zurückstellung aller anderen Ausbesserungsarbeiten durchgeführte Wendung der Radsätze erbrachte vollen Erfolg. Daß nun noch einige Brüche auf der anderen Seite auftraten (die ersten, die auf dieser Seite entstanden), ist wohl darauf zurückzuführen, daß die Achsen bereits angebrochen waren. Diese Tatsache bewies aber, daß die Schläge des Kippens die Hauptursache waren.

Inzwischen lag auch das Ergebnis eines mehrmonatlichen Versuches mit einem Probezug neu angeschaffter Wagen, die mit acht Schraubenfedern abgedeutet waren, vor. Hierbei hatten sich keinerlei Brüche gezeigt. Die harten Schläge wurden von den Federn abgefangen und unschädlich gemacht. Es wurde daher beschlossen, sofort mit dem Umbau der Wagen durch Einbau einer Federung zu beginnen, um die durch die Wendung der Radsätze erwirkte Atempause richtig auszunutzen.

Die hinzugezogenen Sonderfirmen machten jede für sich einen Vorschlag, und zwar: einen Vorschlag mit Schraubenfedern und einen anderen mit Blattfedern.

Nach den bei Bauende hierüber vorliegenden Erfahrungen muß man, auch in bezug auf Auswechslung bei etwa vorkommenden Brüchen, der Schraubenfeder den Vorzug geben.

VI. Die Wasser- und Stromversorgung.

Die Wasserversorgung der ganzen Baustelle geschah von einer zentral angelegten Pumpenanlage aus. Durch eine Menge größerer Wasserbehälter war für eine genügende Reserve bei etwaiger Betriebsstörung in der Pumpstation Sorge getragen. Das Wasser aus dem Kalkmergelgebirge war sehr hart. Es mußte daher eine dem Wasserverbrauch entsprechende leistungsfähige Enthärtungsanlage (Kalk-Soda-Verfahren) erbaut und in Betrieb gehalten werden.

Die Speisung der Bagger mit Wasser geschah durch unmittelbare Rohrleitungen, die entsprechend dem Wandern des Baggers umgelegt wurden. Für die Speisung der Lokomotiven waren alle Bahnhöfe und Umsatzeichen mit Wasserbehälter versehen.

Zur Versorgung der Baustelle mit elektrischem Strom für Beleuchtung und Energie diente ein ausgedehntes Netz von Hoch- und Niederspannungsleitungen.

VII. Baustellenorganisation.

Die Durchführung eines solchen Riesenauftrages in der kurzen Bauzeit bedingte eine gute und straffe Organisation der Baustelle.

Die technische Leitung lag in den Händen des Verfassers. Bei der Organisation und Durchführung der Arbeiten wurde er tatkräftig unterstützt durch den Delegierten der Arbeitsgemeinschaft, Herrn Direktor Herfeldt der Hochtief, durch ausgewähltes, erprobtes Stammpersonal beider beteiligten Firmen und durch deren heimische Betriebe.

Die Baustelle selbst war in drei Abschnitte eingeteilt:

1. Bauabschnitt Baggerarbeiten zwischen Maas und Kesselt (dazu 1 Oberingenieur mit 4 Bauführern),
2. Kippbetrieb im Maastal rechts und links des alten Kanals, Herstellung der wasserdichten Dämme (dazu 1 Bauingenieur mit 3 Bauführern),
3. Bagger- und Kippbetrieb Veldwezelt, von Kesselt bis Losende bei Briedgen (dazu 1 Bauleiter mit 2 Bauführern).

Außerdem:

4. Förderbetrieb, gesamte Förderung einschließlich Überwachung der Lokomotiven und deren Unterhaltung (dazu 1 Regierungsbaumeister mit 2 Maschineningenieuren und 2 Werkmeistern),
5. Ausbesserungswerkstätten mit Magazin, Ersatzteilen und Verbrauchsmaterial, Überwachung der im Betrieb stehenden Bagger (dazu 2 Maschineningenieure und 8 Werkmeister).

In den Ausbesserungswerkstätten wurden sämtliche anfallenden Ausbesserungen an Baggern und Lokomotiven sowie Kastenselbstkippern, mit Ausnahme der Dampfkesselausbesserungen, durchgeführt.

6. 1 Vermessungs- und Rechnungsabteilung (1 Diplomingenieur, 3 Vermessungstechniker), alle Nivellier- und Vermessungsarbeiten sowie die Aufstellung der monatlichen Abschlagzahlungen, kaufmännische Büros, dazu 2 Lohnbüros. Diese waren bei der Länge der Baustelle auf dieser verteilt aufgestellt.

Für das Personal, insoweit es auf die Leistungen Einfluß hatte, wie Bauführer, Ingenieure, Werkmeister, Schachtmeister, Kippmeister und Baggermeister, bestand ein Prämiensystem.

Da aber aus früheren Erfahrungen bekannt war, daß zur Erreichung einer möglichst hohen Prämie das Personal, besonders die Baggermeister, leicht dazu verleitet werden, die Wagen der Züge nicht voll auszuladen und dadurch mehr Züge zu baggern, wurde eine Gegenprämie in nachstehender Form geschaffen.

Während Bagger-, Schacht- und Kippmeister für die, die Solleistung übersteigenden Kubikmeterzahlen, die durch Wagenzählung ermittelt wurden, Prämie erhielten, erhielten Bauführer und Ingenieure eine Prämie für die Kubikmeterzahlen, die das vierteljährliche Aufmaß der gebaggerten Leistungen mehr erbrachte, als die in den Zwischenmonaten auf Grund der Wagenzählung festgestellten geleisteten Kubikmeter.

Hierdurch war

1. die Gewähr dafür gegeben, daß die Wagen gut ausgeladen wurden,
2. daß die täglich gebaggerten Massen richtig festgestellt wurden.

Bei jeder vierteljährlichen Feststellung durch Aufnahme ergaben sich Mehrleistungen von 6 bis 9% gegenüber den durch Wagenzählung festgestellten geleisteten Massen.

Außerdem wurde für die Baggermeister eine Höchstleistungsprämie (Rekordprämie) eingeführt. Jeder Baggermeister, der die bisherige Höchstleistung in 8 Std. überbot, erhielt außer seiner Kubikmeterprämie für die Überbietung eine festgesetzte Prämie in Höhe eines vollen Tagesverdienstes. Das Anspornen war so erfolgreich, daß schließlich der Rekord für einen 2-m³-Löffel in 8 Std. auf 1850 m³ stieg.

Um aber auch das übrige Personal, das nicht mit Prämien bedacht werden konnte, zu höchsten Leistungen zu entfachen, erhielt dieses einen für belgische Verhältnisse um 1 Bfrs./Std. höheren Lohn.

Auf alle Fälle hat dieser Bau gezeigt, wie sehr der Erfolg abhängig ist von einer guten Organisation, aber auch von der Arbeitsfreude und Tüchtigkeit eines firmentreuen Stammpersonals, das der ganzen Belegschaft einen Geist vermittelt, der Höchstleistungen erzielen läßt.

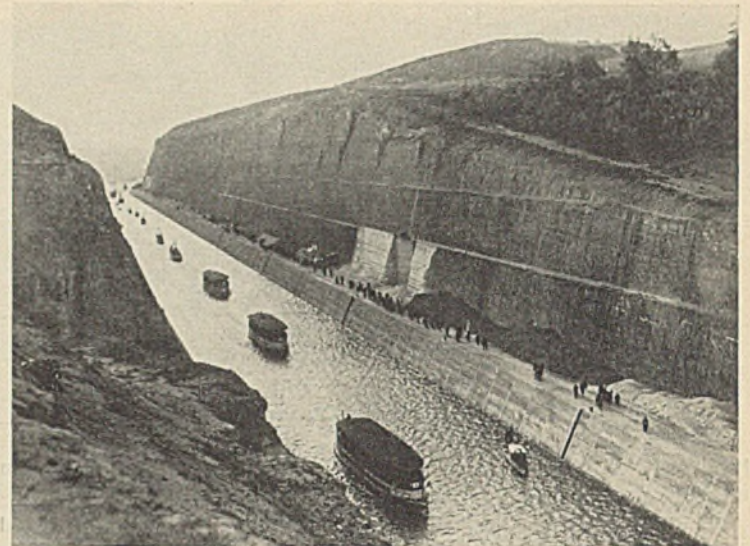


Abb. 21. Blick auf den neuen Albert-Kanal und die ersten, ihn bei seiner Einweihung durchfahrenden Schiffe.

VIII. Angaben über den Personalbestand.

In den Hauptbaujahren betrug unser Personalstand bis zu 2500 Köpfen. Ingenieure, Bauführer, Aufsichtspersonal, Werkmeister und Baggermeister waren bis auf einige Ausnahmen Deutsche, Lokomotivpersonal je zur Hälfte deutsch und einheimisch. Die übrigen Arbeiter waren fast ausschließlich Einheimische.

Die 1930 in Belgien einsetzende Krise brachte strenge Verordnungen über die Beschäftigung von Ausländern, weshalb man dazu übergehen mußte, als gewöhnliche Arbeiter beschäftigte Ausländer zu entlassen. Hierdurch wurden auch viele deutsche Volksgenossen betroffen.

Trotzdem war es uns nach langen Verhandlungen doch gelungen, und zwar weil für derartige Arbeiten geschultes Personal in Belgien nicht vorhanden war, auf die Baudauer 300 deutschen Volksgenossen — vom Spezialarbeiter bis zum Ingenieur und Kaufmann — Arbeit und Brot zu geben. Durch das eingeführte Prämiensystem wurden nicht nur gute Leistungen erzielt, sondern die beteiligten Angestellten und Arbeiter hatten auch einen sehr guten Verdienst.

Aber auch in anderer Hinsicht hat sich dieser Bau gut ausgewirkt. Nicht nur, daß durch den hohen Verdienst unseres Personals hohe Beträge an Ersparnissen ermöglicht wurden, sondern es kamen auch Millionenbeträge für Anschaffungen von Geräten, Ersatzteilen und Verdienst der Firmen als Devisen der Heimat zugute.

Die Ausführung der Arbeiten und das finanzielle Ergebnis hat bewiesen, daß die seinerzeit für die Kalkulation auf Grund von Schätzungen angenommenen Leistungen und sonstigen Grundlagen richtig gewesen sind.

IX. Schlußwort.

Abb. 21 zeigt einen Blick auf den neuen Albert-Kanal und die ersten Schiffe, die ihn bei seiner Einweihung am 16. Oktober 1934 durchfuhren.

Die von vielen Seiten vor und nach Auftragerteilung vorgebrachten Zweifel, daß den deutschen Firmen bei der Abwicklung sich Schwierigkeiten entgegenstellen würden, haben sich als unbegründet erwiesen. Im Gegenteil, die Zusammenarbeit war zu jeder Zeit die denkbar beste, und man kann sich kein angenehmeres Verhältnis denken, als das, das während der ganzen Baudauer zwischen Bauverwaltung und den Firmen bestand.

Ich möchte den Aufsatz nicht schließen, ohne dem Vorstand der Bauverwaltung, Herrn Baudirektor F. Lambermont, sowie Herrn Ingenieur Principal Santilman auf diesem Wege meinen herzlichsten Dank für das mir entgegengebrachte Vertrauen auszudrücken. Durch die gute Zusammenarbeit wurde mir die Lösung der mir gestellten Aufgaben bei Durchführung dieses riesenhaften und schwierigen Baues sehr erleichtert.

Vermischtes.

Lärmbekämpfungswoche. Vom Reichsministerium für Volksaufklärung und Propaganda wird in Gemeinschaft mit dem Reichsarbeitsministerium und Reichsverkehrsministerium, getragen vom Amt für Schönheit der Arbeit in der Deutschen Arbeitsfront und der Reichsgemeinschaft der technisch-wissenschaftlichen Arbeit (RTA) eine Lärmbekämpfungswoche im Deutschen Reich vorbereitet, die voraussichtlich in der Woche vom 7. bis 13. April d. J. stattfinden wird. Über nähere Einzelheiten wird noch beraten.

Bonneville-Damm im Columbia-Fluß. Etwa vor einem Jahre begannen die Arbeiten an einem großen Stau- und Kraftwerk im Columbia-

Fluß, ungefähr 230 km aufwärts der Mündung und 65 km aufwärts der Stadt Portland in der Nähe von Bonneville, Ore. Über diese Ausführungen berichtet Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 18, S. 547, vom 1. Nov. Die Anlage liegt an der Stelle, wo der Columbia-Fluß durch die Bradford-Insel in zwei Arme geteilt ist, südlich der Cascade-Schnellen (Abb. 1).

Der Wasserstandswechsel in den einzelnen Jahreszeiten verläuft im Columbia-Fluß ziemlich regelmäßig, und zwar infolge einer Reihe von Seen, die der Strom durchfließt. Hieraus ergab sich für die großen mitgeführten Wassermengen ein verhältnismäßig niedriger Damm mit geringem Stau. Der natürliche Fall des Flusses von dem oberen Teil der Cascade-Stromschnellen, die etwa 6,5 km stromaufwärts von dem neuen Kraftwerke

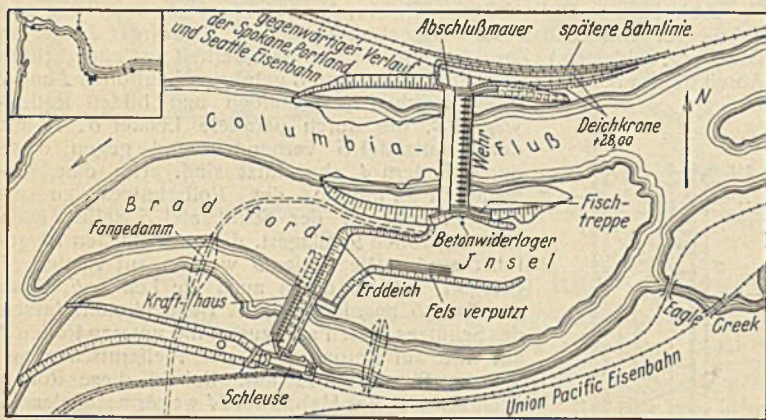


Abb. 1.

liegen, beträgt etwa 10 m. Oberhalb dieser Kraftanlage sind weitere neun solcher Bauwerke geplant, von denen drei fertig bzw. im Bau begriffen sind. Die gesamte gewonnene Energie wird sich auf ungefähr 8 Mill. kW belaufen, bei einem Gesamtkostenaufwand von 770 Mill. Dollar. Die Anlage bei Bonneville, die eine Stauschwelle im Hauptarm des Flusses mit Wehr, ein Krafthaus mit zwei ausgebauten Einheiten und vier geplanten Einheiten, sowie eine Schleuse umfassen wird, erfordert einen Kostenaufwand von etwa 31 Mill. Dollar. Die Gründe, die für die Wahl der Baustelle sprachen, berücksichtigen den günstigen Untergrund, die Wasserführung während des Bauens, das Vorhandensein eines natürlichen Abflußkanals unterhalb des Kraftwerkes und die Möglichkeit, durch das bewegliche Stauwerk im Hauptarm des Flusses dessen große Wassermengen hindurchleiten zu lassen.

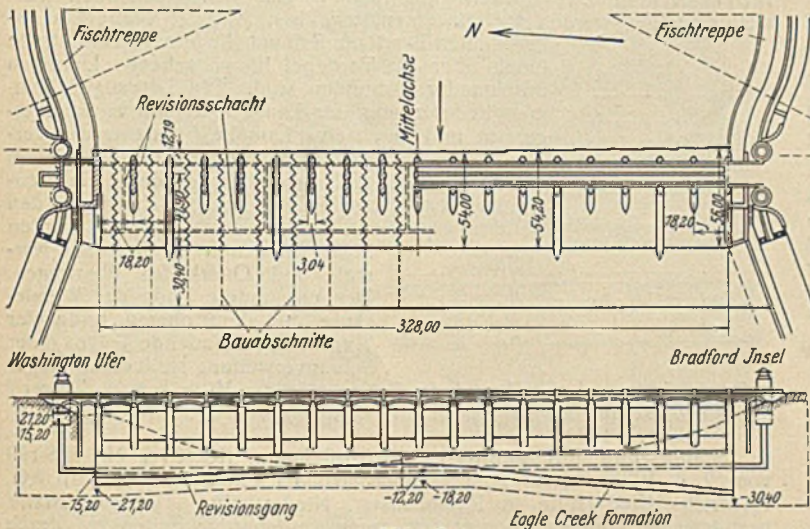


Abb. 2.

Die stromaufwärts gelegenen Cascade-Stromschnellen stellen einen Durchbruch des linken Stromufers dar, von wo aus der Fluß aus der ursprünglich westlichen Richtung vor vielen hundert Jahren sich nach einer südwestlichen Richtung gewandt hat. Unterhalb der Cascade-Schnellen, an der Bradford-Insel, ergab sich daher in bezug auf die abfließenden Wassermengen und das Gefälle eine besonders günstige Stelle für die Anlage eines Kraftwerkes. Unter dem gegenwärtigen Flußbett an der Baustelle liegt ein tuffsteinartiger Fels, der als Eagle Creek Formation bekannt ist. Wie aus dem Lageplan ersichtlich, liegen das Krafthaus und die Schleuse etwas weiter stromabwärts in dem südlichen Arm des Flusses mit Rücksicht auf besonders günstige Gründungsverhältnisse, während der Überfalldamme im Hauptarm des Flusses weiter stromaufwärts angeordnet ist. Beide Bauteile sind durch einen die Insel durchquerenden Deich miteinander verbunden.

Der Überfalldamme besteht aus einer auf dem Fels gegründeten Betonschwelle, deren Stauhöhe durch bewegliche Wehre um etwa 15 m erhöht werden kann. Die Länge und der Querschnitt der Stauschwelle sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Die Schütze des Wehres sind aus genietet oder geschweißter Stahlkonstruktion von je 200 t Gewicht. Sie werden durch Krane bedient. In der gehobenen Stellung werden sie in ihren Nischen festgelegt, wobei eine Wassermenge von 45300 m³/sek durchtreten kann. Diese Wassermenge ist um etwa 30% größer als die in den letzten 50 Jahren beobachtete Flut. Unterhalb der Stauschwelle ist der Fels der Fußsohle durch eine schwere Eisenbetondecke von etwa 30 m Breite noch besonders geschützt.

Zur Gründung der Stauschwelle unter Aufrechterhaltung des Wasserdurchflusses war es erforderlich, zwei Bauabschnitte vorzusehen und diese durch Fangedämme abzuschließen, deren Grundriß und Schnitte aus Abb. 3 hervorgehen. Die aus Holz gezimmerten Fangedämme wurden ein-

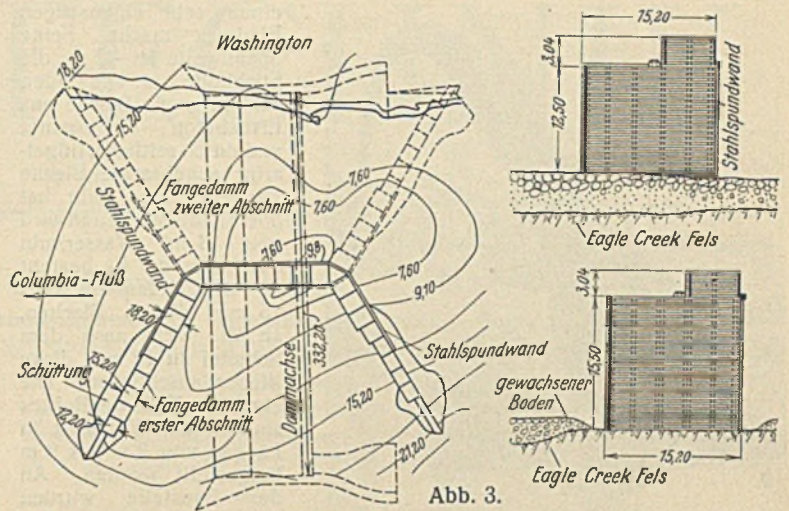
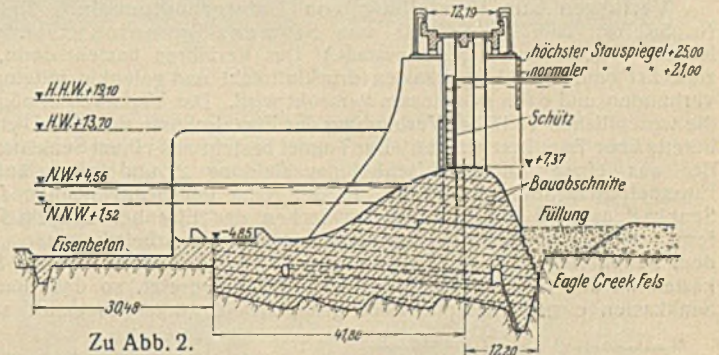


Abb. 3.

geschwommen, abgesenkt und mit Felsgeröll gefüllt. Die stromaufwärts gelegene Seite wurde durch eine Stahlpundwand geschützt.

Da die Fischerei auf dem Columbia-Fluß eine Industrie unterhält, deren Umsatz sich auf jährlich bis zu 10 Mill. Dollar beläuft, war es erforderlich, die Fischtreppen am Wehr sowie auch am Krafthaus mit besonderer Sorgfalt auszubilden.

Die durch das Krafthaus nach vollständigem Ausbau später erzeugte Strommenge wird sich auf 430000 kW belaufen, von denen jede Einheit, also auch die beiden zunächst eingebauten, 43 000 kW liefern werden. Bemerkenswert sind die Größen der gewählten Einheiten mit den dazu-



gehörigen schweren Kranen, eine an die fertiggestellten Einheiten als vorläufige Stauwand gedachte und später als Fangedamm für den weiteren Ausbau bestimmte 36 m lange Eisenbetonmauer von \perp -förmigem Querschnitt und die konstruktive Ausbildung der Druckstollen. Das Krafthaus bildet also zwischen der Insel und der Schleuse eine Stauwand an einer Stelle des Flusses, wo dieser Arm eine Breite von 150 m hat. Es steht auf Basaltfels, dessen Schichtenlagerung auch für die Platzauswahl der Schleuse besonders günstig war. Die Frage, ob die Formationen der Insel den unterirdischen Wasserdurchtritt zulassen werden, ist zunächst als unwesentlich zurückgestellt. Aus Beobachtungen in angelegten Senkgruben soll sich erst ergeben, ob eine Verbindung zwischen Krafthaus und Wehr durch eine Eisenbetonmauer später erforderlich wird. Für das Krafthaus sind zur Regelung des Durchflusses drei Schütze von $6,4 \times 13$ m Fläche aus Stahlkonstruktion mit Gummidichtung vorgesehen. Die Kaplan-turbinen sind für 60 000 PS bemessen, sie verbrauchen bei etwa 15 m Druckhöhe etwa 350 m³/sek, und zwar würden zehn solcher Turbinen erst die Hälfte der gesamten vorhandenen Durchflußmenge ausnutzen.

Die ursprünglich geplante Schleuse sollte eine Kammergrundfläche von 23 m Breite und 110 m Länge haben. In Abänderung des Bauplanes wurde die Schleusenlänge auf 168 m und die höchste durch die Schleuse erzielte Wasserstufe auf 20 m festgelegt. Am Unterhaupt haben die Tore eine Höhe von 31 m. Die Widerlagerkräfte der Tore sind durch Betonblöcke gebildet. Die Tore selbst bestehen aus Siliziumstahl; zur Herabminderung des Gesamtgewichtes sind an den Toren des Unterhauptes Luftkammern vorgesehen.

Die am nördlichen und südlichen Ufer des Flusses verlaufenden Eisenbahnen und Landstraßen mußten über den Wasserspiegel gehoben werden. Das gesamte Bauwerk soll im Jahre 1937 fertiggestellt sein. Zs.

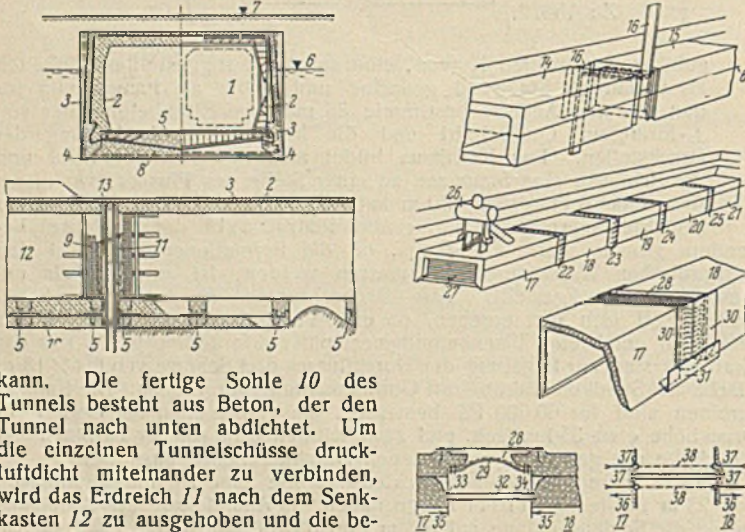
Ein Wasserleitungsrohr als Bogenträger. Eine Trinkwasserleitung für Lausanne führt über ein Gelände, unter dem Bodenbewegungen vor sich gehen. Die Wasserleitung in einen Tunnel zu verlegen, verbot sich, weil der feste Boden in zu großer Tiefe liegt und die oberen Schichten, Mergel mit Ton und Kalk sowie Schlamm, in denen die obengenannten Bewegungen sich abspielen, zur Aufnahme eines Tunnels ungeeignet sind. Man entschloß sich daher, das Wasserleitungsrohr freitragend durch die Luft als Bogenträger zu führen und so das unsichere Gelände mit ihm zu überbrücken. Engng. 1934 vom 27. Juli bringt ein Bild dieses Bogens, der



einen sehr eigenartigen Eindruck macht. Seine Spannweite ist 42 m, die Stichhöhe 7 m. Die Enden sind in große Blöcke aus Eisenbeton eingespannt und durch seitliche, flügelartig angebrachte Bleche versteift. Das Rohr hat 50 cm lichte Weite und wird von 13 m³ Wasser/min durchflossen. Es besteht an den Kämpfern aus 15 mm dicken Blechen, an die sich nach dem Scheitel zu 12 mm dicke Bleche anschließen. Die einzelnen Teile des Rohres sind in der Werkstatt in Längen von 2 m bis 9 m hergestellt worden. An der Baustelle wurden diese Teile auf einer Rüstung zusammengestellt, sorgfältig ausgerichtet und dann verschweißt. Die Bleche stoßen an den Kanten stumpf gegeneinander. Während des Aufbaues wurden die beiden Hälften des Rohres im Scheitel durch eine Muffe zusammengehalten, die nach Beendigung der Schweißarbeiten entfernt wurde. Im Scheitel sitzt ein Entlüftungsventil. Das Wasser steht in dem Rohr unter einem Druck von 2,5 at. Das eiserne Tragwerk wiegt etwa 12 t. Als Beanspruchung sind 1200 kg/cm² zugelassen.

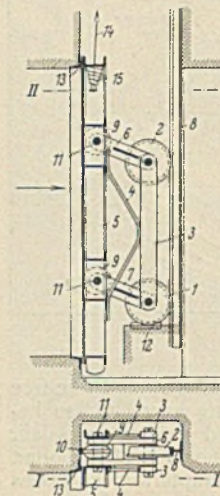
Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Untertunnellen. (Kl. 84c, Nr. 582 590 vom 17. 1. 1931 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Das Verfahren besteht darin, daß zunächst eine Anzahl Senkkasten druckluftdicht und gelenkig miteinander verbunden und dann gemeinsam versenkt wird. Das Verfahren ermöglicht, die wesentlichen Teile der Verbindung der Einzelschüsse und ihre Dichtung bereits über Tage herzustellen. Der Tunnel besteht aus einem Senkkasten 1, der aus einer inneren Eisenbetonauskleidung 2 und einer äußeren Eisenbetonschicht 3 gebildet ist. In der Nähe der Schneidkanten 4 des Senkkastens wird das Erdreich 8 zwischen den Eisenbetonriegeln 5 entfernt. Der Innenraum des Senkkastens dient als Arbeitskammer. Über dem Senkkasten liegt die Straßendecke 7. An den Stirnseiten der Senkkasten werden behelfmäßige Trennwände 9 eingesetzt, so daß man die Senkkasten einzeln, absatz- oder gruppenweise unter Druckluft setzen

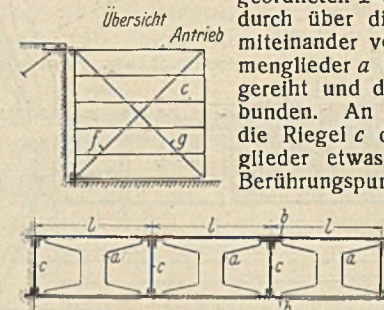


kann. Die fertige Sohle 10 des Tunnels besteht aus Beton, der den Tunnel nach unten abdichtet. Um die einzelnen Tunnelschüsse druckluftdicht miteinander zu verbinden, wird das Erdreich 11 nach dem Senkkasten 12 zu ausgehoben und die behelfmäßigen Wände 9 entfernt, sobald die Senkkastenverbindung 13 z. B. aus Larssen-Spundbohlen fertig ist. Zwischen die Kasten 14 und 15 werden gewölbte Blechbohlen 16 gerammt und in an den Stirnseiten der Tunnelkasten 14 und 15 befindliche Führungen eingefädelt. Auf dem Senkkasten 17, der an der Stirnseite mit einer behelfmäßigen Wand 27 verschlossen ist, befindet sich die Druckluftkammer 26 mit den Material- und Personalschleusen. Die Verbindungsglieder 22—25 der Senkkasten bestehen aus einem Drahtnetz oder Kettenpanzer 28 und davor gelegten Gummimatten 29, die durch die Druckluft innerhalb des Tunnels gegen den Kettenpanzer gedrückt werden. Die Schleppbleche 30 überdecken sich und gleiten aufeinander; sie sind unten von der einen Flanke der Schleppe 31 überdeckt. Um beim gleichzeitigen Absenken mehrerer Senkkasten einen möglichst gleichmäßigen Abstand zwischen ihnen zu erhalten, sind Abstandhalter 32 vorgesehen, die in Aussparungen 33 und 34 ruhen. Diese Abstandhalter verhindern das Zusammenfahren der Kasten 17 und 18 im Sinne der Pfeile 35; um auch den Abstand im Sinne der Pfeile 36 aufrecht zu erhalten, sind an den Stirnseiten der Senkkasten Haken 37 angeordnet, die durch Zugglieder 38 miteinander verbunden sind.

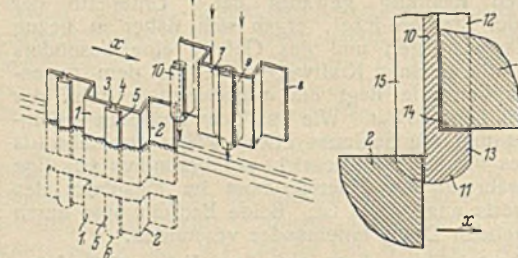
Abhebbares Rollschütz. (Kl. 84a, Nr. 584 835 vom 4. 3. 1931 von Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co. in Grünberg, Schlesien.) Zur Erhöhung der Betriebsicherheit und zum dichten Abschluß des Schützes sind die auf Schienen 8 geführten Laufrollen 1 und 2 durch Laschen 3 verbunden und bilden Rollenwagen 3, die durch parallele Lenker 6, 7 mit der Schütztafel 5 verbunden sind und gegen diese durch Federn 4 abgestützt sind. Um eine einwandfreie Führung des Rollschützes zu erreichen, sind an der Schütztafel 5 selbst noch Führungsrollen 9 gelagert, die auf Schienen 10 geführt sind. Die Rollen 9 werden auf Zapfen 11 gelagert, mittels deren auch die Lenker 6, 7 an die Tafel 5 angelenkt sind. Beim Herunterlassen des Schützes setzen sich zuerst die unteren Rollen 1 auf ihre auf Betonsockeln der Pfeilnischen gelagerten Sitzplatten 12 auf. Sobald diese Rollen aufsitzen und das Hubmittel 14 weiter nachgelassen wird, wird die Schütztafel durch die Lenker 6, 7 unter der Einwirkung ihres Eigengewichtes gegen das Oberwasser bewegt und legt sich fest gegen den Dichtungsrahmen 13 an, wobei sich die Laufrollen 1, 2 gegen die Schienen 8 abstützen. Beim Anheben des Schützes drückt zunächst das Wasser die Schütztafel zurück. Bei weiterem Anheben der Tafel 5 mit den Wagen 1, 2, 3 laufen die Rollen 9 auf die Schienen 10 auf, Tafel und Rollenwagen werden durch die Federn 4 auseinander gedrückt und zwischen den Schienen 8 und 10 federnd eingespannt. Zur Schonung der Aufzugwinde ist zwischen der Tafel und dem schräg nach oben geführten Aufzugseil 14 eine Feder 15 eingeschaltet, die ein ruckweises Anheben verhindert.



Schrägversteifung für eiserne Riegelstamm- und Drehtore. (Kl. 84b, Nr. 582 589 vom 1. 12. 1931 von Dingersche Maschinenfabrik AG in Zweibrücken, Rheinpfalz.) Die sich kreuzenden Versteifungsträger werden aus einzelnen, zwischen je zwei Torriegeln angeordneten I-artigen Rahmengliedern a gebildet, die durch über die Torriegel hinweggehende Lamellen miteinander verbunden sind. Die I-förmigen Rahmenglieder a von der Länge l werden aneinandergereiht und durch eine Lamelle b miteinander verbunden. An den Verbindungsstellen durchdringen die Riegel c die Schrägversteifung, deren Rahmenglieder etwas auseinander gerückt sind. An den Berührungspunkten zweier Rahmenglieder werden keine Momente, sondern nur Normal- und Querkräfte übertragen. Der das untere Ende der Wendsäule mit dem oberen Ende der Tragsäule verbindende Träger f der Schrägversteifung stellt einen Träger auf zwei Stützen dar, während der Träger g in der Mitte auf den Träger f abgestützt ist und als Kragträger wirkt.



Spundwand mit genutetem Schloßeisen. (Kl. 84c, Nr. 588 199 vom 2. 4. 1931, Zusatz zum Patent 566 653¹⁾ von Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen, Niederrhein.) Die Spundwand besteht aus Z-förmigen Bohlen 1, 2, deren keulenartige Enden 3, 4 durch H-förmige Schloßeisen 5 verbunden sind, deren Nuten am unteren Ende mit Werkstoff ausgefüllt sind. Der untere Kopf 6 der Schloßeisen ist meißelartig mit einer in der Längsrichtung der Spundwand verlaufenden gekrümmten Schneide ausgebildet. Zwei Bohlen 1, 2 werden durch das Schloßeisen 5 zu einer Rammeinheit verbunden. Die aus den Bohlen 7, 8 und dem mittleren Schloßeisen 9 bestehende nächste Rammeinheit wird mit dem bereits eingetriebenen Kasten 1, 2 durch ein Schloßeisen 10 verbunden, das an dem in der Pfeilrichtung x rückwärts liegenden Ende der Rammeinheit 7, 8 angeordnet und mit dieser gemeinsam gerammt wird. Das Schloßeisen 10 hat ebenfalls eine Schneide 11; es besitzt aber nur in der in der Pfeilrichtung x liegenden Nut 12 eine Werkstoffausfüllung 13, auf deren Stirnfläche 14 sich das keulenartige Ende der Bohle 7 abstützt. Die in der Richtung x rückwärts liegende Nut 15 des Schloßeisens 10 hingegen ist über die ganze Länge durchgeführt und läuft durch den Kopf des Schloßeisens hindurch.



Ende der Rammeinheit 7, 8 angeordnet und mit dieser gemeinsam gerammt wird. Das Schloßeisen 10 hat ebenfalls eine Schneide 11; es besitzt aber nur in der in der Pfeilrichtung x liegenden Nut 12 eine Werkstoffausfüllung 13, auf deren Stirnfläche 14 sich das keulenartige Ende der Bohle 7 abstützt. Die in der Richtung x rückwärts liegende Nut 15 des Schloßeisens 10 hingegen ist über die ganze Länge durchgeführt und läuft durch den Kopf des Schloßeisens hindurch.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 15, S. 214.

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1934. (Schluß.) — Neubau der Rheinbrücke Waldshut-Koblentz. (Schluß.) — Der Albert-Kanal zwischen Maas und Schelde. (Schluß.) — Vermischtes: Lärmbekämpfungswoche. — Bonneville-Damm im Columbia-Fluß. — Wasserleitungsrohr als Bogenträger. — Patentschau.