

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 28. März 1933

Heft 13

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brücke über die Sieg bei Menden.

Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, berat. Ingenieur, Obercassel (Siegkreis).

I. Beschreibung der ausgeführten Brücke.

Im Mai 1928 wurde vom Siegkreis der Bau einer Verbindungsstraße von Menden über Friedrich-Wilhelms-Hütte nach Troisdorf öffentlich als Notstandsarbeit ausgeschrieben. Dieser Straßenzug, der auch der Ablenkung des rechtsrheinischen Durchgangsverkehrs von Siegburg dient, überschreitet den Unterlauf der Sieg zwischen Menden und Friedrich-

zusehen, die gleichzeitig als Lehrgerüst während der Bauausführung dienen konnten. Der erhebliche Kostenaufwand für das teurere Konstruktionseisen im Vergleich zum Rundeseisen sollte durch den Wegfall des doppelten Lehrgerüsts und durch Verminderung des Hochwasserrisikos ausgeglichen werden. Unter diesen Voraussetzungen war der Sonder-vorschlag auch wirtschaftlich wettbewerbsfähig (Abb. 2).



Abb. 1. Ansicht des fertigen Bauwerkes.

Wilhelms-Hütte auf einem Bauwerk von 250 m Länge. Während das Mittelwasser der Sieg an jener Stelle in einem Flußbett von rd. 60 m Breite abfließt, dient der Abführung des Hochwassers weiterhin ein beiderseitiges Flutgelände von rd. 190 m Breite, das auf der rechten Seite durch ein befestigtes Hochufer, auf der linken Seite durch einen Deich begrenzt wird. Der ausgeschriebene Entwurf wurde vom Kreis-

Als Ausgangspunkt der Brückenstraße diente die Kreuzung der rechten Uferstraße mit den Rangiergleisen der Mannstaedt-Werke und der Hochwasserdamm auf dem linken Ufer. Die Begrenzung des Steigungsverhältnisses auf 1:40 und der Eintauchtiefe der Kämpfer in den HHW-Spiegel auf 0,50 m bedingten die Wahl des Längsgefälles der Brücke und die Anordnung einer verlorenen Steigung über der Flutbrücke, um eine

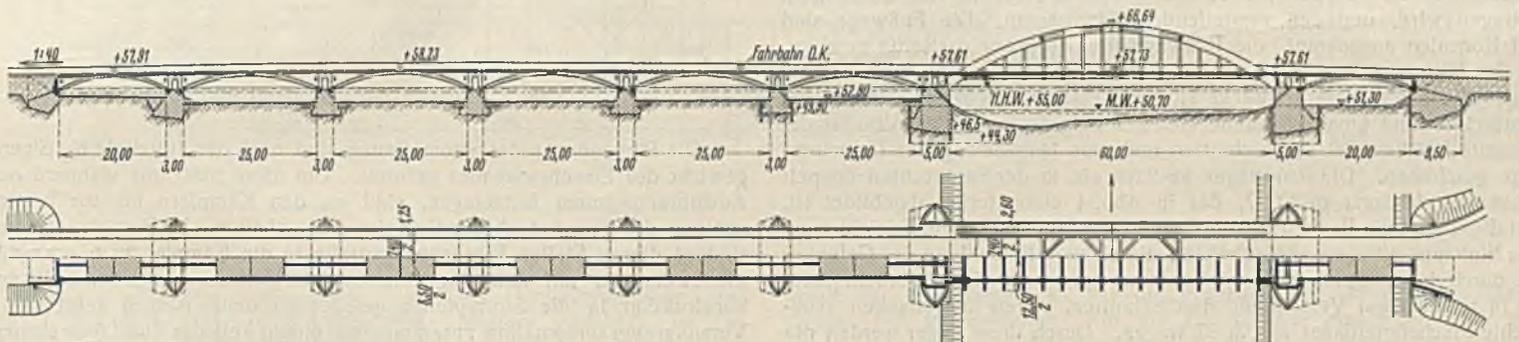


Abb. 2. Längsschnitt, Draufsicht und waagerechter Schnitt unter der Fahrbahnplatte.

bauamt Siegburg in Eisenbeton aufgestellt und sah die Überbrückung der Sieg durch einen Dreigelenkbogen mit angehängter Fahrbahn von 60 m Lichtweite, die Überbrückung des Flutgeländes mit fünf Dreigelenkbogen von 25 m und zwei Dreigelenkbogen von 20 m Lichtweite vor. Nach der Bedingung des Kulturbauamts durften die Gewölbekämpfer höchstens 0,50 m in das HHW eintauchen.

Die Ausführung des Brückenbaues wurde der Unternehmung Hüser & Cie., Obercassel, nach ihrem eingereichten Sondervorschlag übertragen, der sich eng an den bauseitigen Entwurf anlehnte und die Überbrückung der Stromöffnung durch einen Eingelenkbogen in Melanbauweise vorsah (Abb. 1). Maßgebend für diesen Sondervorschlag war die Überlegung, daß bei der geforderten kurzen Bauzeit von zwölf Monaten und infolge des Beginns der Bauausführung im Hochsommer die Herstellung des Strombogens erst im Herbst möglich wurde, einer Jahreszeit, zu der die Sieg erfahrungsgemäß besonders häufig schnell auftretende Hochwässer führt. Wegen der Nähe der Siegmündung muß an jener Stelle besondere Rücksicht auf abtreibende Bauhölzer und Gerüste genommen werden, die ohne weiteres in den Rheinstrom gelangen können und dort eine Gefahr für die Schifffahrt bilden. Hinzu kam, daß die Fahrbahnplatte bei der verlangten Konstruktion zweckmäßig unter Verwendung einer steifen Bewehrung aufgehängt wurde, für die auch rechnerisch sichere Anschlüsse durchgebildet werden können. Es lag daher nahe, von der Benutzung eines im Flusse stehenden Lehrgerüsts abzusehen und die gesamte Bewehrung der Strombrücke unter Verwendung steifer Eiseneinlagen vor-

einwandfreie Entwässerung zu erzielen. Die Bauhöhe in den Schellten der sieben Flutgewölbe ist untereinander gleich. Da die Kämpferunterkante auf einer Waagerechten liegen mußte, wurde der Ausgleich des verschiedenen

Längsgefälles durch die Wahl der Pfeilhöhen der Bogen bewirkt. Aus diesem Grunde beträgt das Pfeilverhältnis der 20,0-m-Bogen 1:9,6 und 1:7,4, das der 25,0-m-Bogen 1:8,6 bis 1:10,3. Die gesamte Flutbrücke ist in der üblichen Weise in Eisenbeton konstruiert. Die Fahrbahnplatte ist durch vier Längswände

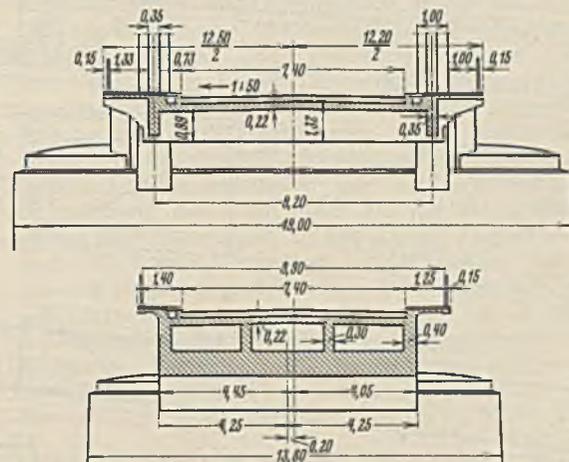


Abb. 3. Querschnitt durch die Fahrbahnplatte der Stromöffnung und durch die Flutbrücke.

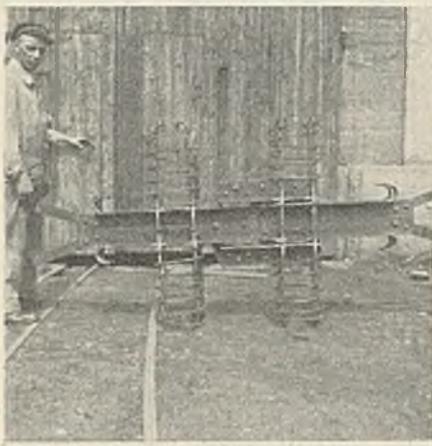


Abb. 4. Mittelgelenk der Randträger.

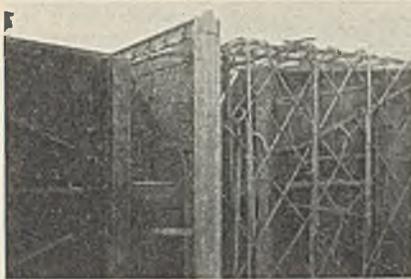


Abb. 5. Mittelgelenk der Rippenbogen.

auf den Bogen gelagert (Abbild. 3). Diese sind nach der Stützlinie für Eigengewicht geformt. Die Scheiteldicken betragen 0,60 und 0,50 m; die Dicke im Viertelpunkte 0,76 und 0,67 m; die Kämpferdicken 0,65 und 0,61 m. Die Bogen sind beiderseits bewehrt mit 34 R.-E. 12 mm entsprechend einer Bewehrung von 0,12% im Viertelpunkte. Die Gelenke sind in einfachster Weise als unvollkommene Gelenke durch Einlage von 8 mm dicken Walzbleistreifen mit 5% Antimonzusatz zwischen stark bewehrten Gelenkbänken ausgebildet. Die Pfeiler bestehen aus unbewehrtem Beton. Sie sind mit den Fundamenten durch Anschlußbeisen verbunden, um die geringen Zugspannungen infolge Gewölbeschubes bei einseitigem Ausrüsten aufzunehmen. Die Pfeiler 5, 6, 7 und das rechte Endwiderlager sind durch Larssenspundwände Profil II, die übrigen Pfeiler

durch Steinpackung und Abpflasterung gegen Kolken gesichert.

Die Stromöffnung ist im betriebsfertigen Zustand eine Eisenbetonkonstruktion, deren statische und konstruktive Gliederung entsprechend aufzubauen war. Die Rippenbogen wurden mit Rücksicht auf die Ästhetik des gesamten Bauwerks, die eine möglichst schlanke Formung der Rippen erforderte, als Mittelgelenkbogen entworfen. Das Pfeilverhältnis beträgt 1 : 5,7 m, die Scheiteldicke 1,30 m, die Kämpferdicke 1,97 m, die Rippenbreite über bzw. unter der Fahrbahn 1,00 bzw. 1,10 m. Die Fahrbahn besteht aus der Fahrbahnplatte, die in 3,50 m Abstand von Quertägern getragen wird, und den versteifenden Randträgern. Die Fußwege sind auf Konsolen ausgekragt, die Fußwegplatte ist daher dreiseitig gelagert. In der Mitte des 2. und 16. Feldes ist eine Bewegungsfuge in der Platte angeordnet. Zu diesem Zwecke sind die Platten ausgekragt, und in die Randträger sind unvollkommene Gelenke eingefügt. In der Mitte ist die gesamte Brückentafel durchschnitten und eine längsbewegliche Dehnungsfuge geschaffen. Die Randträger besitzen ein in der Senkrechten doppelt wirkendes Auflager in St 37, das in Abb. 4 einbaufertig abgebildet ist. Bei diesem ist die Bewehrung der Kanten des Randträgers zur Erleichterung des Einbaues autogen angeschweißt, die richtige Einstellung des Gelenkes ist durch herausziehbare Rundeisendorne gesichert. Die Fahrbahnplatte ist in rechteckiger Verzahnung durchschnitten, deren Längsflanken senkrechte Flächengleitlager aus St 37 tragen. Durch diese Lager werden die beiden Teile der Brückenfahrbahn senkrecht und waagrecht gekuppelt. Die Dehnungsfugen der Platten sind durch Schleppbleche unter der

Isolierung geschützt. Das Scheiteltgelenk ist ein Wälz-gelenk aus Stahlguß mit angegossenen Knaggen zur Übertragung der Querkkräfte. Abbild. 5 zeigt das Scheiteltgelenk während des Einbaues der Rundeisenbewehrung. In der Bewegungsfuge ist eine imprägnierte Korkplatte in gleicher Weise wie in der mittleren Dehnungsfuge der Fahrbahn einbetoniert. Im Scheitel ist diese Fugendichtung außerdem durch einen doppelten Winkel-eisenrahmen mit halbrunder Überdeckung in Kupferblech gegen Witterungseinflüsse geschützt. Die gesamte Bewehrung des Strombogens besteht gemäß der bekannten Melan-Bauweise aus Formeisen St 37 mit Ausnahme einiger Beilagen aus Rundeisen zur Spitzendeckung und der erforderlichen Bügelbewehrung.



Abb. 6. Bewehrung der Widerlager der Rippenbogen.

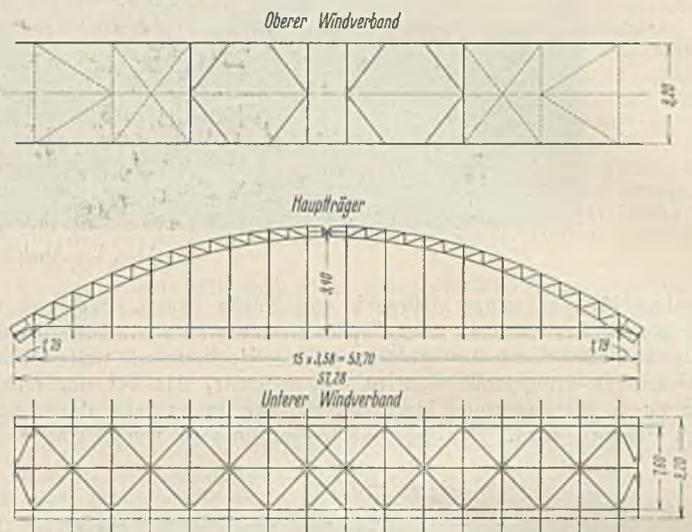


Abb. 7. System der Eisenkonstruktion.

Die Rippenbogen der Stromöffnung sind nach der Stützlinie für Eigengewicht des Eisenbetonbaues geformt. Um diese Stützlinie während der Ausführung genau festzulegen, sind an den Kämpfern bis zur Fertigstellung des Eisenbetonbaues Gelenke eingeschaltet. Im Betriebszustand sind an diesen Stellen Einspannungskräfte in die Kämpfer zu übertragen, die zusammen mit den Bogenkräften der Gelenke durch eine Eisenkonstruktion in die Strompfeiler geleitet werden. Abb. 6 zeigt diese Verankerungskonstruktion zusammen mit einem Teil der Zusatzbewehrung aus Rundeisen. Die Schubbewehrung der Pfeiler wurde erst beim Betonieren eingebaut und ist daher auf dem Bilde nicht sichtbar. An

die vorgenannten Gelenke schließt die Eisenkonstruktion der Bogenrippen an.

Diese Konstruktion, die nach Melan während der Ausführung der Betonarbeiten gleichzeitig als Lehrgerüst zu dienen hat, ist in Abb. 7 als Systemnetz dargestellt. Das System ist nach den Regeln des Eisenbrückenbaues entworfen und berücksichtigt gleichzeitig die Anforderungen des fertigen Eisenbetonbauwerks.

Die vorläufigen Verbände, die der Aufnahme des Winddrucks und der Versteifung der Konstruktion dienen, werden nach der Be-

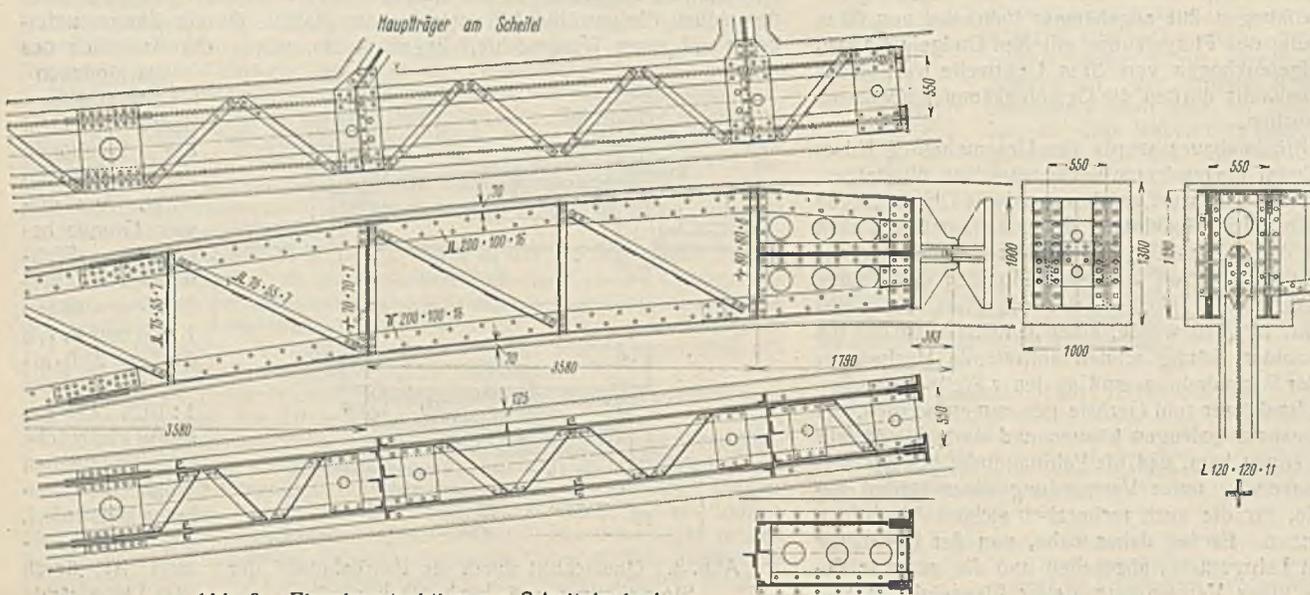


Abb. 8. Eisenkonstruktion am Scheiteltgelenk.

tonierung entfernt, der Windverband der Fahrbahn wird mit einbetoniert (Abbild. 8 u. 9).

Das Tragwerk der zwei Bogenrippen besteht aus je zwei Hauptträgern, deren Ober- und Untergurte durch eine Vergritterung aus Winkleisen verbunden sind. Die vier Gurte, deren Betonüberdeckung im Mittel 70 mm beträgt, bestehen aus je 2 L 200 · 100 · 16, deren lange Schenkel durchlaufend vernietet sind. Diese Anordnung gestattet einen zentrischen doppelniehtigen Anschluß der Wandstäbe unter Vermeidung von Knotenblechen. Je 2 L 75 · 55 · 7, an den kurzen Schenkeln durch Bindebleche verbunden, dienen als Wandstäbe. Zur Aussteifung sind an den Anschlüssen der Hängestangen Querschotte eingezogen, die gleichzeitig zur Befestigung der 2 gekreuzten 120 · 120 · 11 der Hängestangen dienen. An den Gelenken sind die Hauptträger vollwandig und mit kräftigen Aussteifungen versehen. Große Aussparungen in allen Blechen gestatten sichere Verarbeitung des Betons. An den Kämpfern sind die Stehbleche der Hauptträger zur Ausbildung der Bolzenlager durch aufgenietete Platten auf je 64 mm Dicke gebracht worden. Der durchgehende Lagerzapfen ist aus Schmiedestahl mit einem Durchmesser von 220 mm gefertigt und beiderseits

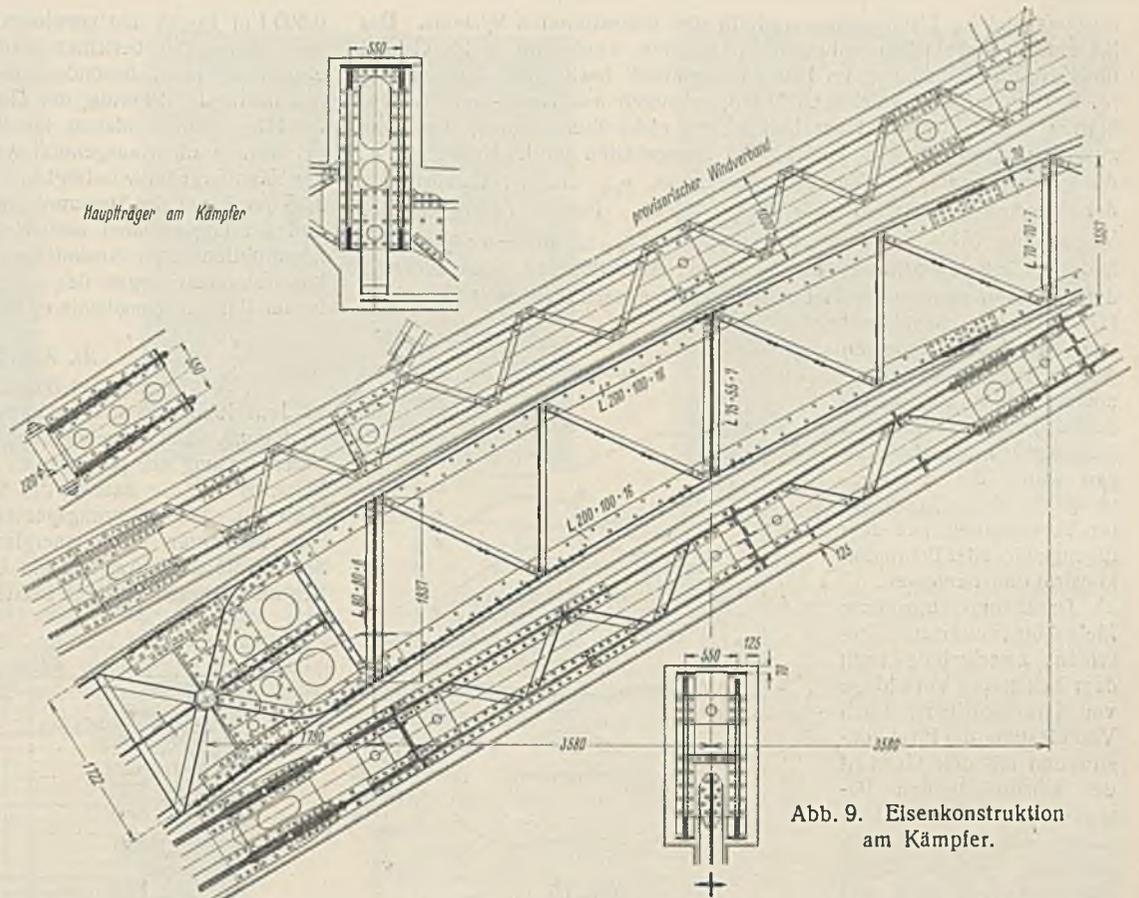


Abb. 9. Eisenkonstruktion am Kämpfer.

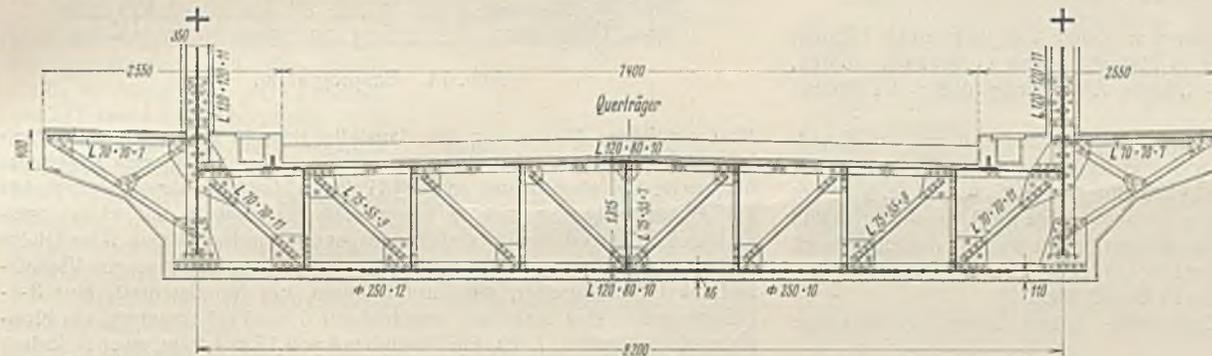


Abb. 10. Eisenkonstruktion der Querträger.

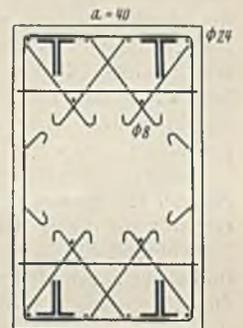


Abb. 11. Rundelisenbewehrung der Rippenbogen.



Abb. 12. Rundelisenbewehrung der Querträger.

mit Unterlagscheiben und Muttern gesichert. Im Gelenkstoß ist der volle Gurtquerschnitt angeschlossen. Die Querträger sind gleichfalls als Fachwerkträger ausgeführt (Abb. 10). Besonders sorgfältig ist der Anschluß der Querträger an die Hängestangen durchgebildet. Die Querverbände sind bis in die Pfeiler geführt. Der untere Windverband wurde sinngemäß nach Fertigstellung der Betonierung der Fahrbahn in der Dehnungsfuge durchgebrannt. Die gesamte Eisenkonstruktion ist mit einer kräftigen Bügelbewehrung umgeben (Abb. 11 u. 12).

II. Statische Berechnung.

Die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonkonstruktionen wurde von der Bauunternehmung, die der Eisenkonstruktion als Lehrgerüst von der Eisenbauunternehmung aufgestellt. Der statischen Untersuchung wurden die Nutzlasten der Brückklasse I der DIN 1072, im übrigen die Eisenbetonbestimmungen DIN 1045 und für die Strombrücke außerdem die BE der DRG zugrunde gelegt. Als Stoßzahl der Verkehrsbelastung

wurde für die Bogen 1,15, für die Fahrbahnplatte einschl. der Hängestangen 1,40 angenommen. Auf die rechnerische Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Randträgers der Fahrbahnplatte wurde verzichtet. Die Seitenstöße und der Winddruck auf Fahrbahn und Verkehrsband sind durch die Fahrbahnkonstruktion selbst aufgenommen, die in waagerechter Richtung wie zwei Kragträger mit Kupplung in der Mitte wirkt. Der Bogen wurde als zweifach statisch unbestimmtes System berechnet. Für die Windbelastung der Bogen wurde der Nachweis erbracht, daß diese auch ohne Querverband infolge ihrer großen Normalkraft und des großen Drillungswiderstandes des rechteckigen Querschnittes genügende Standicherheit besitzen. Diese Untersuchung wurde durchgeführt auf dem vom Verfasser im Bauing. 1924, Heft 1, angegebenen Wege und stellt für symmetrische Belastung die Berechnung eines einfach unbestimmten Systems dar, deren Durchführung mittels graphischer Integration keine Schwierigkeiten bereitet. Schwieriger gestaltete sich der Nachweis der Sicherheit gegen Ausknicken aus der Tragwandebene. Wenglich die Untersuchung des allein durch die vier Riegel versteiften Systems als ebenes Rahmenwerk auch eine genügende Knicksicherheit ergab, so wurde doch eine weitere Versteifung durch Hinzufügen der Streben vorgezogen, um eine möglichst große waagerechte Steifigkeit zu erzielen. Die Sicherheit gegen Ausknicken in der Tragwandebene ist unter Vernachlässigung der Versteifung durch Fahrbahn und Hängestangen rd. 7fach. Die Spannungen der Verbundkonstruktion der Bogen wurden unter Annahme von $n = \frac{E_c}{E_b} = 10$ berechnet. Bei Verwendung eines hochfesten Betons ist dieser Wert zweifellos erheblich kleiner, etwa 6 bis 8, so daß die hiermit errechnete Eisenspannung etwas zu ungünstig ist. Durch das Schwinden des Betons entstehen Spannungen im Eisen des statisch bestimmten

Systems und im Eisenbetonquerschnitt des unbestimmten Systems. Das Schwinden im statisch unbestimmten System wurde mit -10°C und die Zusatzdruckspannung im Eisen des statisch bestimmten Systems mit rd. 200 kg/cm^2 berücksichtigt. Die Spannungen aus Haupt- und Nebenkraften dürfen in St 37 daher 1400 kg/cm^2 nicht überschreiten, damit die zulässige Spannung von 1600 kg/cm^2 innegehalten wird. Bezeichnet σ_e die Eisenspannung der Verbundkonstruktion, σ_{ev} die der Vorspannung der Eisenkonstruktion, so ist $\sigma_e = \sigma_{ev} + n \cdot \sigma_b$. Für die Bemessung der Vorspannung (Abb. 13) gilt daher die Beziehung $\sigma_{ev} \leq 1400 - n \cdot \sigma_b\text{ kg/cm}^2$, in der σ_b die Betonspannung aus Haupt- und Nebenkraften ist. Die Querträger der Fahrbahn wurden als Verbundkonstruktion nach Stadium 2 berechnet. Die gesamte Schubkraft wurde durch die Diagonalen der Fachwerkträger aufgenommen, denen zur Spitzendeckung einige Schrägisen beigelegt wurden. Im übrigen wurde die Eisenkonstruktion der Querträger für Vorspannung aus dem Eigengewicht der Fahrbahnkonstruktion bemessen.

Das Betonieren größerer Melankonstruktionen geschieht zweckmäßig nach dem bekannten Vorschlage von Spangenberg durch Vorbelastung der Eisenkonstruktion mit dem Gewicht des einzubringenden Betons¹⁾. Nach diesem Vorschlage wird die rechnerisch zugrunde gelegte Spannungsverteilung auch bei der Ausführung mit praktisch genügender Genauigkeit erreicht. Dieses Bauverfahren war daher von vornherein für den Sondervorschlag des Strombogens in Melanbauweise vorgesehen worden, dessen System eine besonders einfache Anwendung dieses Verfahrens gestattete.

Stellt man nämlich die Eisenbogen mit Hilfsverband und einschließlich der Hängestangen und Querträger auf und deckt die Querträger mit einem vorläufigen Belag ab, so kann man diesen zur Lagerung des Belastungsmaterials verwenden. Die Betongewichte der Bogenkonstruktion sind dann auf die Fahrbahn herabzuprojizieren, sie werden mittelbar durch die Hängestangen in die Eisenbogen übertragen. Für das Betonieren der Fahrbahn ist eine Vorbelastung nicht erforderlich.

Statik und Belastung des Tragwerkes haben daher nachstehenden Aufbau:

I. Lehrgerüstzustand:

Die Stahlkonstruktion der Bogen trägt:

- a) das Eigengewicht der fertig montierten Konstruktion,
- b) die vorläufige Abdeckung der Querträger, Schalung und Zusatzbewehrung der Bogen und Verbände,
- c) die äquivalente Betonlast der Bogenkonstruktion auf der Fahrbahn gelagert;

II. Vorspannungszustand:

- d) Beton in die Schalung der Bogenkonstruktion eingebracht, Vorbelastung und Abdeckung entfernt;

III. Zwischenzustand:

Nach Abbinden des Betons tragen die Eisenbetonkonstruktion der Bogen und die Stahlkonstruktion der Fahrbahn:

- e) Schalung und Zusatzbewehrung der Fahrbahn, tafelf,
- f) Elgengewicht des Betons der Fahrbahn;

IV. Schlußzustand:

Nach Abbinden des Betons und Entfernen der Schalung Schließen der Kämpfergelenke.

Das Tragwerk wirkt als Eisenbeton-Eingelenkbogen und wird belastet durch:

- g) Fahrbahnbelag, Schwinden von -10°C , Temperatur von $\pm 15^{\circ}\text{C}$ und Verkehr nach DIN 1072, Kl. I.

Die Stahlkonstruktion der Bogen wurde für den Vorspannungszustand II bemessen und für die Lastzustände Ia bis c berechnet. Die Hilfsverbände wurden für eine Windbelastung von 150 kg/m^2 auf die unbelastete, aber eingeschaltete Brücke berechnet. Ferner wurde die Tragfähigkeit der Konstruktion für eine während der Ausführung zufällige, wandernde Last von

¹⁾ Vgl. Bauing. 1924, Heft 15/16, Spangenberg, Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten.

$0,500\text{ t/m}$ Bogen nachgewiesen. Der Arbeitsvorgang beim Betonieren, über den später berichtet werden soll, wurde rechnerisch verfolgt. Die einzelnen Stäbe, besonders die Wandstäbe, die im betonierten Bogen nur noch zur Sicherung der Gurte gegen Ausknicken und zum Anschluß der Hängestangen dienen, konnten auch für diese geringe Zusatzbelastung bei weitem nicht ausgenutzt werden. Der Lochleibungsdruck im Bolzen der Kämpfergelenke beträgt in dem vorübergehenden Belastungszustande f) $2,35\text{ t/cm}^2$ und die Spannung bei verschiedenen Halbmessern des Bolzens und der Lagerschalen nach Hertz $5,92\text{ t/cm}^2$. Die Sicherheit der Stahlkonstruktion gegen Ausknicken in der Tragwandebene, auf die bei Melankonstruktionen wegen der schlanken Form stets besonders zu achten ist, ist im Belastungszustande e) nach Tetmajer 3,8fach.

III. Ausführung des Baues.

Die Ausführung des Baues begann sofort nach Auftragserteilung am 13. Juni 1928. Nach dem Bauvertrag standen 12 Monate als Bauzeit zur Verfügung. Der ungewöhnlich strenge Winter 1928/29 verursachte eine Unterbrechung der produktiven Bauarbeiten von Mitte Dezember bis Mitte März, so daß die Bauzeit um 3 Monate auf 15 Monate verlängert wurde (Abb. 14). Die erfahrungsgemäß im Herbst eintretenden Hochwässer der Sieg verlangten einen energischen Vortrieb der Arbeiten während der Sommermonate. Aus diesem Grunde wurde bereits zwei Wochen nach Beginn im dreischichtigen Betrieb nach einem genauen Bauplan gearbeitet.

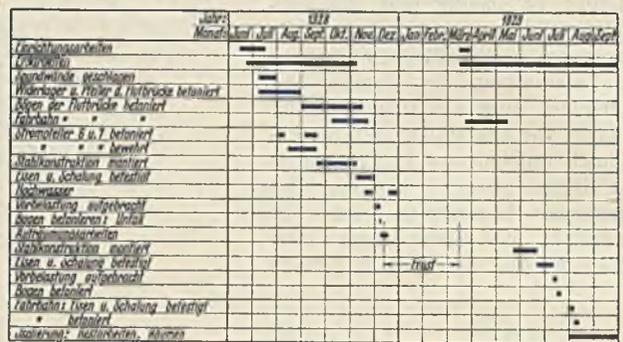


Abb. 14. Bauprogramm.

Eine sorgfältige Einrichtung der Baustelle sicherte reibungslose Abwicklung des Betriebes. Auf dem rechten Sieg-Ufer wurde der Lagerplatz hochwasserfrei eingerichtet und mit Gleisanschluß vom Verschiebebahnhof der Mannstaedterwerke aus versehen. Die Sieg wurde mit einer zweigleisigen Förderbrücke überbrückt; insgesamt wurden 2800 m 60er Gleise verlegt. An Gerät wurden eingesetzt: zwei Lokomotiven, ein Vierseil- und zwei Einseilgreifer, ein Turmdrehkran, ein Montagemaß, eine 3-t-Dampftramme, eine elektrisch angetriebene 0,5-t-Freifallramme, ein Flottmann-Kompressor L. Z. 29, ein Förderband von 15 m Länge, zwei elektrisch angetriebene 375-l-Jaeger-Schnellmischer, drei Kreiselumpen von 100 , 175 und 250 mm Durchm., ferner elektrisch angetriebenes Kleingerät, wie Sägen, Bohrmaschinen, Winden usw. Für die Beleuchtung der Arbeitsplätze sorgte eine reichlich bemessene Lichtenanlage mit Tiefstrahlern. Insgesamt wurden 22000 m^3 Erdaushub für die Gründungen und Regulierung der Ufer ausgeführt, die zum Teil unter Wasser durch die Greifer geleistet wurden. Nach dem Vertrag durfte der gewonnene Siegkies unter Zusatz von Rheinsand für die Widerlager und Pfeiler verwendet werden. Die Baugruben der Pfeiler 5, 6, 7 und das rechte Widerlager wurden mit 130 t Spundwänden Larssen II eingespundet. Alle Baugruben wurden durch Wasserhaltung in Brunnen trockengelegt. Die Lehrgerüste standen auf Spindeln und Querschwellen aus Eisenbeton, sie wurden je zweimal verwendet und hierbei die Änderung der Bogenform durch Ersatz der Kranzhölzer erzielt.

Von besonderem Interesse ist die Ausführung der Stromöffnung in Melanbauweise. Nach Fertigstellung des untersten Absatzes der Stropfpfeiler wurde zunächst die steife und schlaife Bewehrung der Pfeiler eingebaut und verankert (Abb. 15). Die Pfeiler selbst und die Bogenrippen bis zu den Kämpfergelenken wurden sodann in einem Zuge durch zwei Mischmaschinen betoniert, um



Abb. 15. Bewehrung am Kämpfer.



Abb. 16. Aufstellen der Eisenkonstruktion.

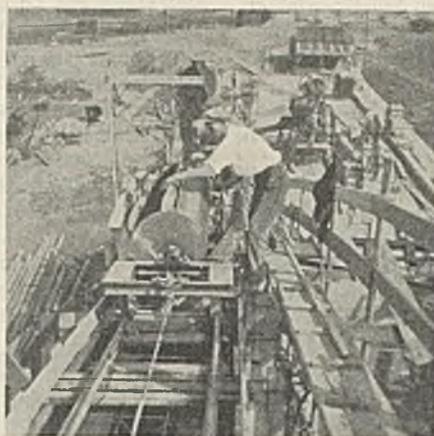


Abb. 19. Einbringen des Betons in die Bogen.



Abb. 20. Transport des Belastungsmaterials zur Mischmaschine.

jede Betonierungsstufe zu vermeiden. Für die Aufstellung der Stahlbogen war in Flußmitte ein hölzerner Bock zur Unterstützung errichtet. Die Bogen selbst wurden auf der Förderbrücke zusammengebaut und durch einen Schwenkmast auf den Pfeilern und einen Aufzugmast am Bock hochgezogen und eingesetzt (Abb. 16). Nach sorgfältigem Einschleifen und Einpassen der Kämpfergelenkbolzen und nach Einbau des oberen Wind- und Hilfsverbandes ließ man die Bogen ab. Darauf wurden Hängestangen und Querträger von den Pfeilern aus zur Mitte hin montiert. Die Bogen erhielten eine Überhöhung von 70 mm; von dieser entfallen 40 mm auf den Vorspannungszustand und 30 mm auf den Verbundkörper.

Nach Übergabe der Stahlkonstruktion begannen sofort die Einschaltungsarbeiten mit der behelfsmäßigen Abdeckung der Fahrbahn mit I-Trägern und Bohlenbelag. Von dieser Arbeitsbühne aus befestigte man zunächst die Böden der Schalung nebst Kranzhölzern und Bedienungsstegen (Abb. 18). Nach gründlicher Reinigung der Stahlkonstruktion wurde die Rundisenbewehrung der Bogen befestigt und die Seitenschalung eingebaut. Die sorgfältig vorbereitete Schalung paßte ohne weitere Nacharbeit. Wesentlich mehr Arbeit verursachten die Durchdringungen der Schalflächen durch Hängestangen und Verbände, die gut gedichtet werden mußten, um Nester beim Betonieren zu vermeiden. Nach Beendigung dieser Arbeiten wurde die Schalung ausgewaschen und dauernd feucht gehalten. Anschließend begann die Vorbelastung des Bogens, deren Durchführung drei Tage dauerte.

Als Belastungsmaterial wurden die Zuschlagstoffe des Bogens selbst gewählt, dessen Transport auf der ebenen Brückenbahn leicht auszuführen war. Die Zuschlagstoffe bestanden aus einer Mischung von 2 R.-T. Rheinsand : 2 R.-T. Basaltsplitt 5 bis 15 : 1 R.-T. Splitt 10 bis 25 mm, deren günstigste Zusammensetzung durch eingehende Versuche ermittelt worden war. Der Zuschlag wurde in einem Mischer zunächst vorgemischt, um den Eingang der Stoffmischung auszuschalten. Die Mischung hatte ein Raumgewicht von 1,8 t/m³; sie wurde durch zahlreiche Wägungen geprüft. 1 m³ fertiger Bogenbeton wog unter Berücksichtigung der Verdünnung durch das Eisen 2,3 t. Das Ersatzgewicht war auf der Fahrbahn unter Berücksichtigung der mittelbaren Übertragung durch die Hängestangen so zulagern, wie im Bogen selbst verteilt. Für die Bogen selbst waren die Gewichte daher auf die Fahrbahnebene herabzuprojizieren, für die Ver-

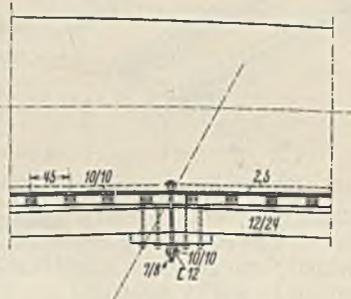


Abb. 17. Befestigung der Schalung.

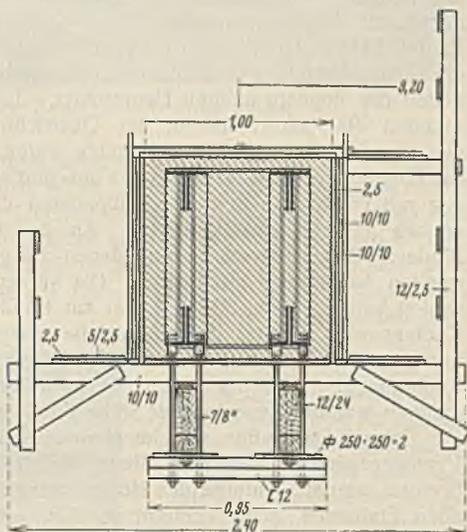


Abb. 18. Querschnitt durch einen eingeschalteten Bogen.

bände an den Auflagerstellen entsprechend ihrem Auflagerdruck zu lagern. Die Ersatzlast wurde nach Raummaß aufgebracht. Als Meßgefäß diente ein Kipper von 0,65 m³ Inhalt, dessen Füllung durch Abziehen über den langen Seiten leicht konstant gehalten werden konnte. Zur weiteren Kontrolle dienten verschiedene Unterteilungen auf der Fahrbahntafel. Das Material wurde zu beiden Seiten der Fahrbahn bis 1,20 m Höhe gelagert und nach außen durch eine Holzwand gestützt, die an den Hängestangen befestigt war. Die Belastung wurde nach einem genauen Verteilungsplan prozentual der Endbelastung steigend aufgebracht. Nach Belastung mit jeweils 25% folgte eine Prüfung. Die Kämpferstücke der Bogen, für die die Belastung nicht mehr auf der Fahrbahn gelagert werden konnte, weil sie infolge der mittelbaren Lastübertragung zum Teil auf die Pfeiler abgestützt worden wäre, wurden zusammen mit den Querträgern VIII neben den Kämpfergelenken sofort bei der Vorbelastung betoniert.

Das Einbringen des Betons in die Bogenschalung geschah im unteren Drittel des Bogens mit Hilfe eines Förderbandes, das auf den Pfeilern stand. In die oberen Bogenteile wurde der Beton mittels eines kleinen, sehr leicht gebauten Wagens gefördert, der auf 60er Schienen auf dem Bogenrücken fuhr und durch eine kleine Reibungswinde vom Scheiteltgelenk aus gezogen wurde. Wie aus Abb. 19 zu ersehen ist, konnte die zylindrische Trommel des Wagens um ihre Achse gedreht werden, sie entleerte den Beton zwischen den Schienen in die Mitte des Bogens. Die Konstruktion des Wagens hat sich gut bewährt, sie gestattete ein nochmaliges Umrühren des Betons vor dem Kippen und machte den Gebrauch von Mischblechen und Schaufeln überflüssig. Das Fließen des Betons wurde von Hand durch Stochern und durch Klopfen mit zwei kleinen Preßluftschlämmern mit Gummiköpfen an die Schalung erzielt. Durch diese Maßnahmen konnte überall eine dichte Umhüllung der Eisen erreicht werden. Der Arbeitsvorgang (Abb. 20) selbst vollzog sich in der Weise, daß eine Kolonne von drei Mann das Belastungsmaterial mittels Schubkarren zur Mischmaschine fuhr; dort folgte die Zugabe von Wasser und Zement nach Gewicht. Zum Ausgleich dieses Zuschlages wurde der entsprechende Gewichtsanteil an Belastungsmaterial abgelagert. Zum Einbauen des plastischen Betons genügte vier Mann, von denen zwei die Schalung beklopften. Zum Betonieren eines halben Bogens war eine Doppelschicht erforderlich. Einschließlich aller Nebenarbeiten und einschließlich der Vorbelastung kostete die Betonarbeit 6,9 Std. Facharbeiter + 4,4 Std. Hilfsarbeiter.

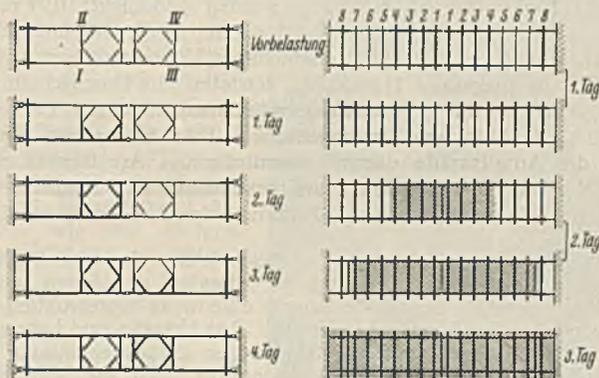


Abb. 21. Schaubild des Arbeitsvorganges.

Der beschriebene Arbeitsvorgang, dessen Reihenfolge in Abb. 21 schematisch dargestellt ist, war im Herbst 1928 entworfen worden, weil zu jener Zeit mit starkem Hochwasser gerechnet werden mußte. Der ursprüngliche Plan, den hölzernen Montagebock zum Gießturm umzubauen,

mußte aus diesem Grunde aufgegeben werden. Von allen Arbeitsverfahren, die ohne Einbau im Fluß durchgeführt werden konnten, wurde das oben beschriebene gewählt, weil es eine einwandfreie Verarbeitung des Betons gewährleistet²⁾.

Nach dem Abbinden des Betons der Bogen wurde die Schalung der Fahrbahnplatte in ähnlicher Weise wie jene der Bogen an den Querträgern befestigt. Das Betonieren der Fahrbahn folgte ohne Vorbelastung. Mit Rücksicht auf das große Gewicht der Fahrbahn, das eine gleichförmige Druckspannung in dem zunächst noch spannungslosen Beton der Bogen erzeugte, wurde der Beton nach einem genau berechneten Plan eingebracht. Durch diesen war es möglich, unvermeidliche Zugspannungen im Beton der Bogen niedrig zu halten und die Druckspannungen allmählich zu steigern. Der Beton wurde von den auf beiden Pfeilern stehenden Mischmaschinen mittels Kipper von beiden Seiten her eingebracht. Nach Entfernen der Schalung wurden die Gurtstöße an den Kämpfergelenken vernietet, die Zusatzbewehrung eingebaut und die Kämpfer zubetoniert. Während der gesamten Ausführung wurde die Formänderung des Tragwerkes beobachtet. Zur Messung der waagerechten Verschiebungen der Scheitel diente ein seitlich aufgestellter Theodolit; waagerechte Verschiebungen traten jedoch nicht auf. Die senkrechten Verschiebungen wurden durch zwei Nivellierinstrumente gemessen, die auf den Vorköpfen der Pfeiler aufgestellt waren. Zur Ablesung waren an den mittleren Hängestangen kleine Tafeln mit Zentimeterteilung nach Art der Nivellierlatten befestigt, die Zielachse wurde durch Festlegepunkte gesichert. Die Ergebnisse der Messungen sind in der beigelegten Übersicht Abb. 22 zeichnerisch zusammengestellt. Infolge starker Sonnenbestrahlung traten am Tage erhebliche Hebungen der Scheitel ein. Nach Beendigung der Betonierungsarbeiten betrug die bleibende Senkung 54 mm, die mit der rechnerisch ermittelten gut übereinstimmt.

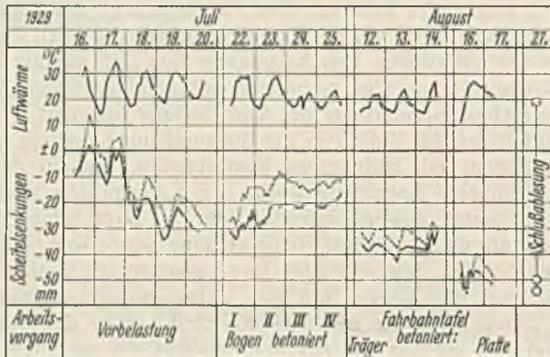


Abb. 22. Schaubild der Scheitelbewegungen.

Nach Fertigstellung der Pflasterung der Fahrbahn fand eine Belastungsprobe statt. Als Verkehrslast wurden zwei 17-t-Dampfwalzen und zwei 9-t-Lastkraftwagen mit Anhänger in ungünstigste Laststellungen gebracht. Die senkrechten Verschiebungen wurden beobachtet. Infolge Erwärmung trat während der Belastung eine geringe Hebung der Scheitel ein, so daß keine brauchbaren Messungen erzielt werden konnten.

Die Ausführung der Arbeiten erforderte eine gesamte Bauzeit von 15 Monaten. Infolge des ungewöhnlich strengen Winters mußte der Betrieb von Dezember bis März vollständig eingestellt werden, so daß 12 Monate an der Ausführung gearbeitet wurde. In dieser Zeit wurden geleistet: 22 000 m³ Erdarbeiten für die Gründung und Abgrabung des Flußgeländes mit 30 000 m² Rasenandeckung und 6220 m³ Beton mit 7500 m² Schalung; 1040 m² eiserne Spundwände wurden gerammt. Bezogen auf 1 m² lichte Stromöffnung wurden gebraucht: 0,71 m³ Beton und 3,2 m² Schalung, 180 kg Konstruktionseisen St 37 einschließlich Stahlguß 50,81 R und 64 kg R-E. Im dreischichtigen Vollbetrieb waren 142 Mann beschäftigt, die insgesamt 118 400 Std. leisteten. Im Durchschnitt bestand die Belegschaft aus 3,3% Vorarbeitern (Stammleuten), 31,2% Facharbeitern und 65,5% Bauhilfs- und Erdarbeitern. Mit Ausnahme der Vorarbeiter wurden die Arbeitskräfte durch Vermittlung des Arbeitamtes Siegburg eingestellt. Die Gesamtkosten des Brückenbaues einschließlich der Abgrabung des Flußgeländes, der Regulierung des Flußlaufes an der Bau-

²⁾ Im Dezember 1928 wurde in dieser Weise die Eisenkonstruktion der Stromöffnung betoniert. Kurz nach Beginn der Arbeit wurde die Konstruktion zerstört und später durch eine neue Konstruktion ersetzt, die im vorstehenden beschrieben wurde. Auf Ursache und Lehren dieses Unfalles soll am Ende dieser Ausführungen zurückgekommen werden. Da das Gerät von der ersten Ausführung her noch zur Stelle war und der Arbeitsvorgang sich damals bewährt hatte, lag kein Grund vor, von dem einmal gefaßten Plane abzuweichen, wengleich Jahreszeit und Witterung auch die Errichtung eines Gießturmes im Fluß gestattet hätten. Hierzu kam, daß die rechnerische Verfolgung dieses Arbeitsvorganges in der Berechnung der Stahlkonstruktion zu dem Ergebnis geführt hatte, daß die asymmetrische Durchführung der Betonierung die Standsicherheit der Stahlkonstruktion nicht gefährden konnte.

stelle und des Anschlusses der Straßen auf dem rechten und linken Ufer beliefen sich auf 530 000 RM.

Bereits im September 1929 wurde der Nahverkehr für Fußgänger und im Oktober für Fahrzeuge über die Brücke gestattet. Am 9. November wurden Bauwerk und Straßenzug mit einer schlichten Feier amtlich dem öffentlichen Verkehr übergeben.

Die vorstehende Beschreibung der Konstruktion und Ausführung umfaßt das vollendete Bauwerk. Die Ausführung der Eisenbetonarbeiten war der Firma Hüser & Cie., Obercassel, als Generalunternehmerin übertragen. Konstruktion und Lieferung der Eisenkonstruktion des Strombogens geschah durch die Gutehoffnungshütte Oberhausen Abt. Sterkrade nach deren Ausarbeitungen und Berechnungen. Die Bauüberwachung lag in Händen des zuständigen Kreistiefbauamtes Siegburg.

IV. Der Bauunfall vom 8. Dezember 1928.

Es ist in Fachkreisen bekannt, daß sich beim Bau ein Unfall ereignete. Die Generalunternehmerin hatte zunächst Ausarbeitung und Lieferung der Eisenkonstruktion der Stromöffnung an eine andere Eisenbauunternehmung vergeben. Das von dieser gelieferte Eisengerüst wurde beim Beginn der Betonierungsarbeiten am 8. Dezember 1928 zerstört³⁾.

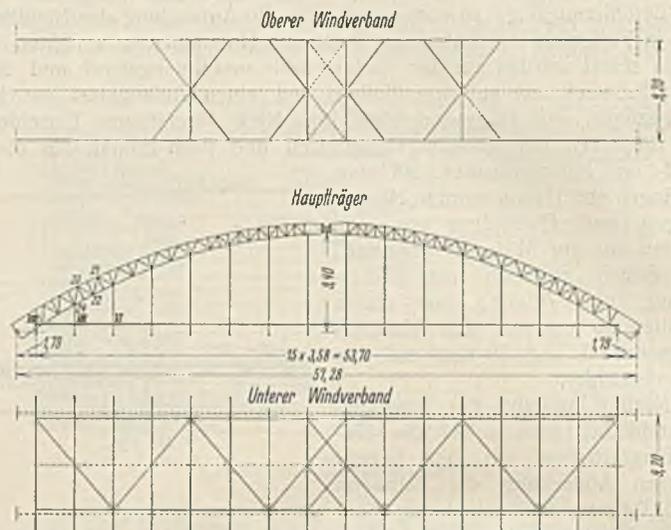


Abb. 23. System der ersten Eisenkonstruktion.

Das Systemnetz dieser ersten Konstruktion ist in Abb. 23 dargestellt. Die beiden Dreigelenkbogenbinder wurden durch vier Querriegel verbunden, die aus 1 m hohen Fachwerkträgern bestanden. Die Mitten dieser Querriegel waren durch Rundisenanker mit Spanschlössern mit den beiden Scheiben des Tragwerkes verspannt. Von diesen sollten die gestrichelt dargestellten nach der Betonierung wieder entfernt werden. In der Ebene der Obergurte der Querträger war ein Windverband für die Fahrbahnplatte aus Winkeleisen angeordnet. Abb. 24 zeigt Einzelheiten der doppelwandigen Hauptträger. Je zwei Γ 120 · 80 · 12 St 48 bildeten die Gurte, die in der Querrichtung durch eine Flacheisenvergitterung $\#$ 80 · 10 verbunden waren. Das Fachwerk der Wände der Bogenträger bestand aus einem auf- und abwärts verlaufenden Strebenzug mit Pfosten an den Anschlußpunkten der Hängestangen und zahlreichen anderen Knotenpunkten. An den Gelenkpunkten besaßen die Binder Vollwandquerschnitte, an denen die gleichen Gelenke wie bei der zweiten Ausführung anschlossen. Die kurzen Schenkel der beiden Gurtwinkel hatten 10 mm Abstand, der zur Einführung der Wandstäbe in die Knotenpunkte diente. Als Wandstäbe waren einwandige Querschnitte, und zwar L 80 · 80 · 10 und $\#$ 100 · 10 verwendet, die in außermittigen Knotenpunkten einseitig angeschlossen waren. Nur an wenigen Knotenpunkten war der Anschluß der Stäbe durch aufgesetzte Laschen verstärkt.

Diese Konstruktion war im Herbst 1928 aufgestellt worden. Durch Verzögerungen in der Aufstellung konnte sie erst Anfang November beendet werden. Infolge der Hochwassergefahr mußte das Flußbett von allen Einbauten sofort geräumt werden, eine Maßnahme, die dringend erforderlich war, wie das Hochwasser vom 24. bis 28. November (Abb. 25) bewies. Mit Rücksicht auf diese Verhältnisse war der auf S. 153 beschriebene Arbeitsvorgang für das Betonieren ausgearbeitet worden, der in völlig gleicher Weise, wie der vorstehend bei Betonierung der zweiten

³⁾ Ein anschließender unerquicklicher Firmenstreit zwischen Bestellerin und Herstellerin dieser ersten Eisenkonstruktion veranlaßte erstere, den Auftrag auf Ausführung einer neuen Eisenkonstruktion an die Brückenbauanstalt der Gutehoffnungshütte zu vergeben und ihren Anspruch auf Schadenersatz durch Anstrengung eines Zivilprozesses zu verfolgen. Nach zweijähriger Dauer wurde der Prozeß, an dem namhafte Sachverständige mitgearbeitet haben, durch Zahlung eines angemessenen Schadenersatzes auf dem Vergleichswege beendet.

Konstruktion beschriebene, zur Durchführung gelangte. Nachdem vom 2. Dezember 1928 ab die Vorbelastung in der beschriebenen Weise ausgeführt war, begann die Betonierung des rechtseitigen Unterstrombogens am 8. Dezember. Die Scheitlbewegung des Bogens war dauernd beobachtet worden und zeigte nach Beendigung der Vorbelastung keine Veränderungen mehr. Temperaturbewegungen wurden infolge der kühlen Witterung nicht beobachtet. Als der oben erwähnte Bogenteil zu zwei-drittel betoniert war, stürzte die Konstruktion ohne vorherige Anzeichen plötzlich zusammen. Von den auf der Brücke beschäftigten Leuten erkrankte ein Mann. Dieser war anscheinend in der Verwirrung und Dunkelheit von seinem gesicherten Arbeitsplatz ins Wasser gesprungen.

Nachdem die größtenteils gebrochene Schalung entfernt war, ließ sich der Zustand der Eisenkonstruktion feststellen. Abb. 26 zeigt eine Schrägaufnahme der Trümmerstätte von der Brückenbahn auf dem rechten Strompfeiler in Richtung der Brückenachse. Die linksseitigen Scheiben der beiden Bogen waren in der Nähe der Knotenpunkte 23 zerstört. Dem Befunde nach war die Zerstörung zuerst am linken Unterstrombogen und erst dann in ganz ähnlicher Weise am Oberstrombogen entstanden. Infolge der durch die Zerstörung eingetretenen Bewegung dieser Tragwerkteile waren die Kämpfergelenke auf der linken Seite an den Laschen festgeklemmt, so daß die Bogen hier in den Lagern verblieben. Die rechten Scheiben der Dreigelenkbinder waren aus den Kämpfergelenken in den Fluß gestürzt. Wie aus dem Lichtbilde nach der Lage der Hängestangen zu erkennen ist, lag die Fahrbahnkonstruktion mit der

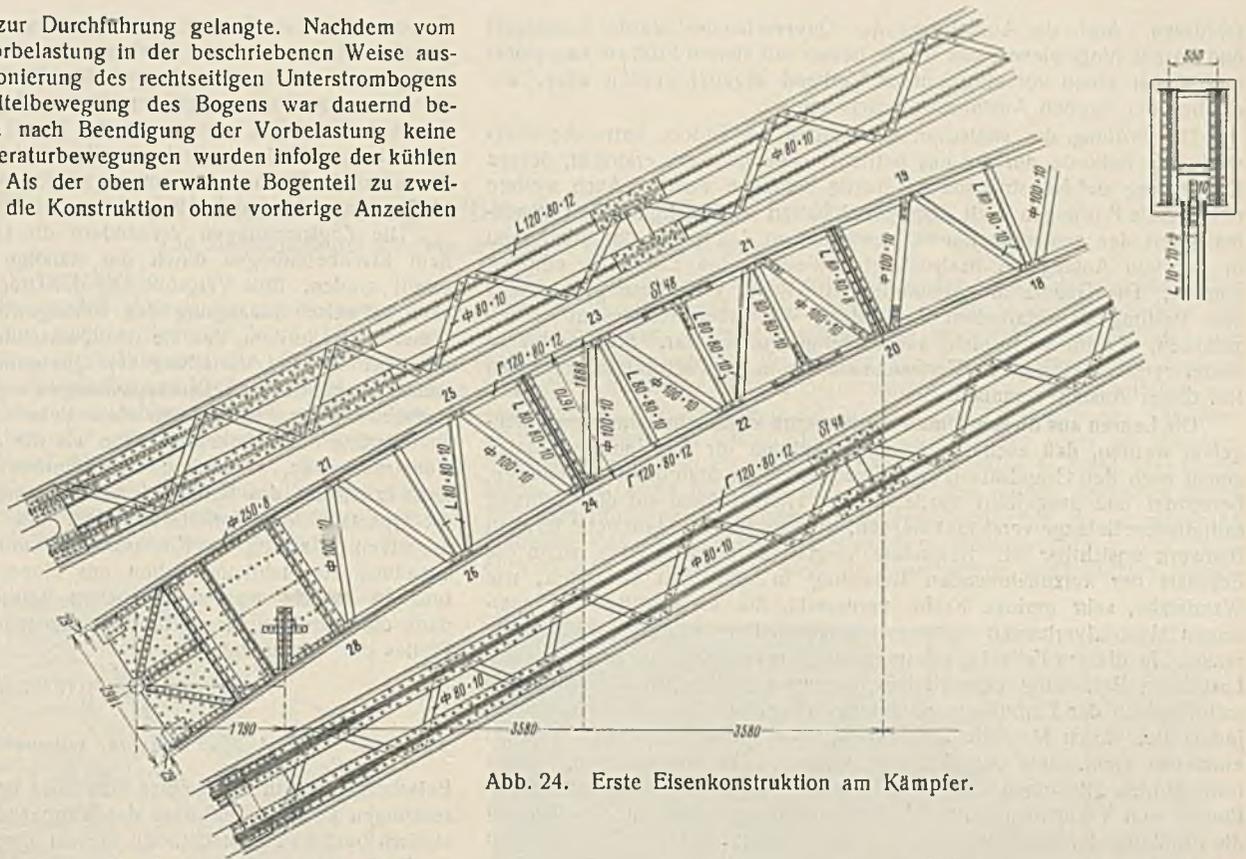


Abb. 24. Erste Eisenkonstruktion am Kämpfer.

auch die vorsichtig aufgebrachte Belastung zunächst getragen hat, kann nur darin gefunden werden, daß die Gurte an den Knotenpunkten durchgeführt waren. Eine genaue Berechnung des ausgeführten Systems, das infolge der durchlaufenden Gurte hochgradig statisch unbestimmt ist, kommt praktisch nicht in Frage. Sie war auch von der Herstellerin gar nicht beabsichtigt oder ausgeführt worden. Man hatte vielmehr das System als Fachwerk idealisiert und mittels Cremonaplan untersucht. Hierbei hatte man den Gesamtbelastungsfall zugrunde gelegt und geglaubt, im Hinblick auf die vermeintliche reichliche Sicherheit der Konstruktion auf die Untersuchung der einzelnen Laststufen verzichten zu dürfen. Nun lieferte der Cremonaplan für die Gurtstäbe große Werte, die zudem durch Ritterschnitt leicht zu prüfen waren, für die Wandstäbe jedoch sehr kleine Werte, die nur rd. $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{70}$ jener der Gurtstäbe betragen. Eine kleine, oft unvermeidliche Ungenauigkeit beim Zeichnen des Cremonaplanes konnte daher verhängnisvoll werden, wenn sich hierdurch das Vorzeichen der Stabkraft umkehrte, wie auch elnige Male geschehen.

Besonders gefährdet war der Wandstab D 22/23 aus Fl. 100/10 bestehend. Nach dem Cremonaplan sollte er im Gesamtbelastungsfall + 3,2 t (Zug) erhalten. In Wirklichkeit erhielt er schon unter dem Eigengewicht der Eisenkonstruktion - 1,4 t (Druck). Diese Druckkraft steigerte sich nach Anbringen der Schalung usw. und der Vorbelastung bis auf - 4,1 t. Dieser Last hielt der Stab vorerst noch stand, wohl infolge der durchlaufenden Gurtstäbe und vielleicht auch infolge der versteifenden und verteilenden Wirkung der genau angepaßten Schalung, und knickte erst aus, als bei dem erwähnten unsymmetrischen Betonieren die Druckkraft um weitere 1,1 t anwuchs. Wäre dieser Stab jedoch, wie bereits für Eigengewicht erforderlich, wie die übrigen Druckstäbe in L 80-80-10 ausgeführt worden, so hätte er sogar die dreifache Last mit der vorgeschriebenen doppelten Sicherheit tragen können!

In erster Linie ist die Ursache des Unfalles der unrichtigen Ausbildung dieses Wandstabes beigemessen worden, sodann den außermittigen Knotenpunkten und ihren knappen, einnetigen An-

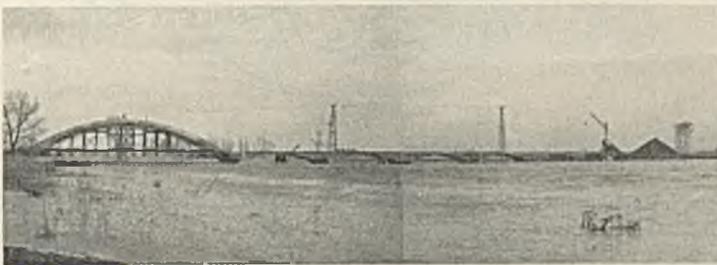


Abb. 25. Die Baustelle im Hochwasser.

Bohlenabdeckung und der aufgebrachten Vorbelastung unter Wasser in der Brückenachse, die Bogen selbst waren nach dem Auflegen auf die steifen Hängestangen seitlich nach Unterstrom umgekippt. Abb. 27 zeigt den Zustand des linken Unterstrombogens am Knotenpunkt 23. Man erkennt auf der linken Seite eine Diagonale 23/22 und auf der rechten zwei Diagonalen 23/24, sämtlich aus Fl. 100-10 bestehend. Die Nietanschlüsse der Wandstäbe waren fast überall zerstört.



Abb. 26. Blick auf die zerstörte Eisenkonstruktion.

Zur Aufklärung des Unfalles wurde die Konstruktion zunächst eingehend für die einzelnen Laststufen untersucht. Es ergab sich, daß unter der üblichen Annahme reibungsloser gelenkiger Knotenpunkte bereits das Eisengewicht allein der fertig aufgestellten Konstruktion in einzelnen Wandstäben, die als Zugstäbe mittels Flacheisen ausgeführt waren, Druckkräfte erzeugte. Die weiteren Laststufen — Fahrbahnabdeckung, Schalung und Vorbelastung — vergrößerten diese Druckkräfte. Eine Erklärung für die Tatsache, daß die Konstruktion ihr Eigengewicht und

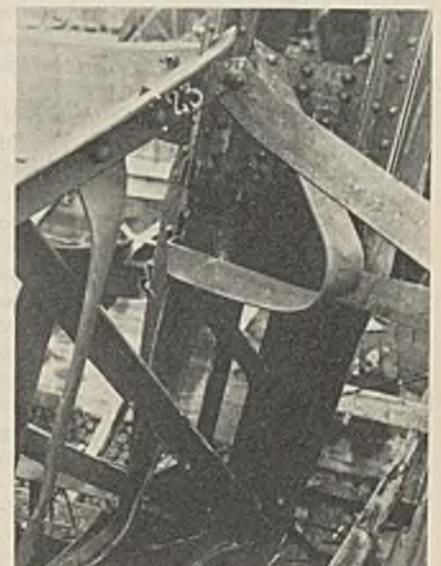


Abb. 27. Zerstörung am Knotenpunkte 23.

schließen. Auch die Ausführung des Querverbandes wurde bemängelt und darauf hingewiesen, daß dieser besser mit steifen Streben ausgeführt und durch einen vorübergehenden Verband ergänzt worden wäre, wie es bei der zweiten Ausführung geschehen ist.

Die Prüfung der statischen Berechnung der Brücke hatte die überwachende Behörde nur auf das betriebsfertige Bauwerk erstreckt, dessen Berechnung und Konstruktion für richtig befunden wurde. Auch weitere eingehende Prüfungen nach dem Unfall hatten die Richtigkeit und Zweckmäßigkeit der geplanten Bauart bewiesen, so daß gegen den Weiterbau in der von Anfang an beabsichtigten Weise keine Einwände erhoben wurden. Die Generalunternehmerin hatte keine Veranlassung, ihrerseits eine Prüfung der statischen Berechnung der Brückenbauanstalt herbeizuführen, die ihr auch nicht ausgehändigt worden war. Sie war hierzu weder verpflichtet, noch im Vertrauen auf den in der Fachwelt anerkannten Ruf dieser Anstalt veranlaßt.

Die Lehren aus diesem Unfall können kurz allgemein dahin zusammengefaßt werden, daß auch die Eisenkonstruktion für die Bauweise Melan genau nach den Grundsätzen und Vorschriften für Stahlbauten entworfen, berechnet und ausgeführt werden muß. Hierbei kann auf die Wahrung ästhetischer Belange verzichtet werden, weil die Konstruktion beim fertigen Bauwerk unsichtbar ist. Besondere Sorgfalt ist dann geboten, wenn die Eigenart der aufzunehmenden Belastung in einzelnen Bauteilen, wie Wandstäbe, sehr geringe Kräfte verursacht, die im Hinblick auf sparsamen Materialverbrauch zu einer schwachen Bemessung dieser Bauteile reizen. In diesem Falle ist genau zu untersuchen, ob eine Änderung der Last beim Betonieren eine stärkere Bemessung erfordert. Grundsätzlich sollte jedoch der Einfluß einer veränderlichen, zufälligen Baulast, die auf jedem Bau durch Menschenansammlung oder Geräteverschiebung leicht entstehen kann, stets berücksichtigt werden. Die Aufzeichnung einiger Einflußlinien gibt einen klaren Einblick in jedes System. Der zusätzliche Einbau von Verbänden während der Ausführung sollte im Hinblick auf die Erhöhung der Sicherheit stets erwogen werden. Flacheisen dürfen grundsätzlich nicht verwendet werden.

V. Schlußbetrachtungen.

An die vorstehenden Ausführungen sollen noch einige Betrachtungen über Entwicklungsmöglichkeiten des Brückenbaues mit steifer Bewehrung angeschlossen werden. Viele Entwürfe sind in dieser Bauweise bei den verschiedenen Wettbewerben um Großbrückenbauten in den letzten Jahren eingereicht worden. Das Verfahren der Vorbelastung nach Spangenberg hat die einwandfreie Erzielung der Vorspannung ermöglicht und inzwischen seine Zweckmäßigkeit an zwei Ausführungen bewiesen. Ungeklärt ist zur Zeit noch die Frage der sogenannten „teilweisen Anhängung“. Bringt man nämlich das gesamte Betongewicht der Bogen als Vorbelastung in die steife Bewehrung, so ist der Bogenbeton nach seiner Erhärtung nicht nur spannungslos, sondern er erhält infolge der primären Schwindspannungen, die im Eisen Druck erzeugen, sogar eine Zugspannung. Man kann die Größe dieser Zugspannungen rechnerisch abschätzen, sie wachsen mit zunehmender Bewehrung. Aus diesem Grunde darf das Bewehrungsverhältnis nicht über ein gewisses Maß hinaus gesteigert werden. Es ist erwünscht, mit Rücksicht auf die Zugspannungen, die aus Verkehrsbelastung und Wärmeänderung entstehen, im Beton des betriebsfertigen Bauwerks Druckspannungen von genau bestimmter Größe und Verteilung zu erzeugen und hierdurch gleichzeitig den Aufwand an teurer Eisenkonstruktion einzuschränken. Fritsche, Prag⁴⁾, schlägt vor, die Bogenschalung in Form eines Holzbogens auszubilden und zur teilweisen Abstützung des Eisenbogens heranzuziehen. Die Formänderung der beiden Konstruktionen verschiedener Elastizität soll dauernd überwacht und durch Bedienung eingebauter Wasserdruckpressen in gewünschter Weise beeinflußt werden.

J. Melan, Prag⁵⁾, schlägt vor, zum gleichen Zwecke an Stelle der Holzbogen ein Hilstragwerk aus Kabeln zu verwenden und den Ausgleich von Tragwerk und Hilstragwerk durch eine Wasserdruckpresse im Scheitel der Eisenkonstruktion herzustellen.

Zu einer weiteren Lösung gelangte der Verfasser gelegentlich der Ausarbeitung des Hüserschen Entwurfes für die Hochbrücke bei Echelsbach. Für die Bauausführung waren Kabelkrane vorgesehen worden. Es lag daher nahe, Teile dieser vorhandenen Einrichtung für die teilweise Anhängung des Betongewichtes zu verwenden. Die Überspannung des Bauwerkes durch Kabel gestattet eine statische Umkehrung des Gedankenganges. Wir gehen in unserer Überlegung vom Vorspannungszustand der Konstruktion aus, wobei die Stahlkonstruktion ihr Eigengewicht, das Gewicht der Zusatzbewehrung, des eingebrachten Betons und vorübergehend auch noch das Gewicht der Schalung trägt. Nach Erhärtung des

Betons wird das Gewicht der Schalung entfernt, entlastet daher den Eisenbetonbogen, der im Zustande des Abbindens schwindet. Aus der Entlastung des Bogens und unter dem Einfluß des Schwindens entstehen in dem zuvor spannungslosen Beton Zugspannungen. Die primären Schwindspannungen erzeugen in der Eisenkonstruktion Druckspannungen, die in keinem Falle vermieden werden und immer durch einen Spannungsüberschuß des Eisens aufgenommen werden müssen. Diese Eisenspannungen bleiben daher hier außer Betracht.

Die Zugspannungen vermindern die Grund(Druck-)spannungen, die dem Eisenbetonbogen durch die ständige Last der Fahrbahnaufbauten erteilt werden. Eine Vergrößerung der Druckspannungen kann nun durch eine teilweise Anhängung des Betongewichtes erreicht werden. Von dieser ist zu fordern, daß sie den Querschnitten Druckspannungen erteilt, deren Größe und Verteilung im Querschnitt nach Belieben festgelegt werden kann. Diesen Druckspannungen zugeordnet kann eine Belastung gedacht werden. Bringt man diese Belastung nun vor und während der Betonierung im umgekehrten Sinn als die Materiallasten wirkend an der Konstruktion an, so können durch Entfernen dieser negativen Belastung nach Erhärtung des Betons deren Spannungen als Druckspannungen in die Querschnitte eingeleitet werden. Die Erteilung einer willkürlichen negativen Belastung der Konstruktion kann am einfachsten durch Überspannung der Stahlkonstruktion mit einem Kabel nach Art der Hängebrücken erreicht werden. Zwischen Belastung und Verseilung besteht dann die Beziehung der Kettenlinie, ausgedrückt durch die Gleichung des Pfeiles der Verseilung:

$$y = \frac{f}{m-1} (\cos \xi K - 1),$$

wo $m = \frac{P_k}{P_s}$ und $K = \text{Ar} \cos m$, entsprechend der Beziehung zwischen

Belastung und Stützlinie eines Gewölbes ist. Zur Ausschaltung der Seilrücken und des Einflusses der Wärmeänderung wird die Überspannung statisch bestimmt gemacht. Zu diesem Zwecke wird z. B. das eine Ende der Rückhaltekebel fest verankert, während das andere durch eine Presse nachgespannt werden kann. Erheblich einfacher ist die Anordnung eines frei schwingenden Hebels mit Dämpfung, der die Nachspannung der Seile und den Ausgleich infolge Wärmeänderung selbsttätig vollzieht. Seillinie oder Seileck und Belastung des Hebels bestimmen genau Größe und Verteilung der negativen Belastung über die Konstruktion. An einem

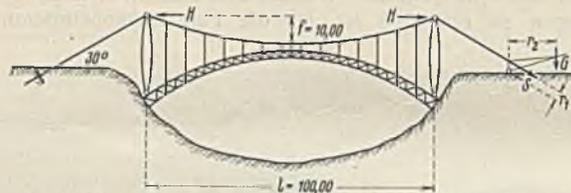


Abb. 28. Schematische Darstellung der Entlastung.

Beispiel seien die Zusammenhänge zahlenmäßig dargelegt. Legt man die Abmessungen der Abb. 28 zugrunde und nimmt zur Vereinfachung für die Seillinie Parabelform an, so ist:

$$H = \frac{q l^2}{8 f} = 125,0 q,$$

$$S = \frac{H}{\cos 30} = 144,0 q,$$

$$G = \frac{r_1}{r_2} \cdot S = \frac{1}{10} \cdot S = 14,4 q.$$

Nimmt man an, die gewünschte, in diesem Falle gleichförmig verteilte negative Belastung sei $q = 1,5 \text{ t/m}$, so wird $G = 21,6 \text{ t}$ und $S = 216,0 \text{ t}$. Benutzt man je zwei gebrauchte Förderseile Durchm. 56 mm zur Abspannung, so erhält man bei zweifacher Sicherheit eine Seilspannung von 94 kg/mm^2 . Die Ausbildung des Hebels kann unter Verwendung verspannter Breitflanschträger oder in Eisenbeton in Anlehnung an die örtlichen Verhältnisse geschehen.

Eine Verminderung des Gewichtes der Eisenkonstruktion kann weiterhin durch zweckmäßige Ausbildung des Systemnetzes erreicht werden. An der Forderung statischer Klarheit ist hierbei unbedingt festzuhalten. Eine Verringerung der Knicklängen der Gurtstäbe ist stets erwünscht. Gekreuzte Strebenzüge wie beim Rhombenfachwerk sind zur Aufnahme schiefer Zugspannungen im Beton zweckmäßig. Eine vergleichende Untersuchung derartiger Systeme im Hinblick auf Ausnutzung und Aufwand des Materials ist anzustreben. Von besonderem Wert sind Messungen der Beton- und Eisenspannungen an ausgeführten Bauwerken. Über das tatsächliche Verhalten steifer Eiseneinlagen im Beton ist noch wenig bekannt. Es ist zu hoffen, daß auch aus den eingeleiteten Versuchen an Säulen mit einbetonierten Walzträgern neue Erkenntnisse gewonnen werden.

⁴⁾ Bauing. 1929, Heft 2.

⁵⁾ B. u. E. 1930, Heft 14.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine neue, elektrisch geschweißte Straßenbrücke in Dresden.

Von Stadtamtsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Reinhold, Dresden.

1. Vorgeschichte.

Das große Ostragehege in Dresden (Abb. 1) ist ein Hochwasserarm der Elbe. Es entstand in seiner jetzigen Form im Jahre 1899, als auf dem damaligen Elbvorgelände ein hochwasserfreies Gebiet neu angeschüttet wurde, um auf ihm den städtischen Vieh- und Schlachthof zu errichten. Die Hauptzufahrtstraße zur Schlachthofinsel, die Pieschener Allee, liegt nicht hochwasserfrei. Sie wird bei einem Hochwasser von über + 3,1 m am Dresdner Pegel überflutet, ein Fall, der nach vieljährigen Aufzeichnungen jährlich durchschnittlich an 2,35 Tagen zu erwarten ist. Durch Rückstau von Westen wird die Ostrafurtrinne jedoch auch schon bei etwa 0,2 m niedrigeren Elbwasserständen unter Wasser gesetzt.

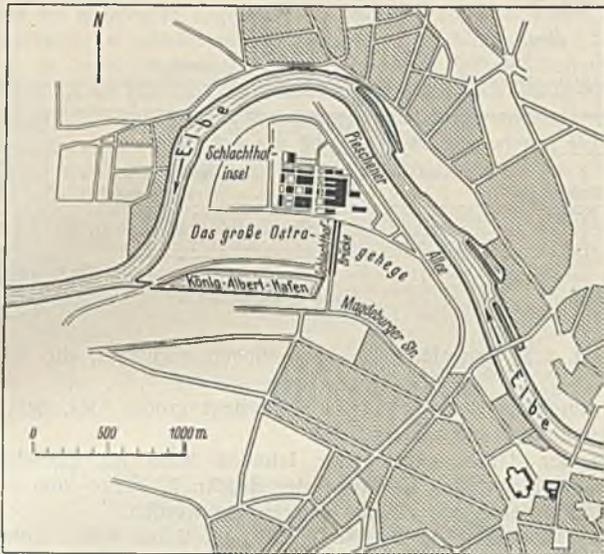


Abb. 1. Übersichtsplan.

würde, wurde für den Brückenneubau wieder eine Holzkonstruktion ins Auge gefaßt. Die neue Brücke sollte an der Stelle der alten Brücke, die abzurechen war, errichtet werden. Die öffentliche Ausschreibung der Arbeiten sah neben der Preisabgabe für den tiefbauamtlichen Entwurf auch die Aufstellung von Sonderentwürfen in anderen Baustoffen vor. Das Ergebnis der Ausschreibung brachte eine Überraschung: Die Ausführung in Holz war teurer oder mindestens ebenso teuer als die Ausführung nach einigen eingereichten Sonderentwürfen in Stahl oder Eisenbeton. Der Grund hierfür ist einerseits in den niedrig liegenden Eisen- und Zementpreisen zu suchen. Andererseits verteuerte die vorgesehene Tränkung der Holzkonstruktion nach dem Rüplingverfahren den Holzentwurf nicht unerheblich. Auch die Ausschaltung ausländischen Holzes,



Abb. 2. Die alte Schlachthofbrücke.

Schon im Jahre 1899 wurde daher zur Schaffung einer hochwasserfreien Verbindung zwischen Schlachthofinsel und dem Stadtteil Friedrichstadt (Magdeburger Straße) eine Holzbrücke errichtet (Abb. 2). Sie war als vorläufige Brücke gedacht, da die endgültige Brückenanlage von der Ausgestaltung schwebender Elbbrückenentwürfe abhängig gemacht wurde. Die Entwicklung in der Folgezeit, Kriegs- und Nachkriegszeit bereiteten jedoch alle Neubaupläne.

Die Brücke war als Sprengwerkkonstruktion in Kiefernholz erbaut worden. Für Brücken aus Nadelhölzern rechnet man im allgemeinen mit einer Lebensdauer von 15 bis 20 Jahren. Je mehr sich diese Zeit ihrem Ende neigte, um so mehr stiegen die Summen für Ausbesserungs- und Instandsetzungsarbeiten. Bereits im Jahre 1910 wurden umfangreiche Verstärkungen der Brücke vorgenommen, um sie für den Straßenbahnverkehr verwendbar zu machen. In der Folgezeit waren mannigfache Ausbesserungen an der Fahrbahndecke notwendig, außerdem verfaulten viele Tragpfähle in ihren in der Nähe der Erdoberfläche befindlichen Teilen und mußten durch Betonsöckel abgefangen werden. Die letzte größere Ausbesserung wurde im Sommer 1929 vorgenommen, als sich bei der Auswechslung der Straßenbahnschienen herausstellte, daß die tragenden Querhölzer im Gleisbereich stark angefault waren und sofort erneuert werden mußten.

Zur Feststellung des Bauzustandes der Brücke wurde im Jahre 1930 eine umfassende Untersuchung des gesamten Bauwerks durchgeführt. Sämtliche Tragpfähle sowie die Sprengwerkkonstruktion wurden mit Hilfe dünner Zuwachsbohrer angebohrt, so daß man Aufschluß über den inneren Zustand der Hölzer erhielt. Durch diese Untersuchung wurde festgestellt, daß der größte Teil des Holztragwerks angefault war. Es bestand in nicht zu ferner Zeit unmittelbar Gefahr für das Bauwerk, so daß man dem Gedanken eines Neubaus trotz der wirtschaftlich schwierigen Zeiten nähertreten mußte.

Das Tiefbauamt Dresden stellte daher einen Entwurf für den Neubau der Brücke auf und schrieb die Ausführung der Bauarbeiten im Sommer 1931 öffentlich aus. Mit Rücksicht darauf, daß eine etwa eintretende Erweiterung des Alberthafens nach Osten hin den Abbruch der neuen Brücke erfordern

das in den erforderlichen großen Abmessungen wesentlich billiger als deutsches Holz angeboten wurde, brachte es mit sich, daß Stahl und Eisenbeton erfolgreich in Wettbewerb treten konnten.

Einer der preislich am günstigsten liegenden Sonderentwürfe wurde von den Firmen Christoph & Unmack AG, Niesky, und Max Riedrich, Dresden, die sich zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammenschlossen hatten, eingereicht. Er sah eine elektrisch geschweißte Stahlkonstruktion mit darauf gelagerter Fahr- und Gangbahnplatte aus Eisenbeton vor. Durch die Verwendung des Schweißverfahrens und geschickte schweißgerechte Konstruktion war hier eine erhebliche Gewichts- und Kostenersparnis gegenüber ähnlichen Entwürfen erzielt worden. Da die gewählte Konstruktionsart ferner leicht einen Umbau (z. B. auch Hebung der Brücke) bei etwaiger Erweiterung des Alberthafens ermöglicht, wurde der Entwurf auf Vorschlag des Tiefbauamtes durch den Verwaltungsrat des städtischen Vieh- und Schlachthofes zur Ausführung angenommen. Der Auftrag wurde der obengenannten Arbeitsgemeinschaft erteilt, nachdem der Entwurf von den beteiligten Firmen und dem Tiefbauamt wesentlich umgearbeitet war.

2. Allgemeine Anordnung.

Die neue Schlachthofbrücke (Abb. 3 u. 4) ist im Zuge der alten Holzbrücke errichtet worden. Sie überbrückt die Ostrafurtrinne in einer Länge von 315,48 m fast genau rechtwinklig mittels 13 Brückenöffnungen, deren Stützweiten zwischen 22 und 26 m liegen. Auf 12 Pfeilerpaaren von länglich sechseckigem Querschnitt ruht die Stahlkonstruktion. Sie besteht aus 2 m hohen vollwandigen Blechträgern als Hauptträgern, die in einem gegenseitigen Abstände von 8,9 m mittels 22 Rollenlager und 6 fester Lager auf den Pfeilern und Widerlagern aufliegen. Sie sind als Gerberträger ausgebildet, weil man gerade bei der geschweißten Konstruktion die Einwirkung von Stützensenkungen ausschließen wollte. Zwischen den Hauptträgern spannen sich in gegenseitigen Abständen von etwa 4 m die ebenfalls vollwandig ausgebildeten Querträger. Auf den Querträgern ist dann die Eisenbetonrippenplatte der Fahrbahn aufgelagert. Ein Windverband ist nicht vorgesehen. Er wird vollständig durch die außerordentlich steife Eisenbetonplatte ersetzt. Ebenso hat die

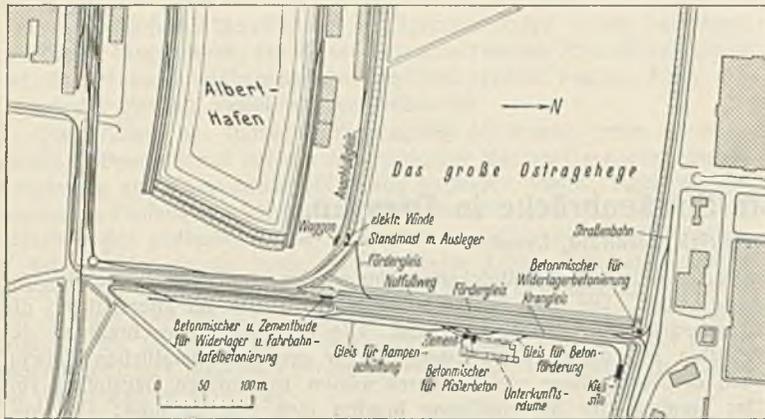


Abb. 3. Lageplan.

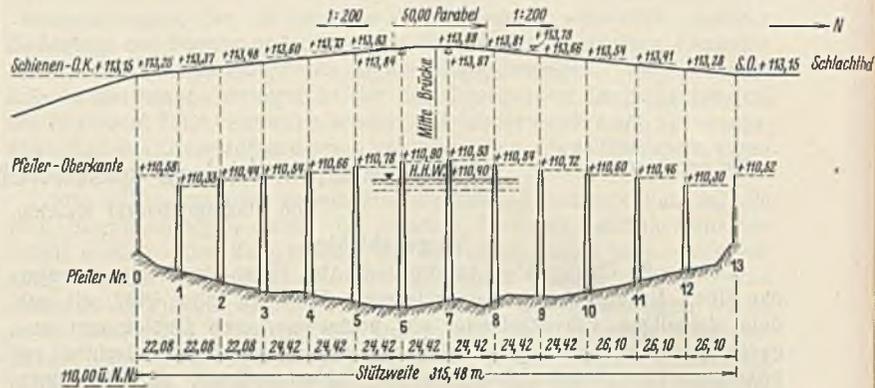


Abb. 3a. Überhöhter Längsschnitt.

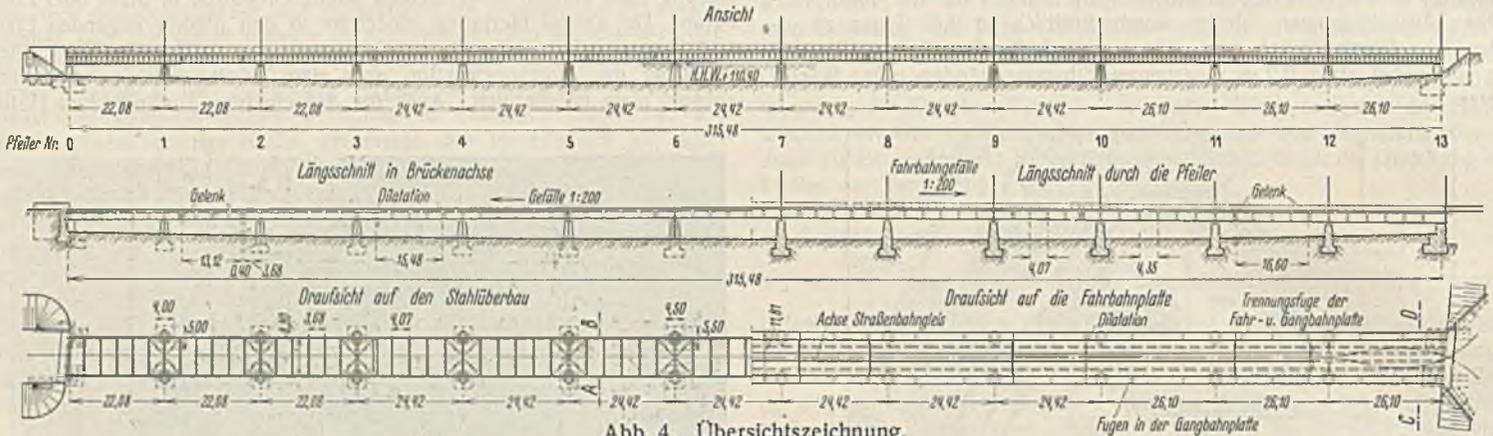


Abb. 4. Übersichtszeichnung.

Berechnung gezeigt, daß ein Bremsverband entbehrlich ist. Lediglich ein Montageverband ist als einfaches Kreuz über den Pfeilern angeordnet.

Die Fahrbahnbreite beträgt 8,5 m, sie ist um 1,5 m größer als bei der alten Holzbrücke. Diese Verbreiterung hat sich als erforderlich erwiesen, da ein gefahrloses Ausweichen von Straßenbahn und Lastkraftwagen bei der früheren Brückenbreite nicht gewährleistet war. In der Mitte der Fahrbahn ist eine eingleisige Straßenbahn angeordnet, die sich kurz vor dem nördlichen Widerlager in eine Gleisschleife gabelt. Die Gehwege von je 1,5 m Breite kragen über den Hauptträger aus.

Für die Ausführung galt allgemein DIN 1961. Für die Belastungsannahmen ist DIN 1072 (Ausgabe vom Oktober 1927), und zwar die Regellasten der Brückenklasse II maßgebend gewesen. Jedoch sind mit Rücksicht auf stärkeren Verkehr an schweren Kraftfahrzeugen für diese die Achslasten der Brückenklasse I (9-t-Lastwagen) zugrunde gelegt worden. Die Straßenbahnlasten ergeben sich aus Abb. 5.

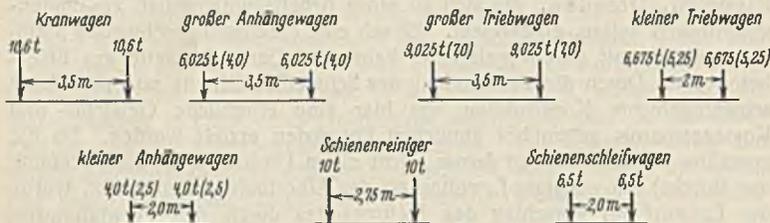


Abb. 5. Straßenbahnwagen. Achsdrücke in t; () bei leeren Wagen.

Das Längsgefälle der Brücke beträgt beiderseits 1:200 mit einem Übergangsbogen von 50 m Länge in Brückenmitte.

Mit Rücksicht auf die größere Breite der neuen Brücke machte sich auch eine Verbreiterung und Umpflasterung der südlichen Brückenrampe erforderlich.

Die alte Holzbrücke sollte so spät wie möglich abgebrochen werden, um die Verkehrsunterbrechung zum Schlachthof auf eine möglichst kurze Zeit zu beschränken. Daher wurden die Pfeiler zum größten Teil noch unter der bestehenden Brücke errichtet. Hieraus erklärt sich die ungleiche Wette der einzelnen Brückenöffnungen. Der bei HHW auftretende Brückenstau liegt unter 1 cm. Die Verkehrsbeanspruchung der Brücke beträgt täglich rd. 190 Straßenbahnzüge, wozu noch schätzungsweise 200 bis 300, an Schlachttagen etwa 300 bis 400 Kraftfahrzeuge kommen. Angaben über Pferdefuhrwerke fehlen.

3. Gründung, Pfeiler und Widerlager.

Für die Erd- und Betonarbeiten sind die Vorschriften DIN 1962, 1966, 1967 und 1047 maßgebend gewesen. Vor Beginn der Bauarbeiten

wurden auf dem Baugelände Probebohrungen angestellt, die folgendes ergaben:

1. In durchschnittlich etwa 4 m Tiefe liegt grober Kles, der für die Gründung brauchbar erscheint.
2. Ob der darüber anstehende lehmige Sand für die Gründung besonders auf der Nordseite der Brücke in Frage kommt, kann erst bei der Ausschachtung entschieden werden.
3. Die Mächtigkeit der Klesschicht beträgt 6 bis 8 m. Unter dem Kles liegt Plänerfels.
4. Das Grundwasser enthält bis zu 41,8 mg/l aggressive Kohlensäure. Es werden daher besondere Schutzmaßnahmen für den Gründungsbeton getroffen werden müssen.

Bald nach Beginn der Ausschachtungsarbeiten wurde zur Prüfung der Tragfähigkeit des Kleses eine Probebelastung der Klesschicht mit folgender Anordnung vorgenommen: Ein Pfahl von annähernd 30 cm Durchm. trug unten eine quadratische eiserne Belastungsplatte von 1000 cm² Größe und oben eine Plattform zur Aufbringung der Last. Der Pfahl war so abgestützt, daß ein Kippen nicht möglich war. Die Belastung wurde dadurch bewirkt, daß Ziegelsteine fortlaufend aufgebracht wurden, und zwar derart, daß die Zunahme des Gewichtes rd. 100 Ziegel in 3 min, d. h. als Pressung der Belastungsplatte gerechnet, etwa 0,1 kg/cm² in 1 min betrug. Das Gewicht der Ziegel war im Mittel zu 3,33 kg/Stück ermittelt. Das Gewicht der Belastungskonstruktion selbst war zu 1,2 t

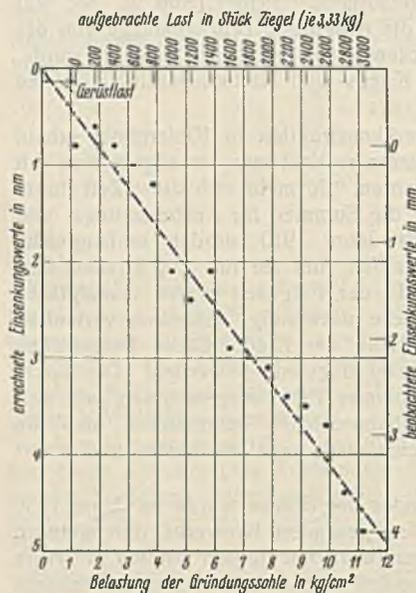


Abb. 6. Probebelastung. Fundament 5, West.

errechnet worden. An der Lastplattform war eine Latte mit Millimeter-einteilung befestigt, an der das Einsinken mittels eines Nivellierinstruments gemessen wurde. Infolge der Eigenart der ganzen Konstruktion bestand die Möglichkeit, daß die Plattform in geringem Grade seitlich schwanken konnte, so daß die Ablesungen des Nivellierinstruments um Bruchteile von Millimetern ungenau wurden. Die Belastungsplatte war etwa 20 cm

unter der Oberfläche der Aushubsohle angesetzt. Die Einsenkung ist aus Abb. 6 ersichtlich. Man erkennt, daß die Beobachtungspunkte sich um eine Gerade scharen. Die Einsenkungen folgen also bis zur Belastung von 11 kg/cm² dem Proportionalitätsgesetz. Die Abweichungen der Beobachtungspunkte von der Geraden sind eine Folge der erwähnten seitlichen Schwankungen des nicht immer genau mittig belasteten Gerüsts. Abb. 7 gibt zur Vervollständigung die Korngrößenkurve des

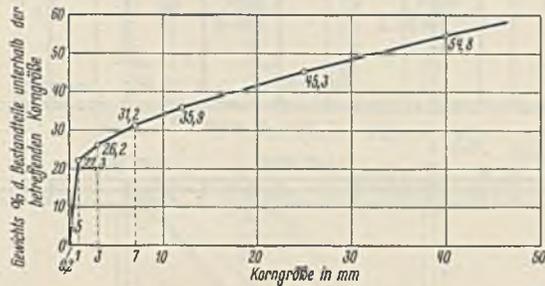


Abb. 7. Kornzusammensetzung des Kieses in der Gründungssohle.

Kieses an. Die für die Berechnung angenommene Bodenpressung von 3 kg/cm² ist nach dem Ergebnis der Probelastung durchaus zulässig. Die Sicherheit ist mindestens 3,7 fach, also reichlich hoch. Immerhin erschien es nicht angebracht, eine wesentlich höhere Bodenpressung zuzulassen, da an mehreren Stellen kleinere Faulschlammnester gefunden wurden, die die Tragfähigkeit ungünstig beeinflussen können. Die über dem Kies liegenden Schichten aus lehmigem Sand erwiesen sich bei der Aufgrabung nicht als genügend tragfähig. Sämtliche Pfeiler sind daher

auf dem Kies gegründet. Abb. 8 zeigt die Schnitte durch den Untergrund in der östlichen und westlichen Pfeilerreihe nach dem Ergebnis der Ausschachtungsarbeiten. Die Gründungssohlen sind eingetragen.

Die 12 Pfeiler — zur Kostenersparnis in Pfeilerpaare aufgelöst — sind nach Abb. 9 ausgebildet. Die mit einem rd.-Zeichen versehenen Maßzahlen stellen Mittelwerte aus den bei den einzelnen Pfeilern etwas schwankenden Werten dar. Zum Schutze der Fundamente gegen das betonangreifende Grundwasser wurde die Baugrube zunächst mit einer Auskleidung aus Hartbrandziegeln in fettem Zementmörtel versehen. In diesen Ziegeltrug wurde dann eine doppelte Schicht Bonitektappe mit heißer Asphaltklebemasse eingeklebt, worauf der Stampfbeton eingebracht wurde. Der obere Fundamentteil, der nur selten vom Grundwasser erreicht wird, erhielt einen doppelten Fixifanstrich. Die Pfeiler blieben schalungsrauh und wurden nach Beendigung des Anstrichs der Stahlkonstruktion lediglich mit Zementmilch geschlämmt.

Der Umbau der Widerlager gestaltete sich zum Teil recht schwierig. Man mußte umfangreiche Probeaufgrabungen an den alten Widerlagern vornehmen, um über Bauzustand, Abmessungen usw. Klarheit zu gewinnen. Zeichnungen hiervon fehlten. Die alten Widerlager erwiesen sich als brauchbar, so daß sie für den Neubau, wenn auch nicht zur Auflagerung der Stahlkonstruktion, so doch als Kammermauern wieder verwendet werden konnten. Um sie der Form der neuen Widerlager anzupassen, mußten zunächst umfangreiche Abstemmarbeiten vorgenommen werden. Die neuen Widerlagerpfeiler wurden sodann den alten Widerlagermauern unmittelbar angefügt. Mit Rücksicht auf die größere Breite der neuen Brücke wurde das Südwestwiderlager um 1,50 m nach Osten, das Nordwestwiderlager beiderseitig um je 0,75 m verbreitert. Alle neuen Wider-

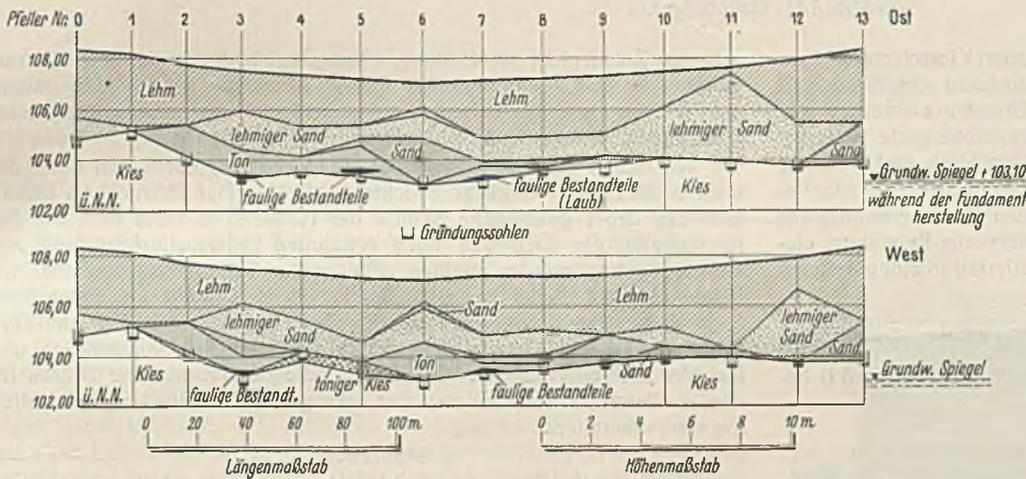


Abb. 8. Untergrundverhältnisse.

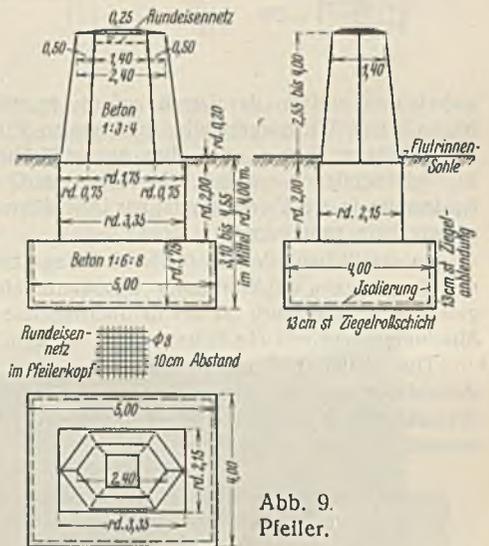


Abb. 9. Pfeiler.

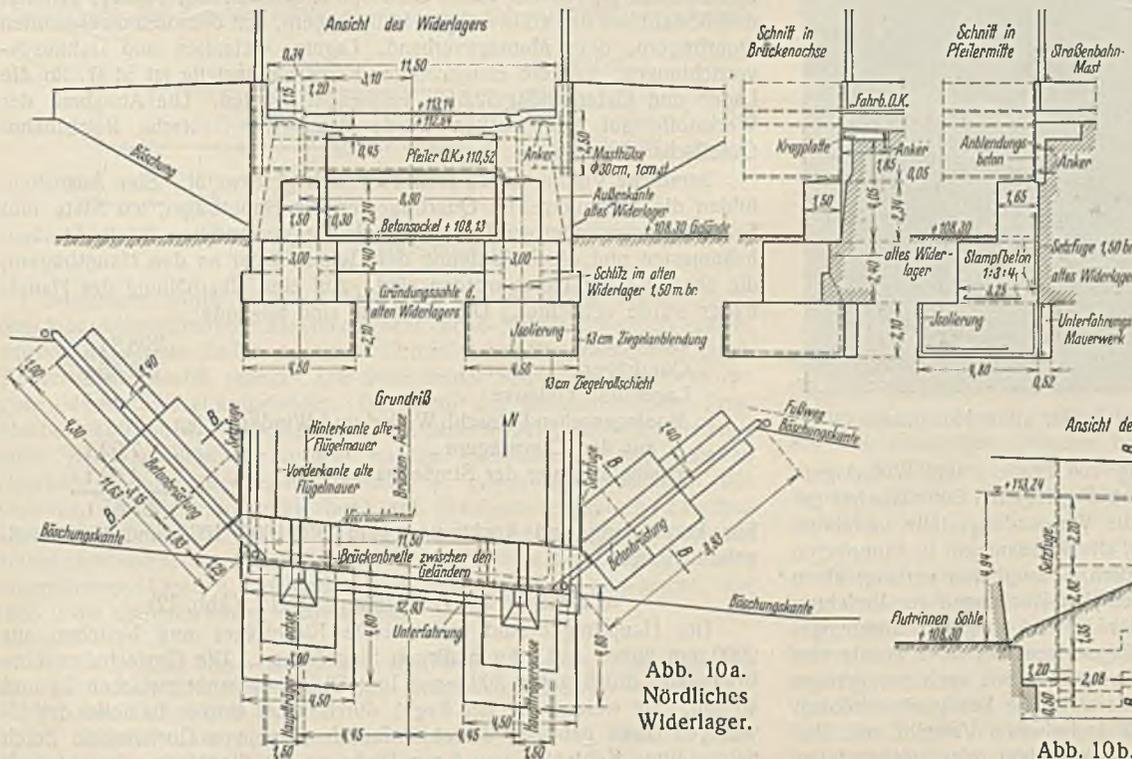


Abb. 10a. Nördliches Widerlager.

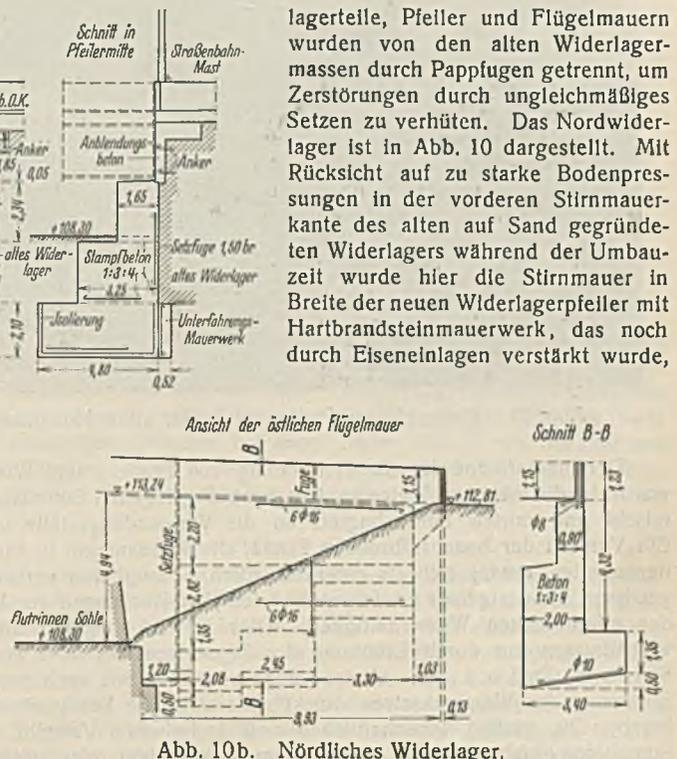


Abb. 10b. Nördliches Widerlager.

lagerteile, Pfeiler und Flügelmauern wurden von den alten Widerlagermassen durch Pappfugen getrennt, um Zerstörungen durch ungleichmäßiges Setzen zu verhüten. Das Nordwiderlager ist in Abb. 10 dargestellt. Mit Rücksicht auf zu starke Bodenpressungen in der vorderen Stirnmauerkante des alten auf Sand gegründeten Widerlagers während der Umbauzeit wurde hier die Stirnmauer in Breite der neuen Widerlagerpfeiler mit Hartbrandsteinmauerwerk, das noch durch Eiseneinlagen verstärkt wurde,

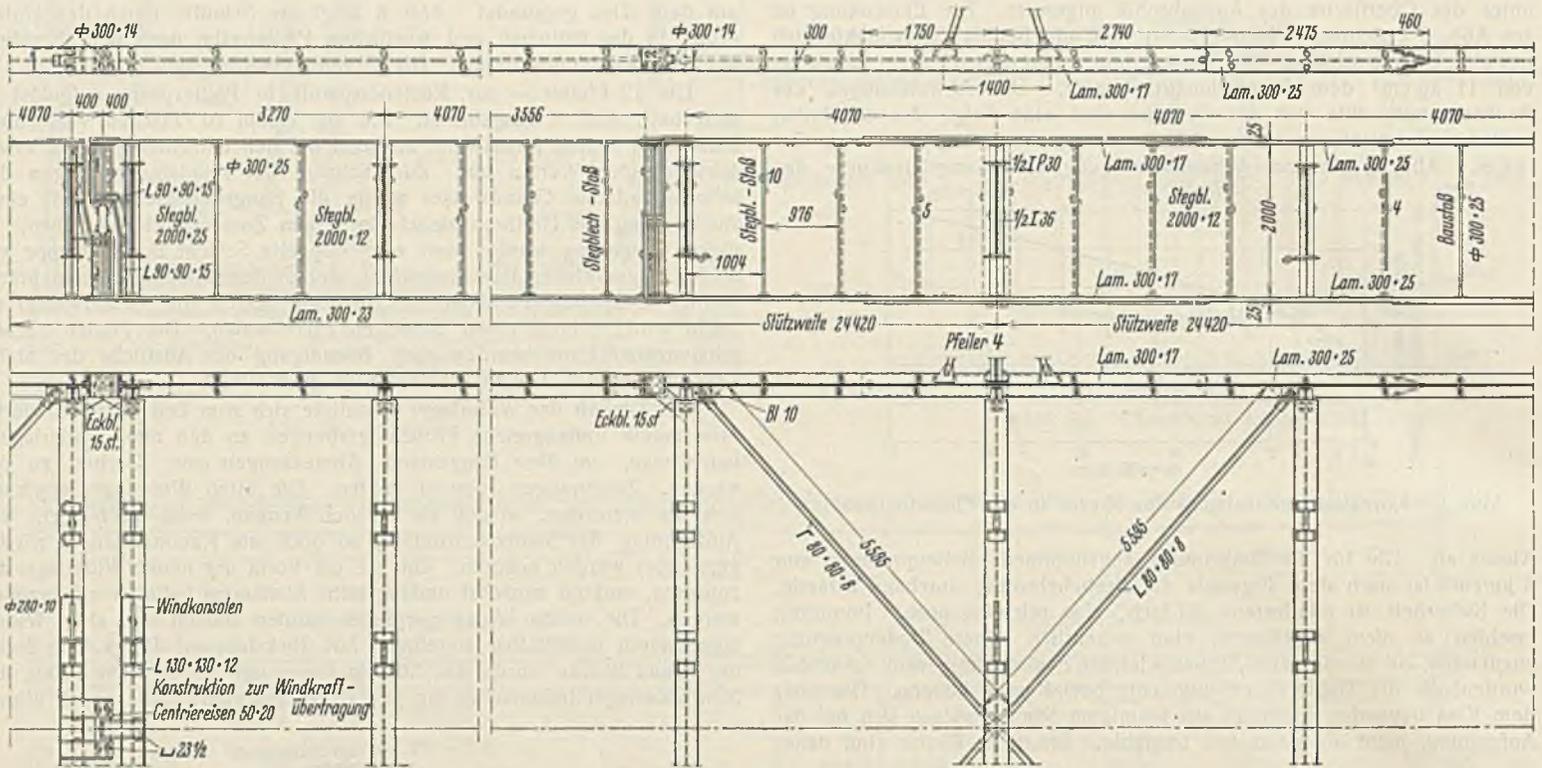


Abb. 12. Hauptträger.

unterfahren und so der Druck auf die tragfähigeren Kiesschichten übertragen. Die Widerlagerpfeiler und neuen Flügelmauern bei Nord- und Süd- und Widerlager haben, wo dies aus statischen Gründen notwendig war, Rundseisenlagen erhalten. In Höhe der Querträgerobergurte ist ferner beiderseits je ein Vierlochkanal zur Durchführung von Stark- und Schwachstromkabeln angeordnet.

In sämtlichen Pfeilern 0 bis 13 ist zur besseren Druckverteilung aus den Lagern etwa 0,5 m unter Oberkante ein Netz aus Rundseisen eingelegt (s. Abb. 9), auch ist der darüberliegende Pfeilerteil in einem fetteren Mischungsverhältnis (1 : 4) hergestellt worden.

Die Pfeiler 0, 6 und 13 haben feste Auflager, während alle übrigen Rollenlager erhalten haben. Diese drei Pfeiler sind zur Aufnahme der Bremskraft (auf die ganze Brückenbreite 6 t, d. h. je Einzelpfeiler 3 t) bemessen.

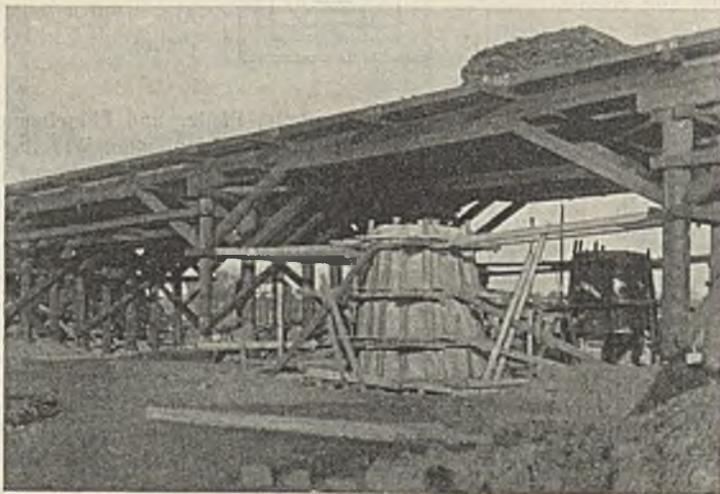


Abb. 11. Eingeschalter Pfeiler unter der alten Holzbrücke.

Der Stampfbeton für die Herstellung von Pfeilern und Widerlagern wurde in der üblichen Weise in dem zentral gelegenen Betonmischer gemischt und mittels Feldbahngleis an die Verwendungsstelle verfahren. Ein Versuch der bauausführenden Firma, die Fundamente in Pumpbeton herzustellen, erwies sich als unwirtschaftlich. Pumpbeton verlangt einen gewissen Mindestgehalt an feinen und feinsten Körnungen zur Erzielung der erforderlichen Wasserhaltigkeit. Dies ist bei mageren Mischungsverhältnissen nur durch Erhöhung des Zementzusatzes oder Zusatz von Steinmehl, Traß o. ä., also Verteuerung, möglich. Eine auch nur geringe Erhöhung des Wasserzusatzes drückt andererseits die Festigkeit erheblich herab. Die großen wirtschaftlichen und technischen Vorteile, die das Pumpbetonverfahren sonst bietet, kamen bei dem hier verwendeten

mageren Beton nicht zur Geltung. Außerdem bedingte der hohe Wassergehalt des Pumpbetons bei den großen Abmessungen der Pfeilerfundamente sehr lange, allerdings auch durch die niedrige Lufttemperatur (Mittel 10° C) bedingte Abbindezeiten.

Wie schon erwähnt, wurden die Pfeiler zum größten Teil unter der noch befahrenen Holzbrücke errichtet (Abb. 11). Der Abbruch der Brücke und der dabei gewonnene Befund der Holzteile übertraf noch die Befürchtungen, die nach den oben erwähnten Untersuchungen durch Anbohrung gehegt werden mußten. Ein großer Teil der rd. 40 cm dicken Pfähle, die die Pfeiler der alten Brücke bildeten, war bis auf eine etwa 5 cm dicke Randzone vollständig kernfaul und morsch. Ein ähnliches Bild boten die Balken und Zugbänder der Sprengwerkkonstruktion und fast alle übrigen Holzteile. Die Gefahr, die der Zustand der Brücke für den Straßenverkehr bedeutete, war sehr groß. Die Brücke war zweifellos stark überaltert.

4. Stahlüberbau.

Die Gesamtanordnung der Stahlüberbauten mit den drei verschiedenen Stützweiten von 22,08 m, 24,42 m und 26,10 m ist aus Abb. 4 ersichtlich. Der Überbau ist von der Firma Christoph & Unmack AG, Niesky, geliefert und besteht aus den vollwandigen Hauptträgern, den dazwischengespannten Querträgern, dem Montageverband, Lagern, Gelenken und Dehnungsvorrichtungen. Für die erstgenannten Konstruktionsstelle ist St 37, für die Lager und Gelenke Stg 52.81 S verwendet worden. Die Abnahme der Werkstoffe auf den Werken wurde durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft besorgt.

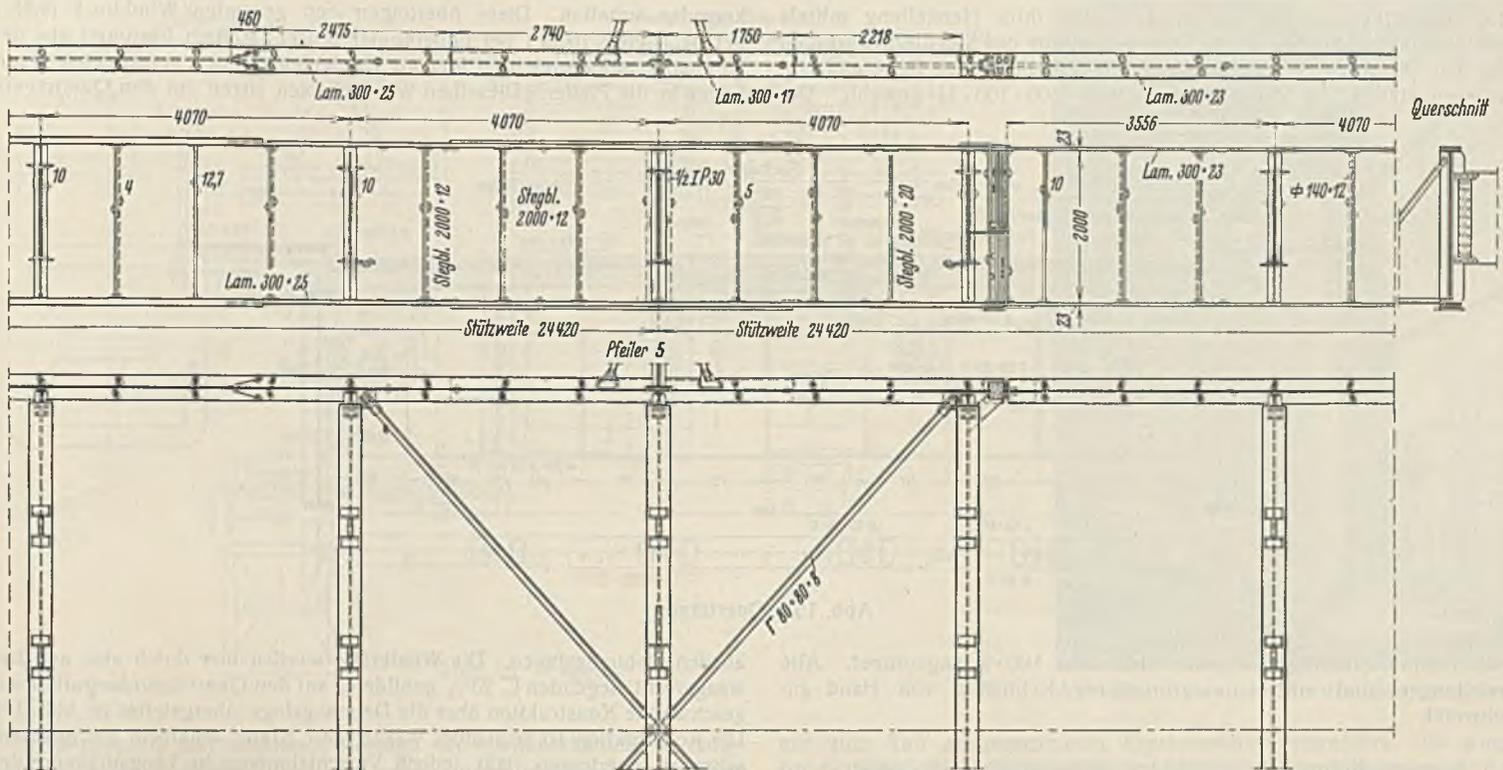
Sämtliche Verbindungen sind elektrisch geschweißt. Eine Ausnahme bilden die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger, wo Niete und Schrauben verwendet wurden, ferner die Tragkonstruktion für die Straßenbahnmasten und die Befestigung der Gelenkkörper an den Hauptträgern, die ebenfalls angenietet worden sind. Auf eine Überhöhung der Hauptträger wurde verzichtet. Die Gewichte sind folgende:

Hauptträger	298,84 t
Querträger	132,05 t
Lager und Gelenke	24,44 t
Montageverband einschl. Winkel und Windkonsolen auf den Querträgern	7,92 t
Mastbefestigung der Straßenbahnmaste	4,60 t
	<u>467,85 t.</u>

Für Berechnung und Ausführung sind DIN 1000, 1073 und 4100 maßgebend gewesen.

a) Hauptträger, Öffnung 0—12 (Abb. 12).

Die Hauptträger sind geschweißte Blechträger und bestehen aus 2000 mm hohen und 12 mm dicken Stegblechen. Die Gurte haben eine Breite von durchgängig 300 mm. Ihre Dicke schwankt zwischen 23 und 46 mm. Sie werden in der Regel durch eine einzige Lamelle der jeweiligen Dicke gebildet, die ohne Zuhilfenahme von Gurtwinkeln durch beiderseitige Kehlnähte von 6 mm Dicke an das Stegblech angeschlossen



Zu Abb. 12. Hauptträger.

sind. Lediglich über den Auflagern (Kehl-nahtdicke hier 10 mm) ist eine zweite Lamelle zugelegt und durch Flanken-V-Nähte mit der durchgehenden Lamelle verschweißt worden. Als Aussteifung sind im allgemeinen in Abständen von 1,02 bis 1,22 m (nach Aufteilungsmöglichkeit) je zwei etwa 30 mm gegeneinander versetzte Flacheisen 120 · 10 angeordnet und mit 4 bis 5 mm dicken Kehlnähten verschweißt worden. An den Querträgeranschlußpunkten ist statt dessen auf der Innenseite des Stegblechs ein halbes I 36 gewählt, an dessen Steg unmittelbar das Querträgerstehblech angeschlossen ist. Über den Auflagerpunkten ist ferner mit Rücksicht auf größere Sicherheit gegen Ausknicken als Aussteifung ein halbes Peiner I 36 verwendet worden.

Der Stegblechstoß ist in folgender Weise ausgebildet: Beide Stegblechenden stoßen stumpf gegen ein quer stehendes Stoßblech von 25 mm Dicke und sind hier durch je zwei Kehlnähte von 10 bis 13 mm Dicke angeschweißt (Abb. 12). Das Stoßblech dient gleichzeitig als Aussteifung¹⁾. Bei dem Lamellenstoß hat man auf Stumpfschweißung und Anordnung besonderer Laschen verzichtet. Dafür ist auf Vorschlag der Lieferfirma ein Stoß in der Form eines V mit je einer mehrlagig geschweißten V- und Kehlnaht gewählt worden (s. Abb. 13 und Abb. 20), wobei sich eine zur Übertragung der Anschlußkräfte ausreichende Schweißnahtlänge ergibt²⁾.

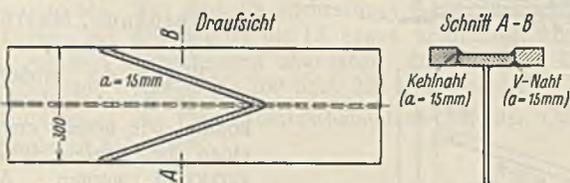


Abb. 13. Lamellenstoß.

Besondere Aufmerksamkeit erforderte das Hauptträgergelenk. Da das hier ausgeschnittene Stegblech sehr hohe Beanspruchungen erfährt, wurden die letzten Enden der sonst 12 mm dicken Stegbleche hier durch 20 mm dicke Bleche ersetzt. Der Stoß beider Stegbleche wurde in der geschilderten Weise ausgebildet. Der Rand der ausgeschnittenen Stegbleche wurde an der Stirnseite durch je eine Lamelle 220 · 12 verstärkt; unter den Lagerkörpern wurden kräftige Aussteifungen zur besseren Druckübertragung angebracht. Ferner ist gegen das Auskippen des Gelenks aus der Hauptträgerebene ein Eckaussteifungsblech zwischen Gelenk und benachbartem Querträger angeordnet worden. Um die Hauptträgerenden am Gelenk sicher in eine Ebene zu bringen, wurden fingerförmige Laschen auf dem Ober- und Untergurt angebracht, die jedoch die Gelenkwirkung nicht stören.

¹⁾ Der Stoß ist beispielsweise von Kommerell in den „Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten“, S. 50, beschrieben. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Näheres über den Lamellenstoß findet sich in Stahlbau 1933, Heft 5, S. 36.

Ähnlich den Hauptträgergelenken wurden die Gelenke an den Dehnungsfugen behandelt. Die Dehnungsfugen sind an zwei Stellen der Brücke etwa an den äußeren Viertelpunkten angeordnet. Die hier auftretende Längenänderung beträgt von der Mittellage (bei 10° C) aus gerechnet etwa ± 80 mm. Hier wurde an Stelle des festen Hauptträgergelenks ein Einrollenlager eingebaut (Abb. 14). Das Stegblech wurde noch dicker, nämlich 25 mm, gewählt. Ebenso sind die Verstärkungen des ausgeschnittenen Stegblechs kräftiger ausgebildet worden.

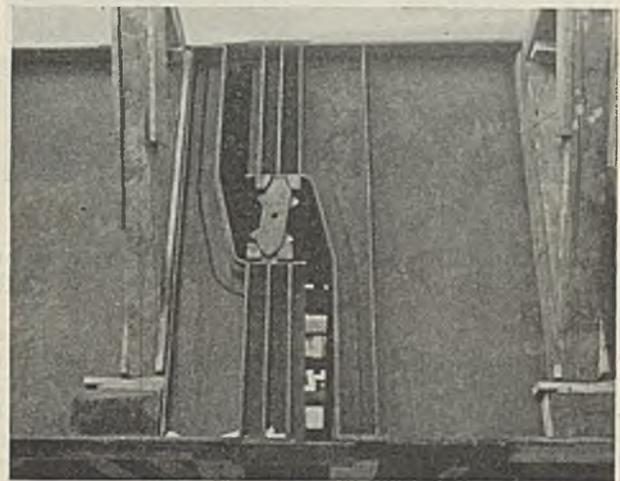


Abb. 14. Dehnungsvorrichtung bei -18° C.

b) Hauptträger, Öffnung 12—13.

Die letzte Brückenöffnung am nördlichen Widerlager erforderte eine besondere Behandlung, da hier zu den vergrößerten Stützweiten von 26,10 m noch eine erhöhte Belastung infolge Eigengewichts (Gleisverzweigung) hinzukommt. Die Stegbleche sind hier 14 mm dick, die Gurte aus walztechnischen Gründen bei einer Dicke von 50 mm auf 380 mm verbreitert worden. In der Mitte der Öffnung sind sie durch je eine weitere Lamelle 400 · 13, die mit Längskehlnähten angeschweißt ist, verstärkt.

c) Querträger (Abb. 15).

Die Querträger spannen sich zwischen den Hauptträgern in einem gegenseitigen Abstand von 4,07 bis 4,35 m je nach Größe der Hauptträgeröffnung. Sie sind geschweißte Blechträger und bestehen aus 1170 mm hohen und 10 mm dicken Stegblechen und Lamellen von 300 mm Breite und 14 bis 18 mm Dicke. Auch diese Lamellen sind ohne Zuhilfenahme von Gurtwinkeln in der Regel durch unterbrochene Kehlnähte von 7 mm Dicke an die Stegbleche angeschlossen. Bei einigen Querträgern ist statt der unterbrochenen Schweißnähte eine durchgehende Kehlnaht geringerer

Dicke angeordnet worden, da diese infolge ihrer Herstellung mittels Schweißautomaten billiger wurde. Zur Aussteifung des Stegbleches wurden unter den Betonrippen der Fahrbahnplatte auf der einen Seite einfache Flacheisen 100·9, auf der anderen Seite \perp 100·100·11 gewählt. Da-

konsolen erhalten. Diese übertragen den gesamten Winddruck (8,88 t bei belasteter, 10,44 t bei unbelasteter Brücke) statisch bestimmt aus der Fahrbahnplatte durch den hier als Zweigelenrahmen gerechneten Querträger in die Pfeiler. Dieselben Windkonsolen sitzen auf den Querträgern

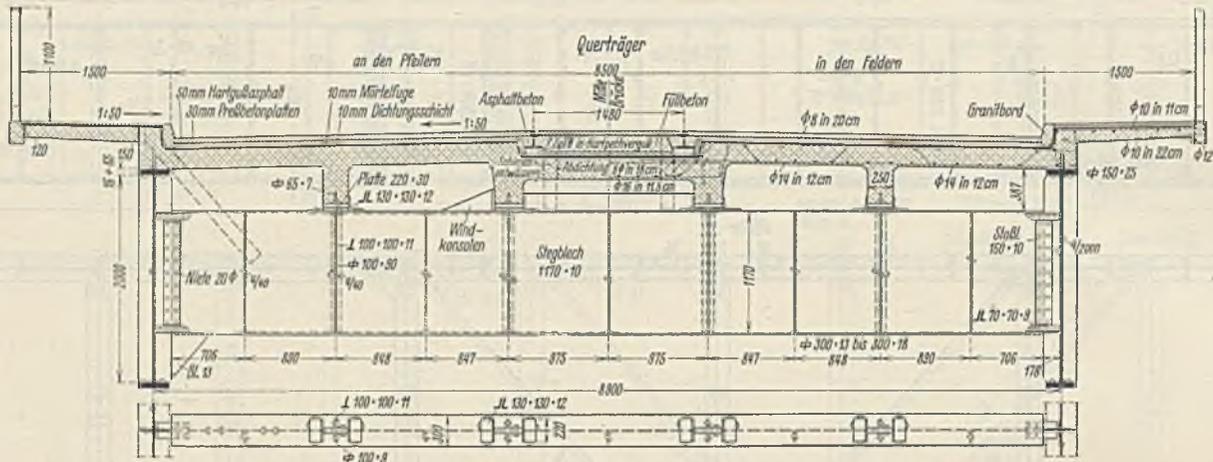


Abb. 15. Querträger.

zwischen sind einseitig nochmals Flacheisen 100·9 angeordnet. Alle Aussteifungen sind mittels unterbrochener Kehlnähte von Hand angeschweißt.

an den Dehnungsfugen. Die Windkräfte werden hier durch eine aus drei waagrecht liegenden \square 23 $\frac{1}{2}$ gebildete, auf den Querträgerobergurten angeschweißte Konstruktion über die Dehnungsfuge übergeleitet (s. Abb. 12). Die Konstruktion ist imstande, waagrechte Kräfte senkrecht zur Brückenachse zu übertragen, läßt jedoch Verschiebungen in Längsrichtung der Brücke zu. Der Querträgerobergurt ist hier durch eine Lamelle 280·10 verstärkt.

Bei der Auflagerung der Betonlängsträger der Fahrbahnplatte auf den Querträgern war es wichtig, daß die Querträger genau mittig belastet wurden. Biegungsspannungen in den Kehlnähten des Querträgerobergurtes mußten auf alle Fälle vermieden werden. Dies wurde durch eine besondere Auflagerung erreicht, auf die weiter unten bei Besprechung der Fahrbahnplatte eingegangen werden wird.

Infolge von Verschiebungen der Fahrbahnplatte bei Durchbiegung des Hauptträgers und Temperaturunterschieden tritt eine waagrechte Biegebeanspruchung der Querträger, außerdem eine Verdrehungsbeanspruchung auf. Beide sind berücksichtigt.

d) Verbände, Mastbefestigung.

Wegen der großen Steifigkeit der Eisenbetonfahrbahnplatte konnte, wie bereits erwähnt, auf einen besonderen Windverband verzichtet werden. Auch ein Bremsverband ist entbehrlich. Die Reibung zwischen Fahrbahnplatte und Stahlkonstruktion reicht bei einer 2,8fachen Sicherheit vollständig zur Aufnahme der Bremskräfte aus.

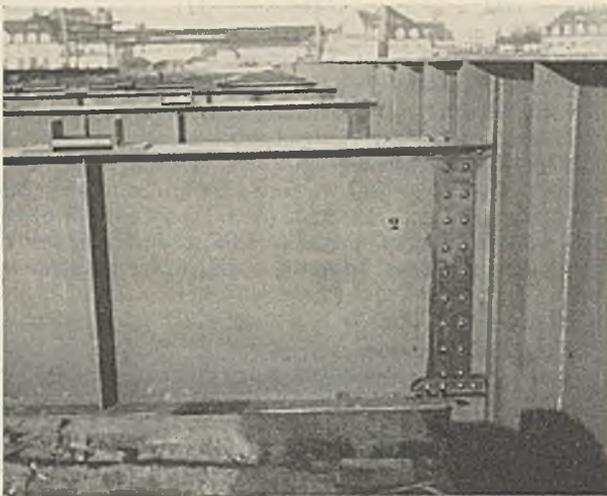


Abb. 16. Querträgeranschluß.

Der Anschluß der Querträger an den Hauptträger wurde aus montage-technischen Gründen — Beschränkung der Baustellenschweißnähte auf ein Mindestmaß — nicht geschweißt, sondern genietet (Abb. 16).

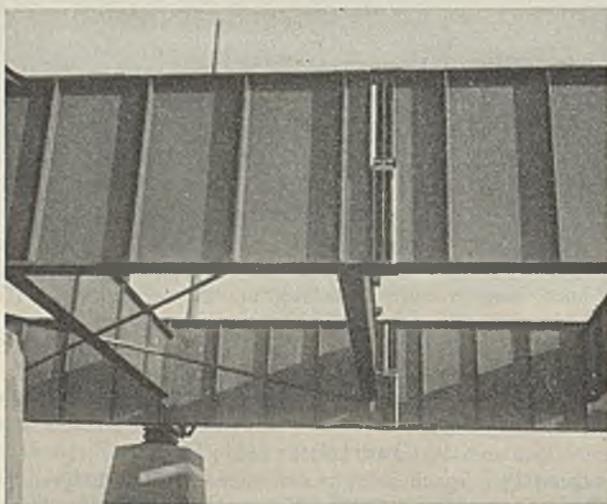


Abb. 17. Schräge Untersicht des Stahlüberbaues.

Auf den Querträgerobergurten sind L 130·130·12 aufgesetzt, die dazu dienen, den auf die Hauptträger entfallenden Winddruck in die als Windverband wirkende Fahrbahnplatte zu leiten. Die über den Pfeilern sitzenden Querträger haben an den beiden mittleren Betonrippen Wind-

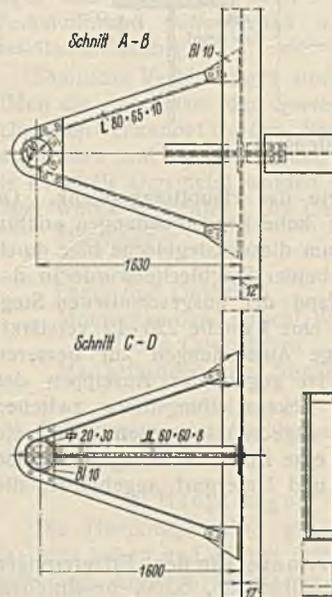
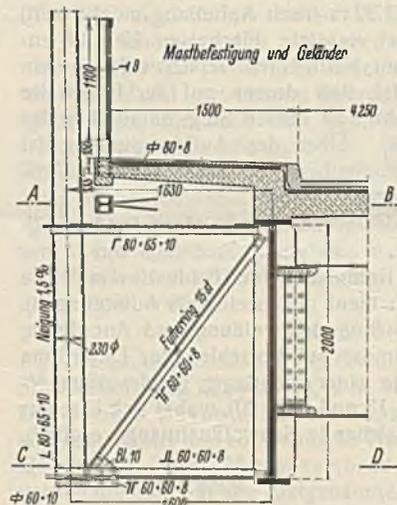


Abb. 18a. Mastbefestigung und Geländer.

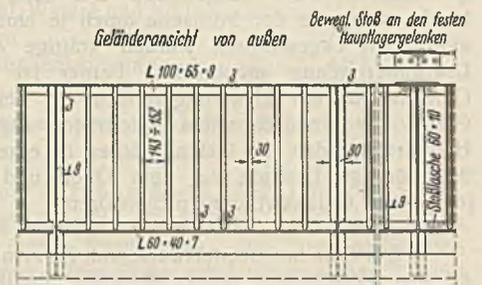


Abb. 18b. Geländeransicht.

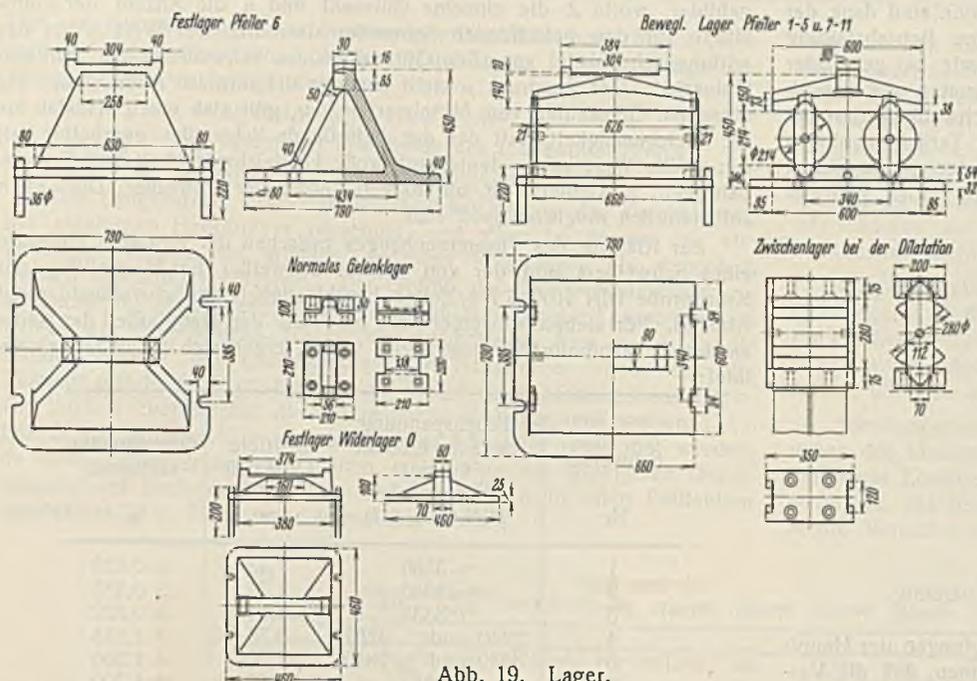


Abb. 19. Lager.

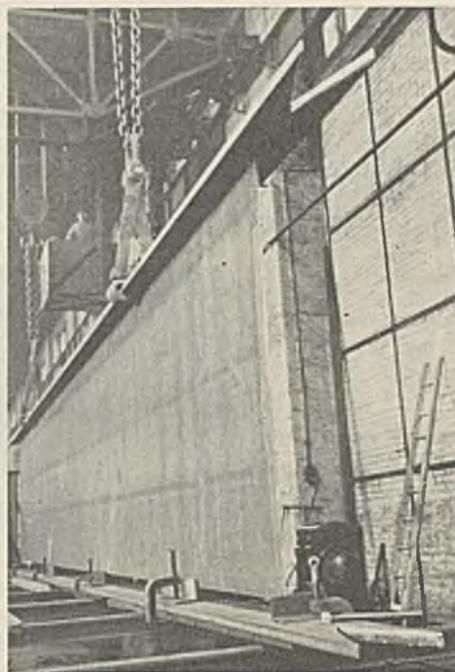


Abb. 20. Zusammenbau des Hauptträgers.

Zur besseren und leichteren Montage der Stahlüberbauten ist lediglich ein leichter Montageverband in Gestalt eines einfachen Kreuzes über den Pfeilern angeordnet (s. Abb. 12 u. 17). Um während des Betonierens der Fahrbahnplatte, wo das volle Gewicht aus Eigenlast bereits vorhanden, aber die Fahrbahnplatte noch nicht erhärtet ist und daher noch nicht als Windverband wirkt, Sicherheit gegen Windkräfte zu haben, wurde während der Fahrbahnherstellung ein „fliegender“ Windverband in Kreuzform in den Feldern angeordnet, in denen gerade betoniert wurde. Nach Erhärtung der Platte wurde er wieder beseitigt. Abb. 17 zeigt eine schräge Untersicht der Stahlkonstruktion mit Montageverband und Gelenk.

Die Straßenbahnmaste (23 cm Durchm. am Fuß) konnten auf der Gangbahn wegen ihrer geringen Breite von 1,50 m nicht angeordnet werden. Sie wurden mittels Fachwerkconsolen (Abb. 18a) an den Hauptträgern über den Pfeilern befestigt. Die durch Fahrdrath und Beleuchtung auftretenden Zugkräfte betragen 200 kg in 6,2 m Höhe, 80 kg in 7,6 m Höhe über Schienenoberkante. An der Mastbefestigung des Pfeilers 12 sind infolge der Weiche die Zugkräfte höher, wodurch auch die Abmessungen der Mastkonstruktion größer werden.

e) Lager und Gelenke.

Abb. 19 zeigt die verwendeten Lager und Gelenke. Das feste Lager auf dem Nordwiderlager (Pfeiler 13) ist wie das auf dem Südwiderlager (Pfeiler 0), das bewegliche Lager auf Pfeiler 12 wie das auf den übrigen Pfeilern ausgebildet. Nur sind die Abmessungen mit Rücksicht auf die größeren Lasten der Öffnung 12 bis 13 etwas vergrößert worden. Es sind, von geringen Abweichungen abgesehen, die normalen Lager der Reichsbahndirektion Dresden für 100 bzw. 225 t Auflagerdruck.

Die Auflagerung der Eisenbetonfahrbahnplatte auf den Querträgern wird weiter unten behandelt.

f) Die Schweißarbeit; Arbeitsvorgang und Erfahrungen.

Die Schweißnähte wurden teils von Hand, teils mittels eines Schweißautomaten zum größten Teil einlagig hergestellt. Handschweißung wurde vor allem bei den Querträgern angewendet, während die Kehlnähte zwischen Gurt und Stegblech der Hauptträger durchweg selbsttätig geschweißt wurden.

Der Arbeitsvorgang in der Werkstatt war folgender: Haupt- wie Querträger wurden zunächst in senkrechter Lage unter Zuhilfenahme von Anschlagwinkeln und Schraubzwingen zusammengebaut und durch kurze Schweißnähte gelötet (Abb. 20). Nach der Heftung war es ohne weiteres möglich, die Träger am Kran aufzuhängen und zu transportieren. Bei selbsttätiger Schweißung lagen die Träger waagrecht (Abb. 21). Bei Handschweißung war es vorteilhafter, die Träger in einer Neigung von 45° zu lagern.

Die Stahlkonstruktion wurde, soweit es irgend möglich war, in der Werkstatt fertiggestellt. Auf der Baustelle wurden nur die Baustöße der Hauptträger sowie Montagenähte von untergeordneter Bedeutung geschweißt. Überkopfschweißungen sind vollständig vermieden. Die bauausführende Firma hatte die Zulassungsprüfung nach DIN 4100 § 8 erfüllt. Ebenso wurden die Schweißerprüfungen nach DIN 4100 § 7 für 15 Schweißer

mit zum Teil ausgezeichneten Ergebnissen durchgeführt. Es wurden Bruchspannungen zwischen 2513 und 3805 kg/cm² im Mittel (aus 30 Nahtbrüchen) von 3125 kg/cm² erzielt. (Soll \geq 2500 kg/cm².)

Als Elektroden wurden verwendet für Handschweißung ummantelte Kjellberg-Elektroden St 37 A u. B, für Automatschweißung nackte Böhler-Elektroden „Elite“.

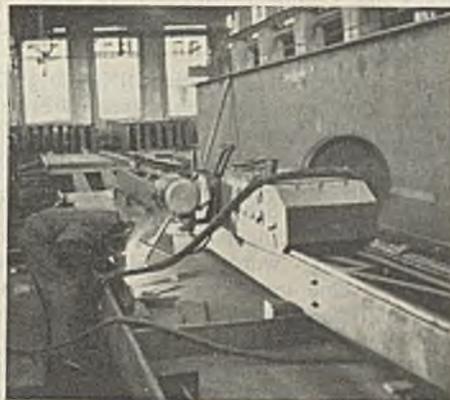


Abb. 21. Selbsttätige Schweißung des Hauptträgers.

Als Umformer wurden Maschinen der Firmen Kjellberg, Siemens-Schuckert und AEG für Gleichstrom verwendet. Die Stromstärken und Schweißspannungen betragen bei Handschweißung etwa 150 bis 170 A bzw. 16 bis 20 V, bei selbsttätiger Schweißung 240 bis 290 A bzw. 18 bis 20 V. Der Schweißautomat ist von der AEG erstmalig in dieser Ausführung geliefert worden. Die selbsttätige Herstellung der Schweißnähte, die allerdings nur wirtschaftlich ist bei langen durchlaufenden Nähten, war nach Angabe der Firma Christoph & Unmack nur etwa 1/4 so teuer wie die Handschweißung. Der Elektrodenverbrauch beläuft sich je nach Schweißnahtstärke auf 0,2 bis 1,7 kg je lfd. m Schweißnaht. Der Automat erzeugt bei 6 mm dicken Kehlnähten stündlich etwa 5 lfd. m Schweißnaht. Der Einbrand ist bei der selbsttätigen Schweißung an der Nahtwurzel durchaus befriedigend und lückenlos, der seitliche Einbrand der Nähte beträgt etwa 2 mm. Abb. 22 zeigt eine mittels des Automaten hergestellte und dann geätzte normgemäße Kreuzprobe.

Die bauausführende Firma machte noch folgende Angaben: Gesamtlänge der Schweißnähte rd. 14 000 m, Verbrauch an Elektroden einschl. Nietköpfen der Querträgeranschlüsse rd. 5,4 t. Das Gewicht der Stahlüberbauten in genieteteter Konstruktion würde sein etwa 576 t.

Bei einem Gewicht in geschweißter Ausführung von rd. 468 t beträgt die Ersparnis gegenüber genieteteter Überbauten also rd. 108 t, d. h. 18,7% des Gewichts in genieteteter Ausführung.

Es beträgt ferner das Gewicht der Schweißnähte

bei den Hauptträgern	1,32 %	} des Stahlgewichts.
bei den Querträgern	0,56 %	
bei dem gesamten Stahlüberbau	1,0 %	

Die Herstellungskosten der geschweißten Konstruktion sind dank der vorbildlichen Werkstatteinrichtung und der geschickten Betriebsleitung der Firma nach ihrer Angabe je t etwa ebenso hoch wie bei genieteter Konstruktion, wobei die Verwendung des Schweißautomaten von wesentlichem Einfluß war. Die Herstellung von 1 lfd. m Schweißnaht hat bei Handschweißung etwa den fünffachen Betrag des reinen Tarifstundenlohns eines Schweißers gekostet. Die Herstellungsdauer der geschweißten Konstruktion wird gegenüber Nietung bei Verwendung eines Schweißautomaten etwa die gleiche sein.

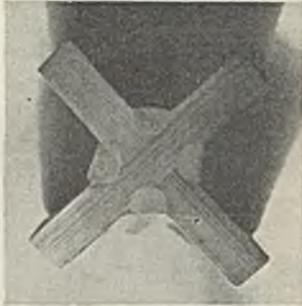


Abb. 22. Kreuzprobe, geätzt, Automaten-schweißung.

Wenn auch von vornherein mit gewissen Schrumpfung der Hauptträger gerechnet war, so wurde doch nicht angenommen, daß die Verkürzung einen wesentlichen Einfluß auf die Stützweite haben könnte. Erst als ein großer Teil der Hauptträger in der Werkstatt bereits fertig war, stellte sich bei der Montage heraus, daß doch größere Unterschiede, als ursprünglich angenommen, auftraten. Die Schrumpfung der Hauptträger beträgt nach den am fertigen Bauwerk ausgeführten Messungen etwa 0,9‰. Sie ist in der Hauptsache auf die Kehlnähte (mittlere Nahtdicke 5,8 mm) der Aussteifungen zurückzuführen. Die in den Gurten auftretende Schrumpfvorspannung (Druck) läßt sich zu höchstens etwa 1100 kg/cm² ermitteln. Ein schädlicher Einfluß auf die Sicherheit der Konstruktion ist aus den Schrumpfvorspannungen nicht zu befürchten³⁾. Genauere Ausführungen über die Schrumpferscheinungen finden sich Bautechn. 1932, Heft 46, S. 613.

Die Prüfung der Schweißnähte ist nach DIN 4100 § 10 Ziff. 2 Sache der Aufsichtsbehörde, also hier des Tiefbauamtes Dresden, dem außer der Bauleitung auch die baupolizeiliche Überwachung oblag. Die erwähnte Bestimmung des DIN 4100 ist ganz allgemein gehalten und läßt für die Abnahme und Prüfung der Schweißverbindungen völlig freie Hand. Das Tiefbauamt entschloß sich, die Schweißnahtprüfung durch Ausfräsen der Schweißnähte und Ätzen nach dem Schmucklerschen Verfahren⁴⁾ vorzunehmen. Für die Ätzung wurde an Stelle der sonst üblichen 6- bis 12%igen Lösung eine gesättigte Lösung von Kupferammoniumchlorid verwendet. Die Ergebnisse waren weit besser. Es wurden insgesamt 190 Prüfstellen ausgefräst und beurteilt. Die Güte (Aussehen und Einbrand) jeder Ausfräsung wurde alsdann unter Beifügung des Namens des Schweißers durch eine Gütezahl 1 bis 5 gekennzeichnet⁵⁾. Es sei noch darauf hingewiesen, daß von den 190 geprüften Ausfräsungen nur drei eine nicht ganz zufriedenstellende Nahtgüte zeigten. Die Gütezahlen wurden in folgender Weise abgestuft⁶⁾:

- Gütezahl 1 fehlerlose Naht, ganz oder fast ganz poren- und schlackenfrei, Einbrand einwandfrei und 0,5 bis etwa 2 mm tief.
- 2 kleine Schlackeporen in geringer Zahl, guter Einbrand.
- 3 zahlreiche kleinere oder wenige größere Schlackeporen, Einbrand noch gut.
- 4 keine oder wenige Schlacken, Naht zu kleinen Teilen, insbesondere im Scheitel nicht völlig eingebrannt, aber noch zulässig.
- 5 starke Schlackenanhäufungen, ungenügender Einbrand, fehlende Einschweißung der Nahtwurzel, starke Häufung von Schrumpfrissen.

Für jeden Schweißer wurden alsdann die Ausdrücke

$$m = \frac{\sum Z}{n}$$

$$\mu = \pm \sqrt{\frac{\sum (Z - m)^2}{n}}$$

³⁾ Dr.-Ing. Reinhold u. Heller, Die Schrumpferscheinungen an der elektrisch geschweißten Schlachthofbrücke.

⁴⁾ S. z. B. Schmuckler, Bemerkung zu § 10/2 der neuen Schweißvorschriften, Stahlbau 1932, Heft 2. — Wendt, Prüfung geschweißter Stahlbauten, Bauamt und Gemeindebau 1931, Heft 15.

⁵⁾ Das Verfahren ist in der Zeitschrift Elektroschweißung 1932, Heft 7, noch ausführlicher dargelegt.

⁶⁾ Vgl. auch Stahlbau 1932, Heft 2, Schema auf S. 16 im Aufsätze von Dr.-Ing. Schmuckler.

gebildet, worin Z die einzelne Gütezahl und n die Anzahl der Güteziffern für den betreffenden Schweißer darstellt. Der Wert m ist das arithmetische Mittel aus allen Gütezahlen des Schweißers, die „mittlere Gütezahl“. Der Ausdruck μ stellt dagegen die mittlere Abweichung der einzelnen Gütezahlen vom Mittelwert m dar, gibt also einen Maßstab für die Gleichmäßigkeit, mit der der betreffende Schweißer gearbeitet hat. Ein großer Wert von μ deutet auf große Ungleichmäßigkeit und Sprunghaftigkeit; je kleiner μ ist, um so verlässlicher der Schweißer. Die Zahl n soll natürlich möglichst groß sein.

Zur Klärung des Zusammenhanges zwischen der mittleren Gütezahl eines Schweißers und der von diesem Schweißer bei Herstellung der Kreuzprobe DIN 4100 § 7 erzielten Bruchfestigkeit der Schweißnaht dient Abb. 23. Für sieben Schweißer Nr. 1 bis 7, die den Hauptanteil der Nähte an der Schlachthofbrücke geschweißt hatten, ergab sich folgende Zahlen-tafel:

Schweißer Nr.	Bruchspannung der Schweißnaht kg/cm ² (Kreuzprobe DIN 4100 § 7)	Mittlere Gütezahl m	Gleichmäßig- keitsgrad μ
1	> 3580	1,43	± 0,623
2	> 3340	1,77	± 0,575
3	3335	1,81	± 0,732
4	3040 und > 3282	2,75	± 1,138
5	3080 und > 2640	2,26	± 1,250
6	2887	2,57	± 1,300
7	2840	2,00	± 0,785

Die Schweißer sind hier nach der erreichten Schweißnahtfestigkeit geordnet. Eine zweite Rangordnung ergibt sich, wenn man m , eine dritte, wenn man μ zugrunde legt. Die Ordinate der Abb. 23 gibt nun an, an welche Stelle ein Schweißer (in der Festigkeitsrangordnung Nr. X) rückt, wenn man die Gütezahl bzw. den Gleichmäßigkeitsgrad zugrunde legte. Die Abbildung zeigt deutlich, daß die Prüfung der Nähte durch Ausfräsung im großen und ganzen dieselbe Rangeinteilung der Schweißer ermöglicht, wie sie sich aus den normgemäßen Kreuzproben ergibt. Die allvierteljährliche Schweißerprüfung durch Zerreißversuche dürfte daher durch laufende Schweißnahtprüfungen mittels Ausfräsung ersetzbar sein. Der zahlenmäßige Zusammenhang zwischen Gütezahl und Schweißnahtfestigkeit wird auf dem Versuchswege geklärt werden müssen.

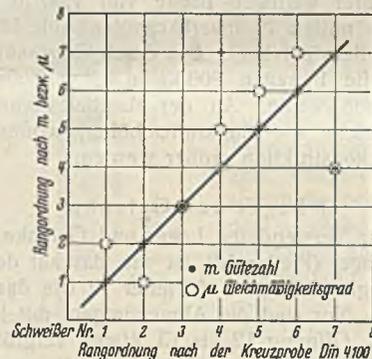


Abb. 23. Rangordnung der Schweißer.

Jedenfalls dürfte das Verfahren der Gütezahlen auch für die Firmen zur Arbeitsüberwachung ihrer Schweißer von erheblichem Werte sein.

Ein Güteunterschied zwischen Nähten, die mit ummantelten Elektroden hergestellt wurden, und Nähten aus nackten Elektroden konnte nicht festgestellt werden. Besonders ist die vielfach erhobene Behauptung, ummantelte Elektroden ergäben stets Schlackeneinschlüsse, nach den Erfahrungen in Dresden nicht begründet.

5. Eisenbetonfahrbahn- und -gangbahnplatte.

Auf dem Stahlüberbau ruht die Eisenbetonkonstruktion. Sie besteht (vgl. Abb. 15) aus den vier auf den Querträgern auflagernden Eisenbetonlängsbalken, den beiden auf den Hauptträgerobergurten auflagernden Randbalken und der dazwischengespannten bzw. überkragenden Eisenbetonfahrbahn- bzw. -gangbahnplatte. Die Eisenbetonkonstruktion ist von der Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Dresden, ausgeführt worden. Diese Firma trat anfangs 1932 für die ausschließende Firma Riedrich, Dresden, in die Arbeitsgemeinschaft ein.

Für Berechnung und Ausführung war DIN 1045 zugrunde gelegt. Es wurde ein Eisenbeton vom Mischungsverhältnis 1 Zement : 4 Kies-sand : 2 Feinschlag verwendet. Die Würfel-festigkeiten ergaben sich außerordentlich günstig zu

$$W_{b7} = 232 \text{ kg/cm}^2, \quad W_{b28} = 312 \text{ kg/cm}^2.$$

Der verwendete Zement war hochwertiger Portlandzement, Marke „Kursachsen“; das Eisen von üblicher Handelsgüte. Als zulässige Beanspruchungen wurden gewählt

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 40 \text{ kg/cm}^2, & \sigma_e &= 1000 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_b &= 45 \text{ kg/cm}^2 \text{ im Mittelfelde des Plattenquerschnitts,} \\ \sigma_e &= 1200 \text{ kg/cm}^2 \text{ in der Gangbahnplatte.} \end{aligned}$$

Die Längsbalken wurden unter Berücksichtigung der Durchbiegung der stählernen Hauptträger berechnet, und zwar im Raume des eingehängten Trägers als dreifach, bei den Kragträgern als siebenfach statisch unbestimmtes System. Der Einfluß der Querträgersdurchbiegung ist überschläglich so bestimmt worden, daß man für die Längsbalken im Raume des eingehängten Trägers für gleichförmige Last $p=1 \text{ t/m}$ die Momentenfläche bei Durchbiegung der Hauptträger allein und die Momentenfläche für Durchbiegung der Haupt- und Querträger errechnete. Die letztere überschreitet die erstere nur im Endfelde, und zwar um 12%. Für den Kragträger kann dieses Ergebnis ebenfalls verwendet werden, da diese Überschreitung vor allem eine Folge der geringeren Durchbiegung des Endquerträgers ist. Es sind deshalb in allen Endfeldern mindestens 12% Eisen mehr angeordnet worden.

Aussteifungen und die große Lamellendicke ein Abbiegen der Gurte und damit unerwünschte Spannungen in den Kehlnähten nicht befürchten läßt. Ein Abheben des Eisenbetons vom Hauptträgerobergurt infolge der Belastung ist ebenfalls nicht zu erwarten. Die Oberfläche ist daher lediglich mit einer doppelten Heiasphaltschicht gestrichen, und die Eisenbetonrandträger sind unmittelbar aufbetoniert. Über die Fingerglaschen an den Gelenken sind Blechkappen gelegt, da ein Einbetonieren mit Rücksicht auf die wenn auch geringfügigen Bewegungen unter der Verkehrslast nicht tunlich erschien.

Für die Auflagerung der Eisenbetonlängsträger auf den normalen Querträgern ist die in Abb. 15 ersichtliche Anordnung gewählt worden. Ein Flacheisen 30·20 bis 50·48 mm ist mit der Breitseite auf dem Querträger mittig aufgeschweißt, eine Auflagerplatte 300·20 ist mittels eines Ankers 65·7 in den Eisenbetonbalken einbetoniert.

Schwieriger gestaltete sich die Lösung an den Querträgern unmittelbar neben den Gelenken. Hier mußte mit Rücksicht auf die Gelenkwirkung die ganze Eisenbetonkonstruktion geschnitten werden. Waagerechte Bewegungen der beiden Schnittflächen mußten ermöglicht, dagegen senkrechte Verschiebungen gegeneinander, wie sie durch Verkehrslast —

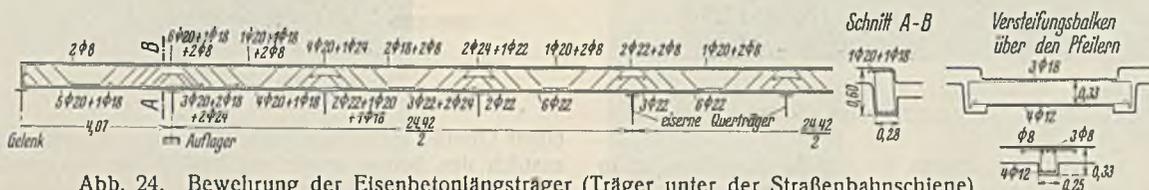


Abb. 24. Bewehrung der Eisenbetonlängsträger (Träger unter der Straßenbahnschiene).

Für die Platte ist der Einfluß der Stützensenkungen nach Bleich⁷⁾ berücksichtigt (ungünstigste Feldmomente so groß wie beim frei aufliegenden Balken, Stützenmomente wie beim durchlaufenden Balken mit festen Stützen).

Abb. 15 zeigt die Bewehrung der Platte im normalen Querschnitt, Abb. 24 die des Längsbalkens unter der Straßenbahnschiene. Bemerkenswert ist das Fehlen jeglicher Vouten. Über den Pfeilern wird die Windkraft aus der Platte an die Pfeilerquerträger mittels der oben erwähnten Wind-

rechnungsmäßig bis zu 0,48 cm — entstehen könnten, verhindert werden. Ferner mußte für eine Übertragung der Windkräfte innerhalb der Eisenbetonplatte gesorgt werden. Die hier gewählte Anordnung zeigen Abb. 26 u. 27. Sowohl die Fuge zwischen den U-Eisen der Eisenbetonplatte, wie die nicht mehr zugänglichen Zwischenräume der Stahlgußplatten sind mit

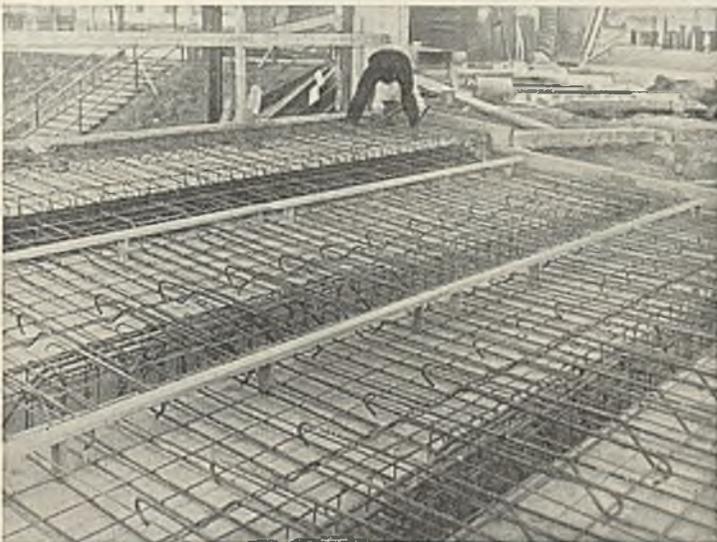


Abb. 25. Schalung und Eisenbewehrung, Widerlager Nord.

übertragungskonsolen abgegeben. Zur Verringerung der Verdrehungsbeanspruchung der Eisenbetonlängsträger sind hier Versteifungsbalken angeordnet (Abb. 24). In den Balken über den stählernen Hauptträgern sind zur Aufnahme der Beanspruchung aus den Windkräften je rd. 6 cm² Eisen zugelegt. Die Fußwegplatte ist alle 8 bis 9 m geschnitten und erfährt daher durch Windkraft keine Biegebungsbeanspruchung.

Abb. 25 zeigt Schalung und Eisenbewehrung.

Eine besonders eingehende Untersuchung erforderte die Auflagerung der Längsbalken auf den Haupt- und Querträgern an den Gelenken und an der Dehnungsfuge. Grundsätzlich ist eine mittige Auflagerung genau über dem Stegblech mit Rücksicht auf die Kehlnähte des Obergurts erwünscht. Bei den Hauptträgern ist hiervon Abstand genommen, da die reichliche Zahl von

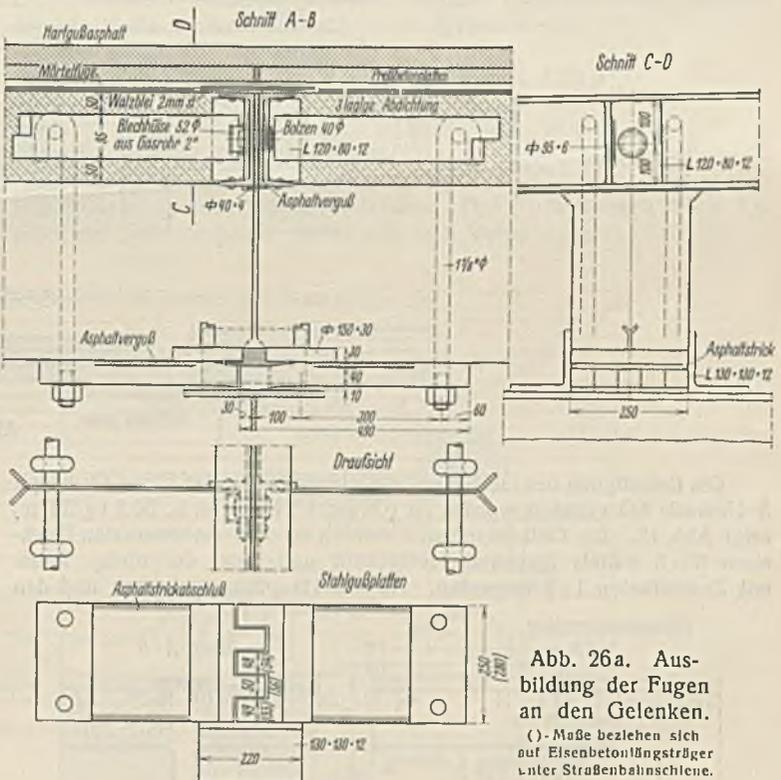


Abb. 26a. Ausbildung der Fugen an den Gelenken.
(-) Maße beziehen sich auf Eisenbetonlängsträger unter Straßenbahnschiene.

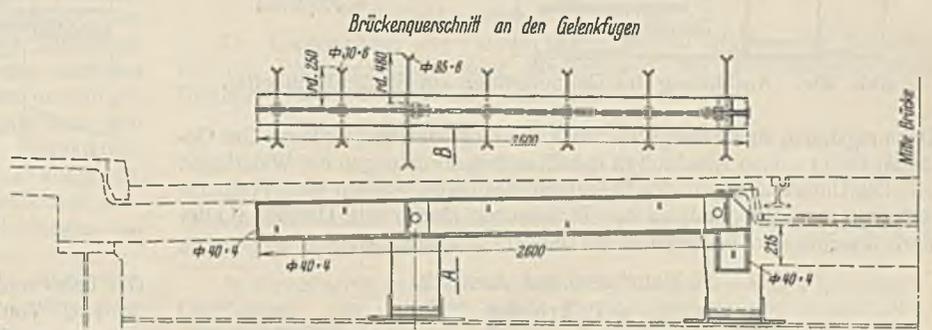


Abb. 26b.

⁷⁾ Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 359. Berlin 1924, Verlag Julius Springer.

hochelastischer Bitumenmasse ausgegossen. Sämtliche Längsbalken haben hier zwischen Fuge und Anker der Stahlgußplatte in der Eisenbewehrung eine Zulage von zwei Bügeln 8 mm Durchm. erhalten.

führung galt DIN 1966 und die Anweisung A1B der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Die Dichtungsschicht besteht im Bereich der Fahrbahn aus einer dreifachen Lage nackter Bitumenpappe (625er Wollfilz-pappe) mit

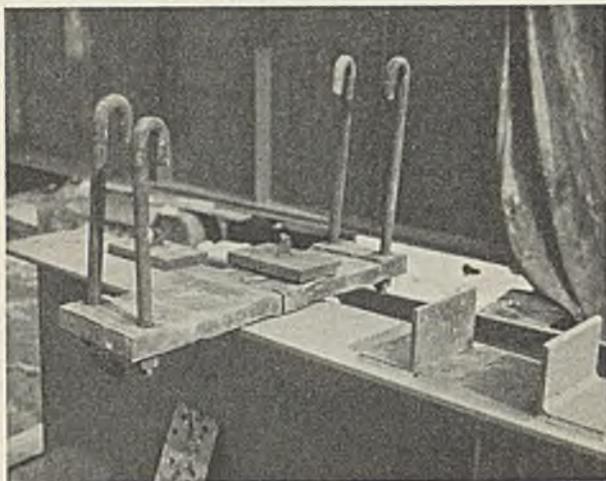


Abb. 27.

Auflagerung der Eisenbetonlängsträger auf dem Gelenkquerträger.



Abb. 28. Dehnungsfuge.

Die Auflagerung auf den Querträgern an der Dehnungsfuge ist in derselben Weise wie auf den normalen Querträgern ausgebildet. Die Dehnungsfuge selbst ist in Abb. 28 u. 29 dargestellt.

Gegen das Wandern der frei aufliegenden Fahrbahnplatten ist in der Mitte jeder Pfeileröffnung auf jedem Hauptträger ein Flacheisen 150 · 25 angeschweißt und einbetoniert (s. Abb. 12 u. 15).

einem Grund-, sechs Zwischen- und einem Deckanstrich. Für den Grundanstrich des Betons wurde ein kaltflüssiges Voranstrichmittel mit 45% Bitumengehalt (Erdöl-asphalt) verwendet. Die Zwischenanstriche wurden mittels heißflüssiger Klebemasse (reiner Erdöl-asphalt, 57° R u. K), der Deckanstrich ebenfalls mittels heißflüssiger Klebemasse aus reinem Erdöl-asphalt, jedoch zur Erzielung größerer Härte mit einem höheren Erweichungspunkt (89,5° R u. K) hergestellt. Auf den Gangbahnen ist die

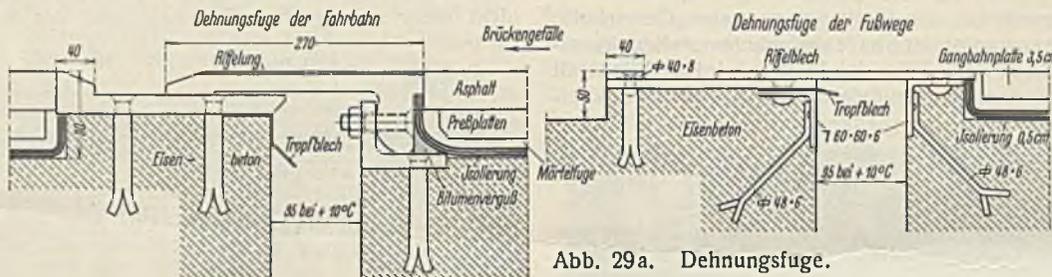


Abb. 29a. Dehnungsfuge.

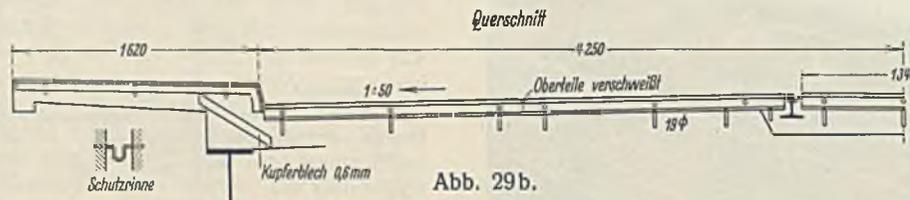


Abb. 29b.

Die Befestigung des Geländers, das ebenfalls von der Firma Christoph & Unmack AG geliefert worden ist (Gewicht 24,44 t, d. h. 38,8 kg/lfd. m) zeigt Abb. 18. Die Geländerpfosten wurden in dem einbetonierten Flacheisen 80 · 8 mittels Eisenkeile festgekellt und dann der übrige Raum mit Zementbeton 1:2 vergossen. An den Hauptträgergelenken und den

Dichtungsschicht nur zweilagig verlegt. Die Ausbildung der Dichtungsschicht über den Gelenkfugen zeigt Abb. 26, an den Dehnungsfugen Abb. 29. Die Anordnung über den Gelenkfugen der Gangbahn ist ähnlich.

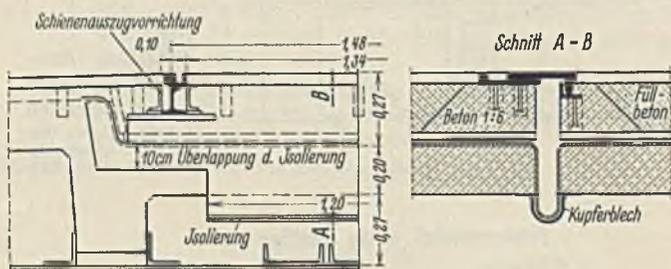


Abb. 29c. Ausbildung der Dehnungsfuge am Straßenbahnkoffer.

Dehnungsfugen sind bewegliche Stöße des Geländers angeordnet. Das Geländer findet seinen Abschluß in den Eisenbetonbrüstungen der Widerlager.

Die Untersuchungen der Betonwürfel-festigkeit wurden vom Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden (Leiter Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. Gehler) durchgeführt.

6. Fahrbahn und Anstrich.

a) Fahrbahn.

Zum Schutze der Eisenbetonkonstruktion gegen etwa eindringendes Oberflächenwasser ist eine Dichtungsschicht angeordnet. Für die Aus-

Der Fahr- und Gangbahnanschluß an die Widerlager ist in Abb. 30 dargestellt. Von einer Entwässerung der Dichtungsschicht wurde Abstand genommen. Sie hätte durch die dabei anzuordnenden Gefälle nach den Entwässerungsstutzen ein wesentlich höheres Gewicht der Fahrbahnplatte

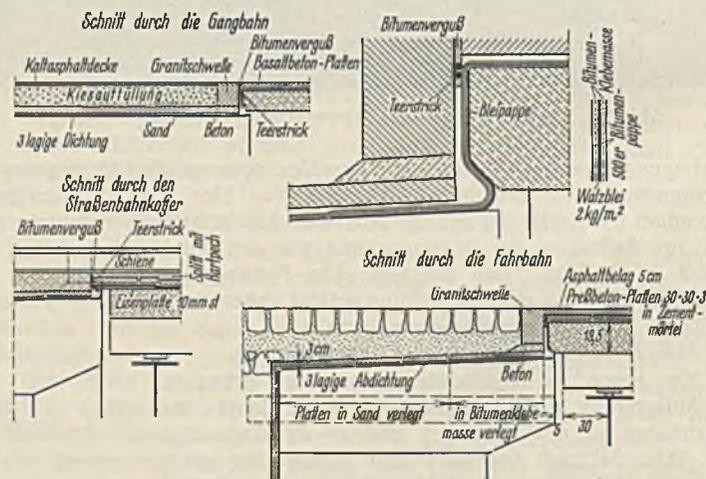


Abb. 30. Widerlageranschlüsse.

verursacht. Frostschäden sind hierdurch nicht zu befürchten, da keine Möglichkeit zu Wasseranstaungen in irgendwelchen Hohlräumen besteht. Poren und etwa vorhandene Spalten würden aber infolge der Kapillarwirkung auch bei Anordnung einer Entwässerung ebenso mit Wasser gefüllt sein wie im vorliegenden Falle. Im übrigen ist bei der sehr dichten Fahrabdeckung aus Gußasphalt das Eindringen von Oberflächenwasser an sich schon wenig wahrscheinlich.

Die Dichtungsschicht wird auf der Fahrabdeckung durch eine Lage Preßbetonplatten 30 · 30 · 3 cm in Zementmörtel 1:4 geschützt. Die mittlere Druckfestigkeit der Platten nach AIB § 18 betrug 655 kg/cm² (Versuchs- und Materialprüfungsamt, Technische Hochschule Dresden). Das Mischungsverhältnis 1 Zement:1,5 Sand:2,5 Splitt bei Maschinenstempfung. Die Gangbahn erhielt einen Belag aus maschinell hergestellten Basaltbetonplatten 35 · 35 · 3,5 cm in Zementmörtel in quadratischem Verband verlegt. Auf der Dichtungsschicht ist ferner an den Gangbahnkanten der Bord-

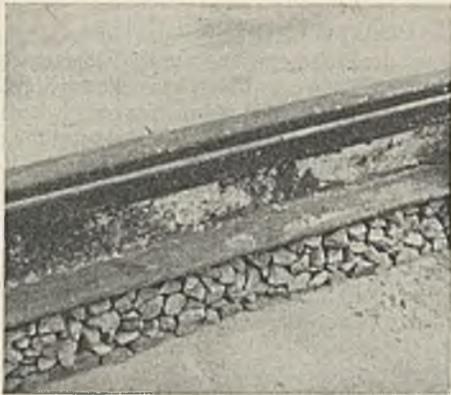


Abb. 31.

Auflagerung der Straßenbahnschienen (vor dem Verguß).

stein aus Granit in Zementmörtel verlegt. In durchschnittlichen Entfernungen von etwa 40 m wird die Bordkante durch Regeneinläufe unterbrochen. Die Dichtungsschicht ist hier in die Aussparungen der Fahrabdeckungsplatte genügend weit hineingezogen. Die Regeneinläufe entwässern mit etwa 1,3 m langen Rohrstützen unmittelbar in die Flutrinne. Um die Traufstelle ist die Flutrinne im Umkreise von etwa 3 · 3 m zum Schutze gegen Ausspülungen gepflastert. Mit Rücksicht auf die Verschlebung der Eisenbetonkonstruktion an den Hauptträgergelenken sind an den Gelenkfugen die Preßbeton- bzw. Gangbahnplatten (nicht in Zementmörtel, sondern in Bitumen) verlegt.

Zur Beleuchtung der Brücke ist an jedem zweiten Pfeilerpaar über Fahrabdeckung eine elektrische Leuchte angeordnet.

b) Anstrich.

Die Eisenkonstruktion hatte im Lieferwerk einen Grundanstrich aus magerer Bleimennige 260.02.12⁹⁾ erhalten. Die ursprüngliche Absicht, nur noch zwei Deckanstriche aufzubringen, wurde fallengelassen, da nach den neuesten Erfahrungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zwei Grundanstriche die Rostsicherheit des Bauwerks erheblich erhöhen. Es wurde daher auf der Baustelle noch ein zweiter Grundanstrich aus fetter Bleimennige 260.02.13 aufgebracht, dem zwei Deckanstriche aus reinem Aluminium in Leinölstandölfirnis folgten. Der zweite Deckanstrich für Haupt- und Querträger wurde aus ästhetischen Gründen durch Graphitzusatz etwas dunkler gefärbt. Für Geländer und Maste ist der erste

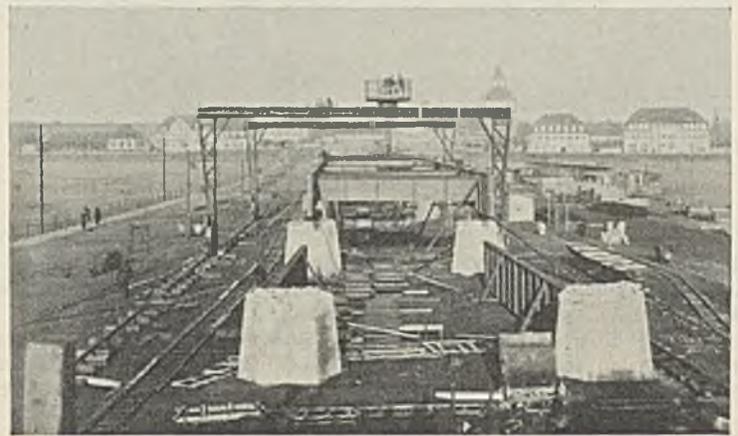


Abb. 33.

Montage, Übersicht über die Baustelle.

Deckanstrich zur besseren Unterscheidung mit Graphit versetzt, während der zweite Deckanstrich aus reinem Aluminium besteht.

Die Anstrichflächen betragen:

Stahlüberbauten	6950 m ² , d. h. 15,0 m ² /t
Geländer	690 28,2 .
Mastkonsole	100 21,7 .

Bemerkenswert ist die große, auf die Gewichtseinheit bezogene Anstrichfläche der Stahlüberbauten — ebenfalls durch Gewichtsverminderung eine mittelbare Folge des Schweißverfahrens. Der Farbverbrauch beim Anstrich der Stahlüberbauten belief sich nach Versuchen auf:

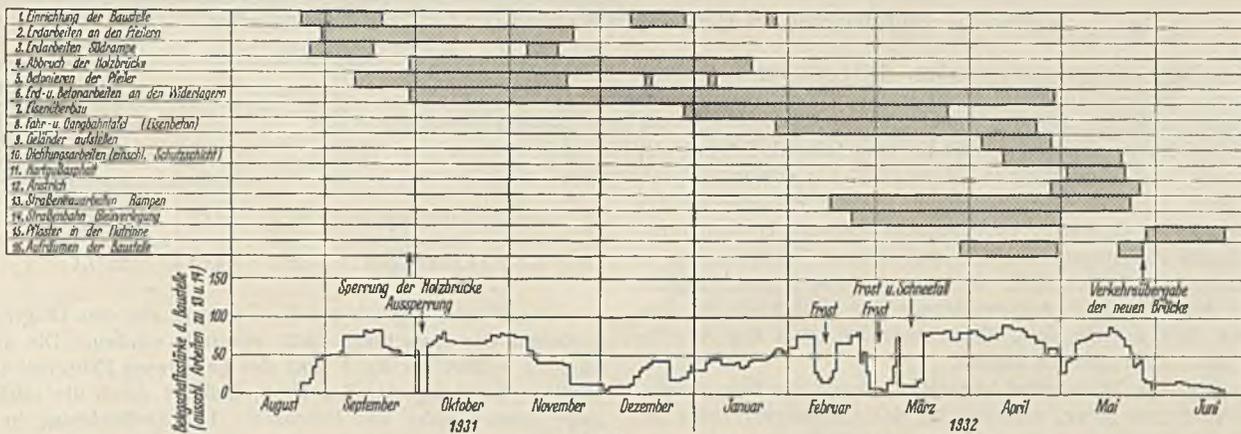


Abb. 32. Bauvorgang.

Eine besondere Beachtung verdient noch die Auflagerung der Straßenbahnschienen auf den Preßbetonplatten. Sie ist nach Angabe der Dresdner Straßenbahn AG von dieser nach Abb. 15 u. 31 ausgeführt worden. Die Schienen wurden nach dem Ausrichten mit Splitt von Hand unterstopft und darauf mit Hartpech vergossen. Schienenfuß und -steg erhielten einen dicken Bitumenanstrich und wurden mit Asphaltbeton umstampft, um das Eindringen von Oberflächenwasser möglichst zu verhindern und eine elastische Verbindung zwischen Schiene und Beton herzustellen. Der Raum zwischen den Schienen wurde mit Zementbeton 1:10 ausgefüllt. An den Dehnungsfugen sind die Schienenentwässerungen sowie zum Ausgleich der auftretenden Bewegungen Schienenauszugvorrichtungen angeordnet.

Den Abschluß der Fahrabdeckung bildet schließlich ein im Mittel etwa 5 cm dicker Hartgußasphaltbelag nach DIN 1991/92, der zur Erhöhung der Rauigkeit übersplittet wurde.

II. Grundanstrich	0,182 kg/m ²
I. Deckanstrich	0,052 .
II. Deckanstrich	0,057 .

Die Untersuchung der Farben wurde ebenso wie die der Baustoffe für die Dichtungsschicht vom Abnahmeamt der Reichsbahndirektion Dresden, Untersuchungsstelle, durchgeführt.

7. Bauvorgang und Probelastung.

a) Bauvorgang.

Der Bauvorgang ist in Abb. 32 zeichnerisch dargestellt. Bei den Erdarbeiten wurden Gurtbandförderer verwendet, die zur Ausschachtung der oberen Baugrubenabschnitte gute Dienste leisteten. Der Stampfbeton

⁹⁾ Bezeichnung nach der Vorschrift Ro St der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Die Vorschrift wurde für Farblieferung und Anstricharbeit zugrunde gelegt.

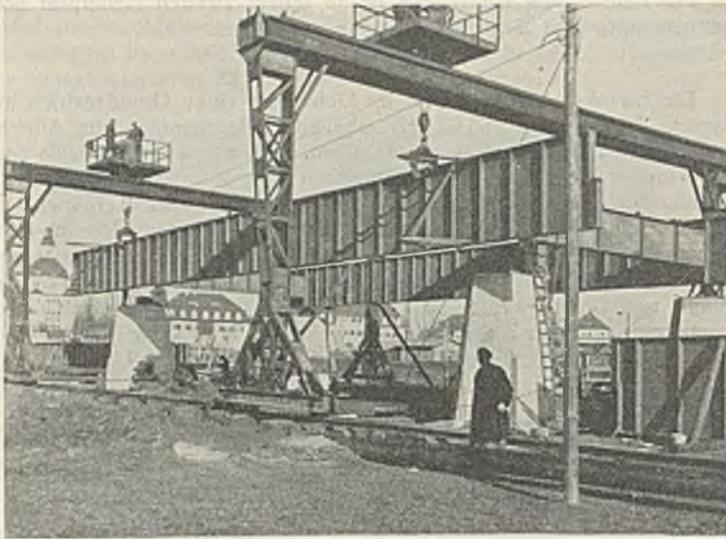


Abb. 34. Montage, Verwendung von Portalkranen.

für die Pfeiler und Widerlager wurde in zentral gelegenen Betonmischern gemischt und mittels Fördergleis an die Verwendungsstelle geschafft. Mittels derselben Gleise wurde der Kies, der durch Kraftwagen angeliefert wurde, vom Kiessilo zur Mischmaschine gefahren (s. Abb. 3).

Die Stahlüberbauten wurden auf dem Anschlußgleis einer Privatfirma am Alberthafen angeliefert (s. Abb. 3). Ein Schwenkmast hob die Träger von den Eisenbahnwagen und lagerte sie auf der Wiese, bis sie durch

gemessen. Die statische Berechnung hatte 14,3 mm ergeben. In dem Unterschiede beider Zahlen äußert sich die lastverteilende Wirkung der Eisenbetonkonstruktion.

Schon vorher nach der Betonierung der Fahrbahnplatte wurden in einfachster Weise die Durchbiegungen der Hauptträger infolge der Eigenlast gemessen. In Hauptträgermitte wurde eine Holzlatte befestigt, die sich gegen eine Marke an einem in die Erde gerammten Pfahl bewegte. Die Meßgenauigkeit war nicht sehr groß, es wurden ganze mm abgelesen. Das Ergebnis ist folgendes:

Feld	Durchbiegung in mm		Abweichung %
	rechnungsmäßig	gemessen	
8—9	17,6	15	— 14,8
10—11	15,3	18	+ 17,8
12—13	15,3	16	+ 4,6

Die durchschnittliche Abweichung beträgt 12,4 %.

Gleichzeitig mit der Probelastung wurden Fahrversuche durchgeführt, um das Verhalten des Bauwerks unter beweglichen Verkehrslasten festzustellen. Eine Dampfwalze mit einem Gesamtgewicht von 19 350 kg (Vorderrad 6400 kg, Hinterräder 6475 kg, Achsabstand 3,8 m) fuhr über die Öffnung 12—13 vom Nordwiderlager her mit dem Vorderrad zuerst über die Brücke. Ferner durchfuhr der Kranwagen der Straßenbahn (21,2 t Gesamtgewicht, s. Abb. 5) die Öffnungen 2—9 nord- und südwärts einmal in Langsam- und einmal in Schnellfahrt. Die Durchbiegungszeichner schrieben während der Fahrten die aufgetretenen Einsenkungen der Hauptträgeruntergurte in der Mitte der Öffnung sowie die auftretenden Schwingungen auf. Die Ergebnisse sind nachfolgend zusammengestellt:

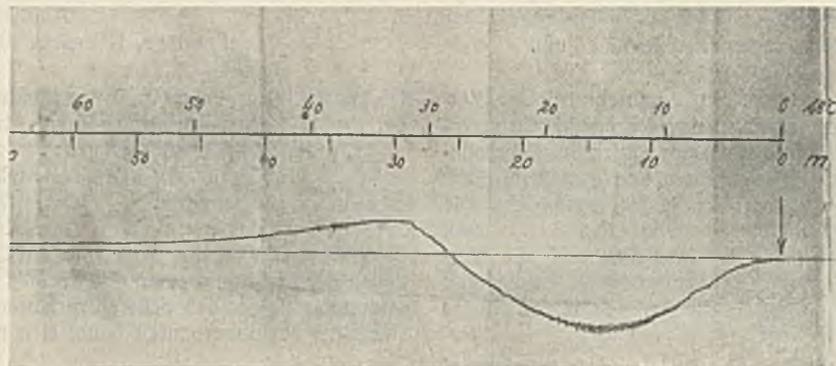


Abb. 35. Durchbiegung des Hauptträgers während der Fahrt einer Dampfwalze.

Loren zur Verwendungsstelle geschafft wurden. Hier wurden sie mittels zweier Portalkrane montiert (Abb. 33 u. 34)⁹⁾. Fortschreitend mit der Montage der Stahlüberbauten verliefen der Schalungsvorgang und die Eisenflechtarbeiten. Die Betonierung begann beim eingehängten Träger 1—2; es folgte Kragträger 0—1, eingehängter Träger 3—4, Kragträger 2—3 usw.

Abgesehen von kurzen Unterbrechungen in der Betonierung der Pfeiler und Widerlager im Dezember 1931, bedingt durch die Umgestaltung der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft, und kurzen Frostperioden in den ersten Monaten des Jahres 1932, wickelte sich der Bau reibungslos ab. Das Wetter war günstig. Anfang Januar trat Elbhochwasser ein, das die Baustelle zum kleinen Teile überschwemmte, aber den Arbeitsfortschritt nicht wesentlich hindern konnte.

Der Fahrverkehr zum Schlachthof benutzte während der Bauzeit ausschließlich die Pieschener Allee, während für den Fußgängerverkehr ein Notfußweg durch die Flutrinne hergestellt war (s. Abb. 3).

b) Probelastung.

Kurz vor der Verkehrsübergabe der Brücke wurde eine Probelastung der Öffnungen 4—5 und 12—13 vorgenommen¹⁰⁾. Mittels Tensometer (Huggenberger, Zürich) und Durchbiegungszeichner wurden die infolge der Verkehrslast auftretenden federnden und bleibenden Durchbiegungen und Dehnungen gemessen. Die Belastung geschah durch Dampfwalzen und einen Kranwagen der Straßenbahn. Die Probelastung sollte im wesentlichen dazu dienen, die Größe der durch Schrumpfung verursachten Anfangsspannungen zu ermitteln. Die Schrumpfspannung in den Gurten wurde unter etwa 1100 kg/cm² liegend festgestellt.

Die elastische Durchbiegung des Hauptträgers in Feldmitte der Öffnung 4—5 wurde für die größte angewendete Laststufe zu 8,72 mm

Nr.	Öffnung	Fahrzeug	Fahr- geschwindig- keit m/sek	Schw i n g u n g		Größte statische Durch- biegung mm	Erhöhung d. statischen Durch- biegung %
				Zahl Hertz	Ausschlag mm		
1	12—13	Dampfwalze	0,92	4,82	0,15	2,6	5,8
2	4—5	Kranwagen.	1,75	—	≈ 0,02—0,04	1,6	≈ 2
3	4—5	Kranwagen.	≈ 7	4,01	≈ 0,1	1,6	≈ 6

Die Schwingungszahl bei Nr. 2 konnte aus dem Diagramm wegen der Kleinheit der Ausschläge nicht ermittelt werden. Die statische Durchbiegung erfährt bei Nr. 1 trotz der geringeren Fahrgeschwindigkeit etwa dieselbe Erhöhung wie bei Nr. 3, bedingt durch die stärkeren Stöße infolge Unebenheiten der Fahrbahn. Der Stoßzuschlag in der statischen Berechnung betrug 37 %. Die hier gemessenen Werte, die allerdings nicht die ungünstigsten Fälle darstellen, liegen, wie ersichtlich, weit darunter. Auch hier spielt die lastverteilende Wirkung der Fahrbahnplatte eine Rolle. Das Schaubild des Versuchs Nr. 1 ist in Abb. 35 wiedergegeben. Die Resonanzerscheinungen nach Überfahren des Gelenks sind (etwa 34 m vom Nullpunkte entfernt) deutlich erkennbar.

8. Schlußbemerkungen.

Die Gesamtansicht des fertigen Brückenbauwerks zeigen Abb. 36 bis 38. Die Konstruktion ist glatt und einfach und doch besonders durch die neuartige Auflösung der Pfeiler genügend gegliedert, um nicht eintönig zu wirken. Die einfache Linienführung im Verein mit dem silberfarbenen Anstrich führt eine ruhige, geschlossene und im besten Sinne moderne Gesamtwirkung und ausgezeichnete Einpassung in das Landschaftsbild herbei. Für die Formgebung der Brücke waren lediglich konstruktive und wirtschaftliche Erfordernisse maßgebend. Das Hochbauamt der Stadt Dresden wirkte bei der Bearbeitung architektonischer Fragen mit

⁹⁾ Vgl. auch Bautechn. 1932, Heft 22, S. 285, Abb. 1 u. 2.

¹⁰⁾ Einen ausführlichen Bericht hierüber s. Dr.-Ing. Reinhold u. Heller, Bautechn. 1932, Heft 46, S. 613.

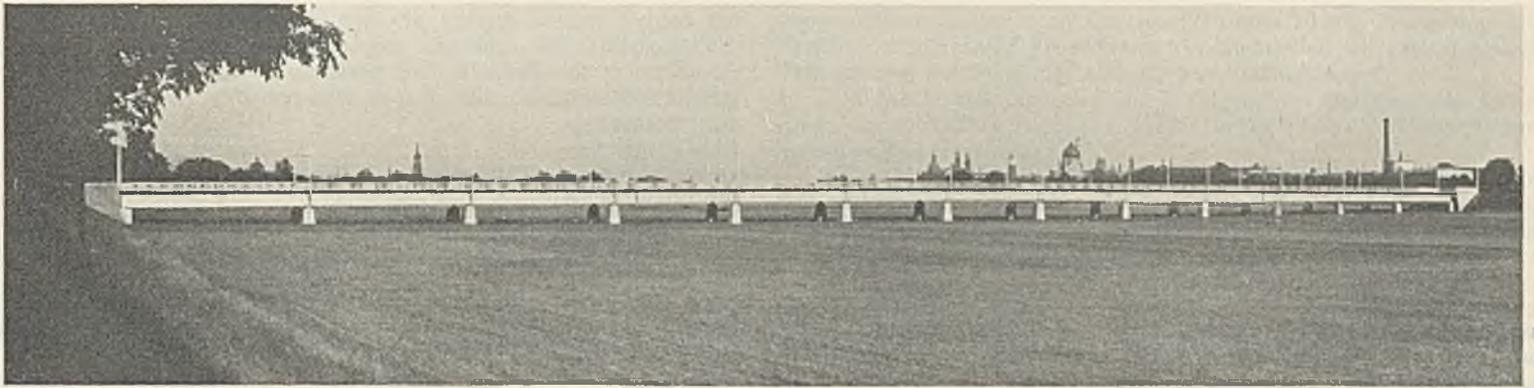


Abb. 37. Gesamtansicht von Westen.

Folgende allgemeine Angaben dürften noch von Interesse sein:

Gesamte Baukosten einschl. Arbeiten auf der südlichen Rampe	520 000 RM
Kosten der gesamten Stahlkonstruktion nebst Geländer einschl. Anstrich i. M.	395 RM/t
Kosten der Eisenbetonkonstruktion i. M.	58 RM/m ²
Gesamtkosten der Brücke je m ² Fahr- und Gangbahn	140 RM/m ² .

Christoph & Unmack AG, Niesky: Herstellung der gesamten Stahlkonstruktion;
 Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Dresden: Herstellung der gesamten Eisenbetonkonstruktion der Fahr- und Gangbahn, Lieferung von Preßbeton- und Gangbahnplatten;
 Baumeister Max Riedrich, Dresden, und Baumeister Hermann Richter, Dresden: Erdarbeiten, Herstellung der Pfeiler und Widerlager;
 Röntz und Dr. Gruhl, Heidenau: Lieferung von Preßbetonplatten;
 Baugesellschaft Malchow G. m. b. H., Dresden: Abdichtungsarbeiten der Fahrbahnplatte, Verlegung der Preßbeton- und Gangbahnplatten und Bordsteine;

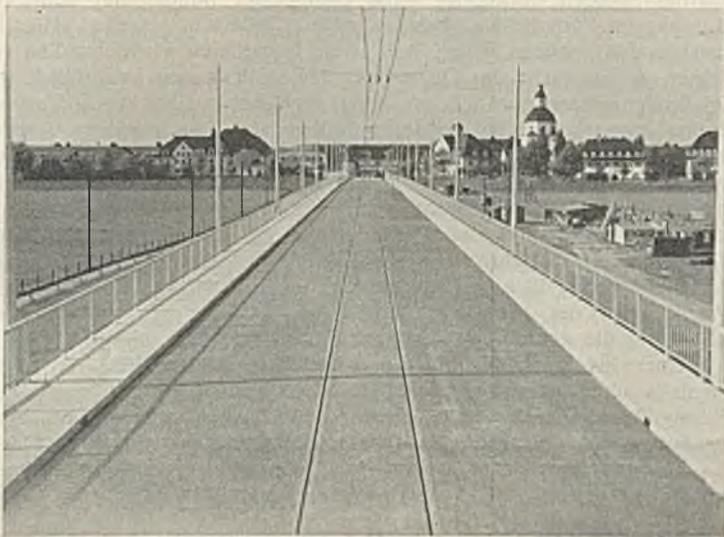


Abb. 36. Fahr- und Gangbahn.

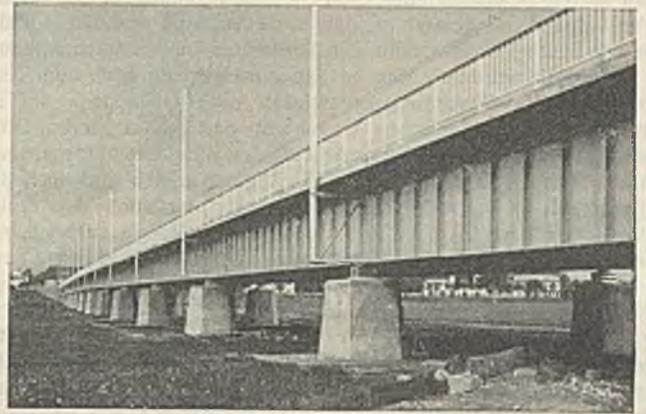


Abb. 38. Ansicht der Brücke.

Diese Preise sind außerordentlich niedrig. An der Ausführung waren außer der Dresdner Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerke AG (Beleuchtung), der Dresdner Straßenbahn AG (Schienenverlegung) und dem Tiefbauamt der Stadt Dresden (Straßenbauarbeiten) folgende Firmen beteiligt:

Franz Horn, Dresden, in Verbindung mit der Deutschen Asphalt-Gesellschaft, Hannover: Herstellung des Gußasphaltbelags der Fahrbahn;
 Chemische Fabrik Dr. L. Naumann, Dresden: Farblieferung;
 Malermeister Oskar Guber, Dresden: Farbanstrich.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Arbeitsverfahren beim Ausbruch von Stollen.

Von Privatdozent Dr.-Ing. O. Walch, Berlin-Siemensstadt.

Im Stollenbau hat man — wenigstens in Europa — bisher vielfach an den althergebrachten Arbeitsverfahren unverändert festgehalten. Nur bei einigen Stollenausführungen der letzten Zeit hat man versucht, hier einige Neuerungen einzuführen, so z. B. beim Bau des Stollens der Zugspitzbahn und des Eichholz-Stollens des Schluchseewerkes. Wenn man auch schon lange danach trachtete, die Leistungsfähigkeit der Bohrmaschinen zu erhöhen und damit eine höhere Vortriebleistung zu erzielen, so hat man aber doch im übrigen vorwiegend noch Handarbeit angewendet.

Bei den Gründen für dieses Festhalten an den althergebrachten Verfahren spielt vor allen Dingen die Abneigung gegen Neuerungen eine Rolle, die im Baubetriebe fast allgemein, im Stollenbau aber, und zwar selbst bei den meisten Ingenieuren, in besonders großem Maße festzustellen ist.

Die Einführung neuer Maschinen stößt im Stollenbau außerdem noch auf mancherlei Schwierigkeiten, die bei anderen Bauarbeiten nicht in gleichem Maße vorhanden sind. Entsprechend dem beschränkten Raum im Stollen können nur kleine Maschinen benutzt werden; anderseits ist der Stollenbetrieb sehr rauh, und die Maschinen werden dabei ungewöhnlich stark beansprucht. Die kleinen Maschinen so kräftig zu bauen, daß sie den harten Beanspruchungen im Stollenbau genügen, ist keine ganz einfache Aufgabe; so kommt es, daß in Deutschland und auch im übrigen Europa bis heute Maschinen für den Stollenbau nur in beschränktem Umfange hergestellt wurden. Man ist daher auch heute noch zum Teil hier auf amerikanische Maschinen angewiesen oder wenigstens auf solche Maschinen, die amerikanischen Vorbildern nachgebaut sind. Die Verwendung ausländischer Maschinen läßt sich oft nicht durchführen, da diese Maschinen nicht schnell genug zur Verfügung stehen und auch die Ersatzteilbeschaffung schwierig ist; dann aber ist auch der Preis der amerikanischen Maschinen meist für unsere Verhältnisse zu hoch, so daß auch aus diesem Grunde ihre Verwendung nicht häufig in Frage kommen kann.

Sind also bis heute im Stollenbau in Europa nur verhältnismäßig wenig neuzeitliche Maschinen zur Verwendung gekommen, so ist doch nicht zu verkennen, daß auf Grund der neuesten Erfolge der amerikanischen Stollenbauer allmählich auch in Europa das Bestreben einsetzt, die älteren Verfahren zu verlassen und dafür neuere zu setzen. Alle neueren Verfahren, die in Amerika angewendet wurden, sind unter dem Gesichtspunkte eines erhöhten Einsatzes von Maschinen ausgearbeitet. Das Bestreben ist, die Stollenarbeiten — und zwar sowohl beim Ausbruch als auch bei der Betonierung — möglichst zu beschleunigen, um die betreffende Anlage möglichst frühzeitig in Betrieb zu nehmen. Die allmählich herausgebildeten Arbeitsverfahren und die dafür benutzten Maschinen dürften wohl in Europa mit Rücksicht darauf interessieren, daß das Bautempo auch hier ein schnelleres geworden ist und deshalb auch im Stollenbau größere Fortschrittsleistungen erreicht werden müssen.

Im amerikanischen Stollenbau¹⁾ trachtet man danach, die Arbeitsweise so zu entwickeln, daß eine möglichst weitgehende Anwendung von Maschinen möglich ist, selbst wenn vielleicht dadurch der eine oder andere Vorteil verloren geht, der zu erreichen wäre, wenn man fortlaufend den fast immer etwas wechselnden Gebirgscharakter voll berücksichtigen würde. Man verwendet z. B. in Amerika fast durchweg große Bohrlochtiefen, etwa 3 bis 3,5 m, vor allem mit der Absicht, die dort benutzten schweren Maschinen nicht zu häufig umsetzen zu müssen, dann aber auch, um für die Lademaschinen bei einem Abschlag möglichst große Mengen von Ladegut an einer Stelle zu haben. Außerdem erreicht man damit den Vorteil, daß jeder Abschlag die Zeit einer Schicht voll in Anspruch nimmt, so daß während einer Schicht keine Verlustzeiten für Lüftungen usw. entstehen. Man nimmt also den in den meisten Fällen sicher vorhandenen Nachteil mit in Kauf, daß die Sprengwirkung bei tiefen Bohrlochern eine schlechtere ist. Die Mehrkosten für erhöhte Bohrlochtlängen und einen etwaigen Mehrverbrauch an Sprengstoffen werden eingeholt durch die bessere Ausnutzung der Maschinen; ähnlich auch beim Vollausschub, wo man in Deutschland meist mehrmaliges Abbohren und Abschließen für die Methode hält, die das sauberste Profil gibt, während man in Amerika ein planmäßiges Vorgehen auf der ganzen Stollentlänge für wirtschaft-

licher hält, wobei naturgemäß irgendwelche Vorteile, die sonst durch Ausnutzung der Schichtung des Gebirges usw. erreicht werden können, sich nicht in gleicher Weise ausnutzen lassen.

Bei den in Europa ausgeführten Stollen hat man, sofern sie größeren Querschnitt hatten, fast stets einen besonderen Vortriebstollen angeordnet und erst nachträglich, sei es, nachdem die Vortriebarbeiten bereits ein gewisses Stück fortgeschritten waren, sei es, nachdem der Durchschlag erreicht war, den Vollausschub in Angriff genommen. Dabei hat man die Abmessungen des Vortriebstollens möglichst klein gehalten, im allgemeinen nicht mehr als höchstens 5 bis 6 m² (z. B. Stollen des Schwarzenbachwerkes und Schluchsee-Stollen). Der maßgebende Gesichtspunkt war, daß, je kleiner der Vortriebstollen gehalten werden konnte, desto weniger Bohrarbeit zu leisten war und desto weniger Material geladen werden mußte, so daß tatsächlich ein größerer Fortschritt erreicht werden konnte, wobei selbstverständlich ein gewisser unterer Grenzwert nicht unterschritten werden durfte, da sonst infolge der Behinderung eine Verzögerung im Fortschritt eingetreten wäre. Anders in Amerika. Hier hat man in den meisten Fällen auf einen besonderen Vortriebstollen verzichtet, sofern nicht der Querschnitt des Stollens sehr beträchtlich war. Bei Stollen unter etwa 15 m² findet man fast nie besondere Vortriebstollen angeordnet. Bei größeren Stollen aber, wo man am Vortriebstollen festgehalten hat, hat man dessen Querschnitt wesentlich größer gehalten. Beim Stollen für die Wasserversorgung von Springfield hat man z. B. einen hufeisenförmigen Stollen mit einer größten Breite von rd. 4,30 m und annähernd gleicher Höhe auf einmal ohne besonderen Vortriebstollen ausgebrochen; ebenso bei dem Chelan-Stollen, der die Verbindung darstellt zwischen dem Chelan-See und dem Columbia River (Wash.), wo der lichte Querschnitt rd. 14,3 m² betrug. Bei einer Anlage für die neue Wasserversorgung von Boston hat man einen Stollen mit einer lichten Weite von 3,35 m und einer lichten Höhe von 3,88 m ebenfalls ohne besonderen Vortriebstollen gebaut, ebenso auch beim Chicago Avenue-Stollen mit einem Ausbruchquerschnitt von rd. 26 m². Im übrigen sei hier auf die in Tabelle I aufgeführten Anlagen verwiesen.

Bei den Vortriebstollen hat man, wie bereits gesagt, größere Abmessungen gewählt. Bei dem Stollen, der zu der Anlage des Calderwood Dam gehört, hat man bei einem lichten Querschnitt von rd. 35,5 m² einen Vortriebstollen angeordnet von 3,60 × 3,60 m, also rd. 12,9 m². Vortriebstollen unter 3 × 3 m = 9 m² findet man überhaupt nicht. Eine seltene Ausnahme stellt der Grand Fall River-Stollen dar (s. Nr. 21 der Tabelle I), wo man für den Vortriebstollen ähnliche Abmessungen gewählt hat, wie sie auch in Deutschland üblich sind.

Allgemein besteht das Bestreben, keine zu kleinen Querschnitte auszubrechen, und zwar aus dem Grunde, weil bei den kleinsten Querschnitten die Anwendung von Maschinen fast unmöglich wird. Wenn selbst durch die Wahl eines größeren Vortriebstollens oder durch sofortigen Vollausschub eine geringe Erhöhung der unmittelbaren Kosten entstehen würde, so können diese doch sicher wieder ausgeglichen werden durch die billigere Arbeit mit Maschinen.

Die Ausbruchverfahren sind in Amerika bis heute noch nicht einheitlich. Es wird wahrscheinlich auch niemals dazu kommen, eine Einheitlichkeit auch nur innerhalb gewisser Grenzen zu erzielen, da das Ausbruchverfahren sehr stark von dem betreffenden Gestein, seiner Schichtung usw. beeinflußt wird. Trotzdem aber ist es möglich, gewisse Vergleiche zwischen den amerikanischen Arbeitsverfahren und unseren zu ziehen. Vor allem fällt es, wie bereits erwähnt, auf, daß im allgemeinen in Amerika sehr tiefe Löcher gebohrt werden. Die Lochtiefe beträgt in den meisten Fällen mehr als 3 m (s. Tabelle II). Außerdem ist, trotz des meist größeren Ausbruchquerschnittes, die Zahl der Löcher auf 1 m² im allgemeinen wesentlich größer gewählt, als bei uns üblich. Wir rechnen bei einem Vortriebstollen ungefähr 2 Löcher/m², während in Amerika — selbst bei wesentlich größeren Profilen — bis zu 3 und 4 Löcher auf 1 m² treffen. Man kann aus den in Tabelle II gemachten Zahlenangaben feststellen, daß innerhalb gewisser Grenzen mit zunehmender Lochtiefe die Zahl der Löcher auf 1 m² ansteigt; so z. B. bei dem Morning-Stollen (s. Nr. 6) bei 1,55 m Lochtiefe 1,62 Löcher/m², während im New Haven-Stollen (s. Nr. 11) bei 4 m Lochtiefe 4,4 Löcher auf 1 m² entfallen.

Wenn man auch auf die Anlage eines besonderen Vortriebstollens verzichtet, so legt man doch größten Wert darauf, die Verspannung des Gebirges möglichst frühzeitig zu beseitigen. Es wird daher fast stets ein

¹⁾ Die nachfolgenden Angaben wurden z. T. den Aufsätzen „Rock Tunnel Method“ in der Zeitschrift „The Explosive Engineer“ 1930 und 1931 entnommen.

besonderer Einbruch geschossen, und die übrigen Schüsse werden mit verschieden abgestuften Verzögerungen abgetan. Die amerikanischen Ingenieure gehen mit der Unterteilung beim Abschluß viel weiter als die europäischen. Meist wird dort nach dem in Abb. 1 dargestellten Schema

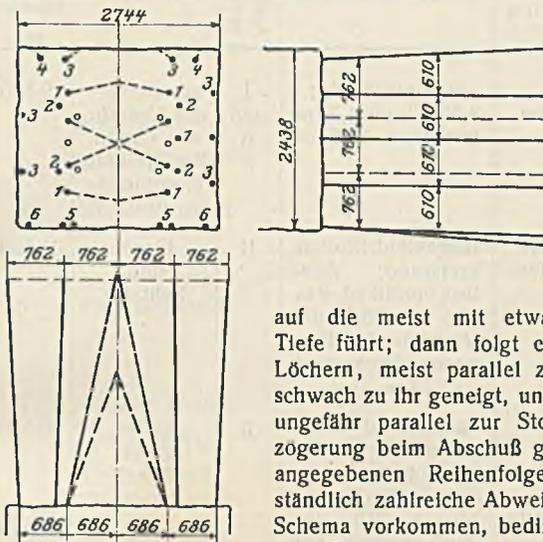


Abb. 1. Schema eines Abschusses.

ohne besonderen Vortriebstollen — ist die Anordnung einer großen Zahl von Randlöchern verständlich, da dadurch ein sofortiges genaues Profilschließen möglich ist, wobei allerdings die Randlöcher nicht nur im Lochtiefersten geladen werden dürfen, sondern auf einem großen Teil der ganzen Lochlänge, allenfalls unter Einschaltung von Blindpatronen. Allerdings erfordert ein derartiges Arbeitsverfahren die sorgfältigste Arbeit und genaueste Überwachung, da eine auch nur geringe Abweichung in der Richtung der Randlöcher einen beträchtlichen Mehrausbruch zur Folge hätte.

Auch in den Fällen, wo man das gleiche bzw. ein ähnliches Arbeitsverfahren angewandt hat, wie es, unabhängig von diesen Ausführungen, fast zur selben Zeit beim Eichholz-Stollen des Schluchseewerkes angewandt wurde — nämlich den Abbau mit einer besonderen Stufe —, hat man eine weitgehende Unterteilung beim Abschluß vorgenommen, und zwar nicht nur beim Abschluß des oberen Teiles, sondern auch beim Abschluß der unteren Bank. Dabei hat man in Amerika Versuche damit gemacht, ob es zweckmäßig ist, die untere Stufe durch senkrechte oder durch waagerechte Löcher abzubohren. Die Erfolge mit diesem Arbeitsverfahren sind bezüglich der Genauigkeit des geschossenen Profils sehr gute. Man hat z. B. dieses Vollausbuchverfahren mit Bank beim Stollen der Anlage Waterville angewandt, wo man nur eine 10 cm dicke Betonauskleidung vorgesehen hat. Wenn durch dieses Stollenausbruchverfahren die Genauig-

angewandt worden, meist bei Querschnitten über 10 m². Er vereinigt die Vorteile der getrennten Arbeitsweise (Vortriebstollen mit nachfolgendem Vollausbuch) mit denen des einheitlichen Vollausbuches.

Von den in den Tabellen I und II aufgeführten Stollenanlagen sollen einige hier noch näher besprochen werden, bei denen das Vortriebverfahren besonders bemerkenswert ist.

Beim Quebra-Tunnel (s. Nr. 1 der Tabelle I und II) hat man, um die Zeitverluste beim Umsetzen der Spannsäulen möglichst herabzusetzen, zwei waagerechte Spannsäulen angeordnet, von denen aus es möglich ist, ohne Umsetzen alle Löcher auf einmal zu bohren. Von der unteren Spannsäule aus wurden vier Lochreihen gebohrt mit verschiedener Neigung; von der oberen Säule aus wurden fünf Lochreihen gebohrt, und zwar unter Zuhilfenahme eines auf die Spannsäulen aufgesetzten Armes (Abb. 2). Die Anordnung der Bohrlöcher und die Verteilung über den Querschnitt ist aus Abb. 3 zu ersehen. Aus den in der Abbildung angegebenen Zahlen ist die Reihenfolge der Abschüsse ersichtlich. 3 Schüsse geben den eigentlichen Einbruch; es folgen dann in Gruppen 7, 11, 9, 7 und dann zweimal 4 Schüsse. Zuletzt folgt dann noch ein Schuß im First. Auffallend ist der große Abstand der Bohrlöcher in der Mitte des Profils. Es ist hier eine vollständige Teilung der Bohrlöcher in eine obere und untere Gruppe festzustellen.

Ein anderer Stollen in der Copper Mine wurde unter Verwendung

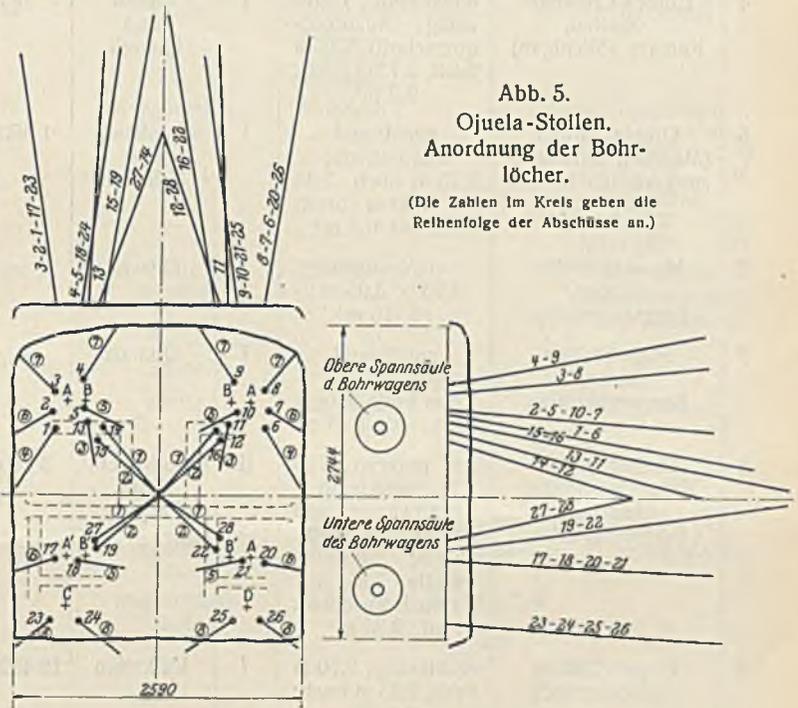


Abb. 3. Ojuela-Stollen. Anordnung der Bohrlöcher. (Die Zahlen im Kreis geben die Reihenfolge der Abschüsse an.)

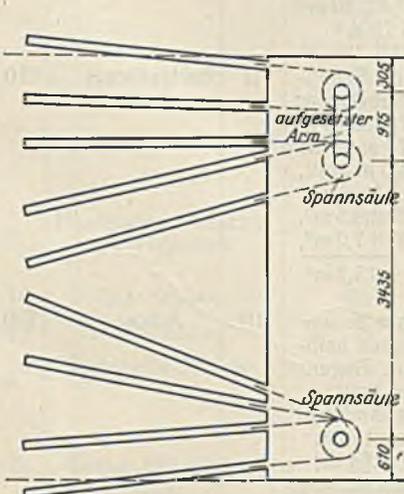


Abb. 2. Quebra-Tunnel. Schematische Anordnung der Spannsäulen.

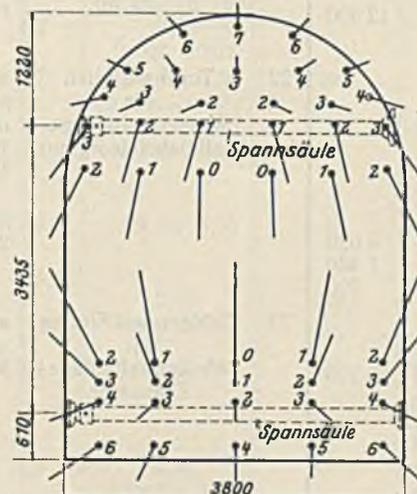


Abb. 4. Copper Mine-Stollen. Anordnung der Bohrlöcher. (Die Zahlen geben die Reihenfolge der Abschüsse an.)

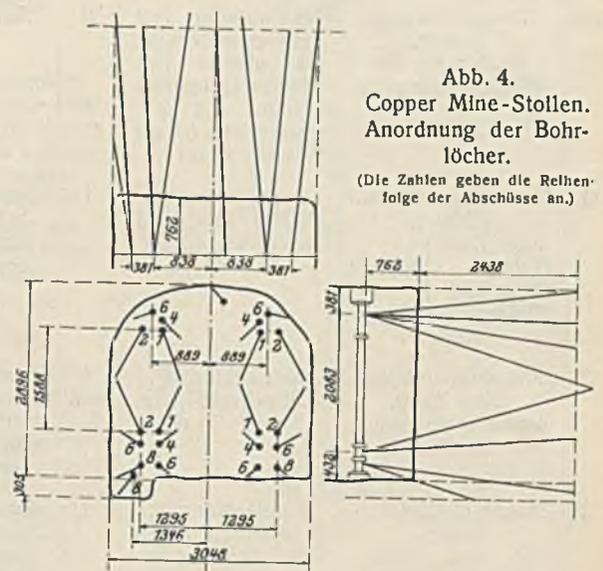


Abb. 5. Ojuela-Stollen. Anordnung der Bohrlöcher. (Die Zahlen im Kreis geben die Reihenfolge der Abschüsse an.)

kelt des Profils geringer gewesen wäre als bei den bei uns üblichen Arbeitsweisen, dann hätte man wohl bei einem so schwachen Betonmantel viel Mehrbeton erhalten und dadurch so hohe Mehrkosten verursacht, daß man die eben erwähnte Arbeitsweise sicher bald aufgegeben hätte, da sie unwirtschaftlich gewesen wäre. Gerade dieser Abbau mit Stehenlassen einer Bank ist, wie aus Tabelle I hervorgeht, in sehr zahlreichen Fällen

zweier lotrechter Spannsäulen ausgebrochen, und zwar hat man auch hier bei dem verhältnismäßig kleinen Profil zwei Spannsäulen gleichzeitig verwendet (Abb. 4); außerdem ist noch ein Bohrloch fast im First besonders angesetzt worden. Hier wurde zuerst mit 4 Schüssen ein Einbruch geschossen. Es folgten dann weitere Gruppen von 4, 4, 6 und zuletzt noch von 3 Schüssen, insgesamt 21 Schüsse.

Tabelle I. Zusammenstellung einiger ausgeführter Stollen.

Lfd. Nr.	Name des Stollens	Stollenquerschnitt	Ausbruchverfahren	Gestein	Länge des Stollens m	Lfd. Nr.	Name des Stollens	Stollenquerschnitt	Ausbruchverfahren	Gestein	Länge des Stollens m
1	La Quebra-Tunnel, Antioquia (Columbien), eingleisiger Eisenbahntunnel	senkrechte Seitenwände, oben Halbkreis; Ausbruchquerschnitt 5,55 m breit, 5,85 m hoch: rd. 31 m ²	I ¹⁾	Diorit, teils hart, teils von nicht besonders guter Beschaffenheit	3 730	14	Coldbrook Wachusett-Stollen	hufeisenförmig; 3,65 m breit, 4,25 m hoch: rd. 11,8 m ²	I und II	verschiedenes Gestein, wie Granit, Biotit, Gneis, Hornblende usw.	19 800
2	Stollen der Copper Mine (Arizona)	Ausbruchquerschnitt 3,70 m breit, 2,75 m hoch: rd. 10 m ²	I	Quarzit	835	15	Brooklyn-Wasserversorgungsstollen	ausgekleid. Stollen, kreisrund; Ausbruchprofil rd. 6 m ϕ : rd. 28,4 m ² ; Vortrieb rd. 3,35 m hoch; Bank rund 2,74 m hoch	II	Gneis und Schiefer	31 500
3	Stollen d'Erronville, Audun de Tiche, Moselle (Frankreich)	rechteckig; Ausbruchquerschnitt 3,0 m breit, 3,30 m hoch: 9,9 m ²	I	Mergel, Lehm	4 500	16	Florence Lake-Stollen, Stollen für Wasserkraftanlage; ein Stollen der Big Creek-Anlage (Kalifornien)	annähernd hufeisenförmig; 4,57 m breit, 4,57 m hoch, oben flacher Bogen; oberer Teil des Ausbruches 2,44 m hoch, Bank 2,13 m hoch: rd. 19,5 m ² , davon entfallen 9,7 m ² auf die Bank	II	harter, grauer Granit	20 500
4	Eureca Crosscut-Stollen, Ramsey (Michigan)	annähernd rechteckig; Ausbruchquerschnitt 3,35 m breit, 2,75 m hoch: 9,2 m ²	I	Granit und Quarzit	282	17	Huntington Pitmann Shaver-Stollen, ebenfalls ein Teil der Big Creek-Anlage	hufeisenförmig; 4,26 m breit, 3,96 m hoch	I	Granit	7 000
5	Ojuela-Stollen (Mexiko), Entwässerungsstollen für ein Bergwerk	annähernd quadratisch; 2,75 m hoch, 2,45 bis 2,60 m breit: 6,5 bis 6,9 m ²	I	Sandstein und Schiefer	1 650	18	Bear-Stollen, ebenfalls Teil der Big Creek-Anlage	anfänglich 2,13 \times 2,13 m, später 2,45 m breit, 2,75 m hoch	I	Granit	2 320
6	Morning-Stollen (Idaho), Bergwerkstollen	quadratisch; 3,95 \times 3,95 m: rd. 16 m ²	I	Quarzit	—	19	Mono-Stollen, ebenfalls Teil der Big Creek-Anlage	anfänglich 2,75 m breit, 2,13 m hoch, später 2,45 m breit, 2,13 m hoch	I	Granit	1 210
7	Page-Stollen (Idaho), Bergwerkstollen	annähernd quadratisch; 2,6 m breit, 2,75 m hoch: rd. 7,15 m ²	I	Quarzit	—	20	Waterville-Stollen	hufeisenförmig; 4,55 m breit, 5,0 m hoch, mit 12,6 m ² im oberen Teil	II	Quarzit	10 000
8	United Verde Extension-Stollen (Arizona), Bergwerkstollen	im unteren Teil fast senkrecht, Seitenwände und oberer Teil Halbkreis; größte Breite 3,35 m, größte Höhe 3,2 m: rd. 9,35 m ²	II	Konglomerat, Diorit, Porphyr	3 700	21	Grand Fall River-Stollen, Stollen für Wasserkraftanlage Kanada	hufeisenförmig; 8,55 m breit, 8,55 m hoch; Vortriebstollen rd. 2,40 \times 2,40 m: rd. 5,75 m ²	III	Schiefer	1 160
9	Boyati-Stollen (Griechenland)	rechteckig; 2,70 m breit, 2,25 m hoch: 6,1 m ²	I	Kalkstein	13 482	22	Terrora-Stollen für Wasserkraftanlage Tallulah (Georgien)	senkrechte Seitenwände ohne Bogen; oberer Teil 3,96 m breit, 2,74 m hoch; Bank 3,96 m breit, 1,82 m hoch; oberer Teil 8,5 m ² , unterer Teil 7,2 m ² , 15,7 m ²	II	harter Gneis	1 610
10	Chicago Avenue-Stollen, Stollen für die Wasserversorgung	im unteren Teil senkrechte Wände, im oberen Teil Halbkreis; größte Breite 5,4 m, größte Höhe 5,6 m: rd. 28 m ²	II	Sandstein	12 400	23	Calderwood-Stollen für Wasserkraftanlage Tennessee	senkrechte Seitenwände, oben halbkreisförm. Bogen; 8,50 m breit, 7,90 m hoch; Vortriebstollen 3,64 \times 3,64 m; Gesamtfläche rd. 60 m ² , Vortriebstollen 13,20 m ²	III	Arkose	700
11	New Haven-Stollen (Conn.), Sugar Loaf-Gulph-Great Hill-Stollen, Wasserversorgungsstollen	hufeisenförmig; 2,45 m breit und hoch: rd. 5,7 m ²	I	Sandstein, Schiefer, schwarzer Porphyr	4 020 1 430 790	24	Owyhee-Stollen für Wasserversorgung und Wasserkraftanlage (Oregon)	Kreis; Profil 7,50 bis 8,20 m ϕ ; Vortriebstollen 2,75 \times 2,75 m: rd. 7,6 m ² ; Gesamtfläche 44 bis 53 m ²	III	Rhyolite	298
12	Shandaken-Stollen (New York), Wasserversorgungsstollen	hufeisenförmig; 3,65 m breit, 4,15 m hoch: 14 m ²	I und II	Granit und roter Sandstein, blauer, grüner und roter Schiefer	29 100						
13	Mountain Division-Stollen (für den Hetch Hetchy-Aquädukt), Stollen für Wasserversorgung u. Kraftgewinnung in der Nähe von Groveland (Kalifornien)	hufeisenförmig; 4,05 m breit, 4,10 m hoch im unausgekl. Teil; 3,14 m breit, 3,14 m hoch im ausgekl. Teil; 16,6 m ² im unausgekl. Teil; 9,9 m ² im ausgekl. Teil	I	Granit und Diorit in den unausgekl. Strecken; Diorit, Schiefer und Quarzit in den ausgekl. Strecken	—						

1) I = Vollausschub; II = Vollausschub mit Bank; III = Vortriebstollen mit nachträglichem Vollausschub.

Tabelle II. Zusammenstellung über die Bohrarbeiten bei einigen Stollenbauten.

Lfd. Nr.	Name des Stollens	Anzahl der Bohrlöcher		Lochtiefe m	Loch- durchmesser mm	Aufstellung der Bohrmaschine	Einbruch	Mittlerer Fortschritt	
		im ganzen	für 1 m ²					auf 1 Abschlag m	in 1 Woche bzw. Monat m
1	La Queibra-Tunnel	46	1,5	3,05	45 im Tiefsten	2 waagerechte Spannsäulen, die obere davon mit einem Arm	Einbruch	3,05	16,7/Woche
2	Copper Mine-Stollen	22	2,2	2,45	25	senkrechte Säule	Einbruch	2,15	32/6 Tage
3	Stollen d'Erronville	18	2	1,15 bis 2,00	44	Bohrhammer	Einbruch mit 6 Schuß	1,3	25/Woche
4	Eureca Crosscut-Stollen	24	2,6	2,55	32	2 senkrechte Säulen	Einbruch pyramidenförmig	in Granit: 8,4 im Tag; in Quarzit: 7,2 im Tag	81,5/Woche (Rekord)
5	Ojuela-Stollen	28	4,3	Einbruch: 3,05, sonst: 2,45	30	Spezialbohrwagen	Einbruch in Form einer doppelten Pyramide	2,45	215/Monat
6	Morning-Stollen	26	1,62	1,55	45 bis 25	Säule	Einbruch	—	—
7	Page-Stollen	20	2,8	1,85	54 bis 25	Säule	Einbruch	—	20/Woche
8	United Verde Extension-Stollen	oberer Teil: 23 Bank: 4	4 0,9	3,05 bis 4,00 bzw. 1,8 bis 3,0	32	Säule	6 Einbruchschüsse, V-förmig angeordnet	—	160/Monat
9	Boyati-Stollen	28	4,6	2,60	45	waagerechte Säule	Einbruch	—	Nordportal: im Monat Okt. 1927 — 270 März 1928 — 146 Südportal: Sept. 1927 — 181 März 1928 — 121
10	Chicago Avenue-Stollen	37 im oberen Teil, 3 × 5 im unteren Teil	1,9	3,10	67 bis 40	Säule, Dreifuß	Einbruch	—	25,7/Woche (5 Arbeitstage mit je 2 Schichten)
11	New Haven-Stollen	25	4,4	4,0	32	Säule	Einbruch	—	—
12	Shandaken-Stollen	35 bei Vollaussbruch ohne Bank, 24 bei Vollaussbruch mit Bank (nur im oberen Teil)	2,5	3,05 bis 3,70	—	Säule	Einbruch	—	110/Monat
13	Mountain Division-Stollen	42 bzw. 27	2,5 2,7	50	—	waagerechte Säule	Einbruch	2,50	21 bis 28/Woche
14	Coldbrook Wachusett-Stollen	36	3,1	2,00 bis 3,20 Vollaussbruch ohne Bank, 2,50 bis 3,05 mit Bank	—	waagerechte Säule	Einbruch	2,10 bis 2,80	—
15	Brooklyn-Stollen	40 im oberen Teil, 15 in der Bank	2,5 1,2	2,80 bis 3,70 im oberen Teil, 3,70 in der Bank	—	waagerechte Säule	Einbruch	2,50 im oberen Teil, 2,50 bis 3,35 in der Bank	—
16	Florence Lake-Stollen	46 im oberen Teil, 15 im unteren Teil	4,7 1,6	2,74 bis 3,30 im oberen Teil, 3,95 bis 6,40 in der Bank	30	waagerechte und senkrechte Säulen im oberen Teil, im unteren Teil waagerechte Säule	Einbruch	2,75 im oberen Teil, 5,50 im unteren Teil	34,2/Woche max. 53/Woche
17	Huntington Pitmann Shaver-Stollen	37	rd. 2,3	2,74 bis 3,35	46	waagerechte Säule und Bohrwagen	Einbruch	2,75	36,5/Woche
18	Bear-Stollen	18	4	2,15	46	Bohrwagen	—	1,70	15/Woche
19	Mono-Stollen	18	4	2,15	46	Bohrwagen	—	1,70	14,3/Woche
20	Waterville-Stollen	39 davon 6 in der Bank	3,4	3,40	32	senkrechte Säule für den oberen Teil, waagerechte Säule für die Bank	keilförmiger Einbruch	2,45	36,6/Woche
21	Grand Fall River-Stollen	25 beim Vortrieb	4,3	2,28, 2,75 bis 3,34 beim Vollaussbruch	—	beim Vortrieb senkrechte Säule, beim Vollaussbruch waagerechte Säule	—	2,28 bis 2,44 beim Vortrieb	41/Woche
22	Terrora-Stollen	26 im oberen Teil, 6 im unteren Teil	rd. 3 rd. 0,9	1,83 bis 2,45 im oberen Teil, 3,70 bis 4,30 im unteren Teil	—	senkrechte Säule im oberen Teil, waagerechte Säule im unteren Teil	Einbruch	1,84 im oberen Teil, 3,68 in der Bank	160/Monat bei 2 Angriffstellen
23	Calderwood-Stollen	28 beim Vortrieb	2,1	2,44	32	Bohrwagen	Einbruch	1,85 beim Vortrieb	—
24	Owyhee-Stollen	20 bis 24	3,2 bis 3,8	3,05	31	senkrechte und waagerechte Säulen	Einbruch	2,75 beim Vortrieb	45,5/Woche an 2 Angriffstellen

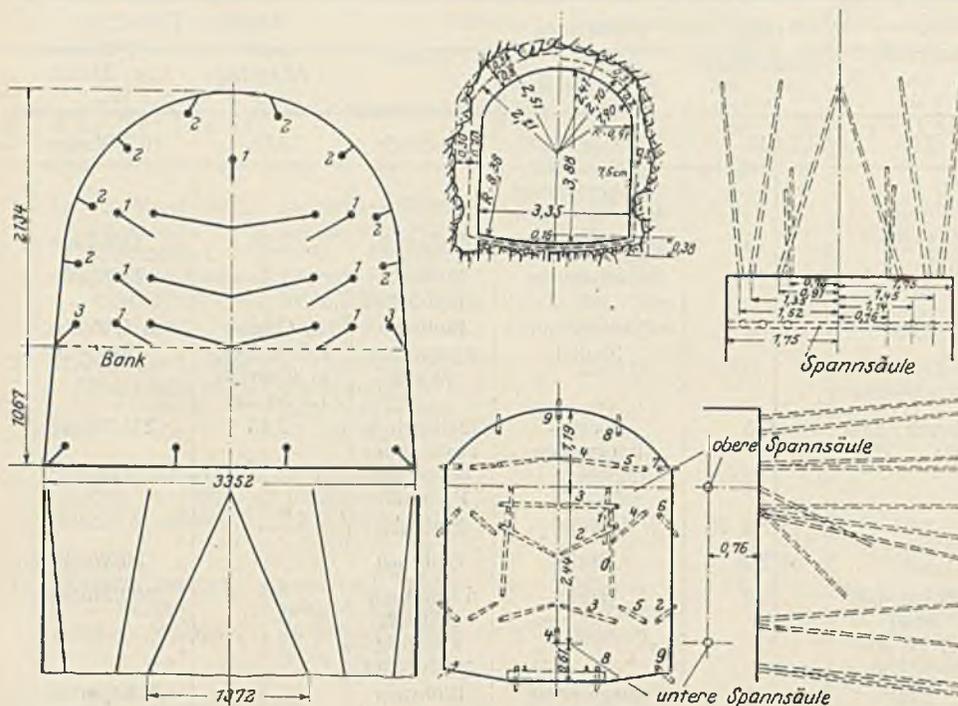


Abb. 6.
United Verde-Stollen.
Anordnung der Bohrlöcher
bei Ausbruch mit Bank.

Abb. 7. Querschnitt und Anordnung der Bohrlöcher
beim Coldbrook Wachusett-Stollen der neuen
Wasserversorgung von Boston (Vollausbruchmethode).
(Die Zahlen an den Bohrlöchern geben die Reihenfolge der Abschnitte an.)

ohne, teils mit Bank angewendet. Die Anordnung der Bohrlöcher geht aus Abb. 7 hervor; das hier angegebene Schema ist nur ein Beispiel. An verschiedenen Strecken wurden die Bohrlöcher abweichend davon angeordnet — mit Rücksicht darauf, daß das Gebirge ziemlich stark wechselte. Die Verschiedenheit in der Anordnung der Schüsse macht sich vor allem bei der Form des Einbruches bemerkbar. Bei den Strecken, wo keine besondere Bank angeordnet wurde, wurden 32 Bohrlöcher gebohrt. Für einen Abschlag waren hier insgesamt 94,5 m Bohrlöcher zu bohren, wozu drei Bohrmaschinen dienten. Auf den Strecken, wo man eine Bank im unteren Teil stehen ließ, hat man im oberen Teil 28 Löcher angeordnet,

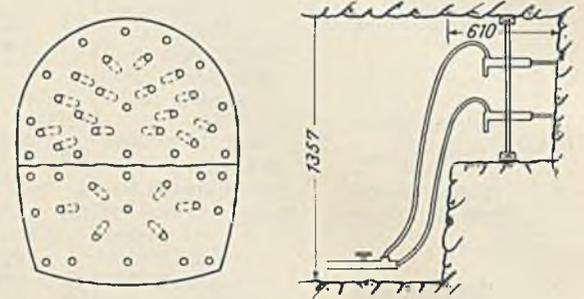


Abb. 8. Waterville-Tunnel.
Schematische Darstellung der Vortriebmethode.
(Querschnitt und Längsschnitt.)

Beim Ojuela-Stollen (Abb. 5) hat man Bohrwagen verwendet. An der oberen Spannsäule arbeiteten zwei Maschinen, von denen jede acht Löcher zu bohren hatte. An der unteren Spannsäule waren gleichfalls zwei Maschinen vorhanden, von denen jede nur sechs Löcher zu bohren hatte. Die Anordnung der Bohrlöcher weicht hier ziemlich weit von den bisher beschriebenen Ausführungen ab, wie Abb. 5 deutlich zeigt. Wo es die Felsbeschaffenheit zuließ, fielen zwei Löcher in der Mitte des Profils fort, und zwar zwei Löcher, die zum ersten Einbruch gehören. Der Einbruch hat hier die Form einer doppelten Pyramide. Für gewöhnlich gehörten hier 4 Schüsse zum ersten und 4 Schüsse zum zweiten Einbruch.

Abb. 6 zeigt die Anordnung der Bohrlöcher beim United Verde Extension-Tunnel, wo man nicht von vornherein einen vollständigen Vollausschub über das ganze Profil vorgenommen hat, sondern zuerst nur den oberen Teil ausschob und im unteren Teil eine etwa 1 m hohe Bank stehen ließ. Bei dieser Arbeitsweise entfallen auf den oberen Teil, bei dem die Verspannung des Gebirges beseitigt werden muß, wesentlich mehr Schüsse auf 1 m² Fläche als im unteren Teil, bei dem ähnliche Verhältnisse vorliegen wie bei einem gewöhnlichen Nachschuß, wenn ein Vortriebstollen bereits weiter vorangetrieben ist. Der Einbruch besteht hier aus 6 Schüssen, die in Form von drei V angeordnet sind. Nach dem Einbruch folgen im oberen Teil weitere 6 Schüsse und zuletzt die Randlöcher, deren insgesamt zehn vorhanden waren, die in zwei Abteilungen abgeschossen wurden. Für die Bank waren nur vier Löcher angeordnet, die sehr tief, fast auf der Sohle, saßen.

Beim New Haven-Stollen hat man ebenfalls einen besonderen Einbruch geschossen, dessen Gestalt sich den verschiedenen Felsarten anpaßte. Auch hier ist die große Zahl von Randlöchern bemerkenswert.

Auch bei dem Shandaken-Stollen wendete man teilweise das Banksystem an, zum Teil aber auch vollständigen Vollausschub. Auch hier kann man bei beiden Ausbruchverfahren das Bestreben erkennen, zuerst durch einen Einbruch die Verspannung des Gebirges zu beseitigen und dann durch eine größere Anzahl von Randlöchern ein möglichst genaues Profil zu erhalten.

Beim Coldbrook Wachusett-Stollen wurde ebenfalls teils Vollausschub

im unteren Teil 6 Löcher. Die Lochtiefe war verschieden; sie betrug im oberen Teil 2,60 m, im unteren 2,50 m; die gesamte Bohrlochlänge betrug hier nur 85 m für den Abschlag.

Beim Huntington Pitman Shaver-Stollen hat man eine Anordnung gewählt, die in gewisser Beziehung an den bereits erwähnten Quiebra-Stollen erinnert. Auch hier hat man zwei waagerechte Spannsäulen — allerdings auf einem Bohrwagen — verwendet, aber die Bohrlöcher sind hier ebenfalls, wie beim Quiebra-Stollen, auf zwei verschiedene Zentren verteilt. Der Einbruch ist auch hier V-förmig, wobei man bei besonders hartem Gestein in manchen Fällen noch ein besonderes, kurzes Loch angeordnet hat.

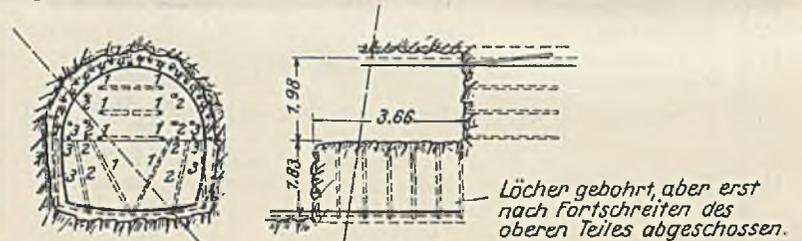


Abb. 9. Vortrieb beim Cobble Mountain-Stollen.
(Vortrieb mit Bank.)

Im oberen Teil 29 Löcher 2,13 m, im unteren Teil 18 Löcher 1,83 m.
(Die Zahlen an den Bohrlöchern geben die Reihenfolge der Abschnitte an.)

Beim Vortrieb des zur Anlage Waterville (Nord-Carolina) gehörigen Stollens hat man bei einem großen, hufeisenförmigen Querschnitt (Abb. 8) von 4,36 m größter Höhe und 3,81 m größter Breite im Lichten eine Bank stehen gelassen, die jedoch durch ihre außergewöhnlich große Höhe auffällt. Die Höhe der Bank beträgt hier rd. 2,70 m; sie nimmt also weit mehr als die Hälfte des ganzen Profils ein. Im oberen Teil waren 29 Löcher angeordnet, im unteren Teil 19, zusammen also 48 Löcher, bei etwa 15 m² Fläche. Es treffen hier somit auf 1 m² 3,2 Bohrlöcher.

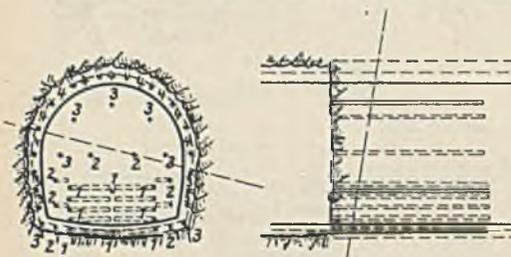


Abb. 10.
Vortrieb beim Cobble Mountain-Stollen.
(Vollausschub 43 Löcher 3,66 m.)

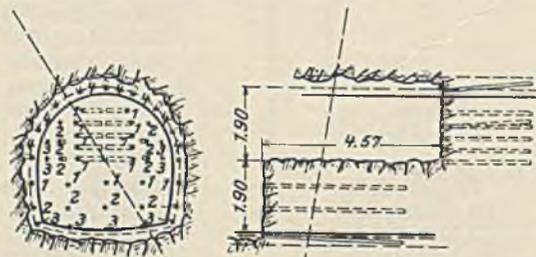


Abb. 11. Vortrieb beim Cobble Mountain-Stollen.
(Vortrieb mit Bank.)

Im oberen Teil 29 Löcher 2,44 m, im unteren Teil 15 Löcher 3,66 m.
(Die Zahlen an den Bohrlöchern geben die Reihenfolge der Abschnitte an.)

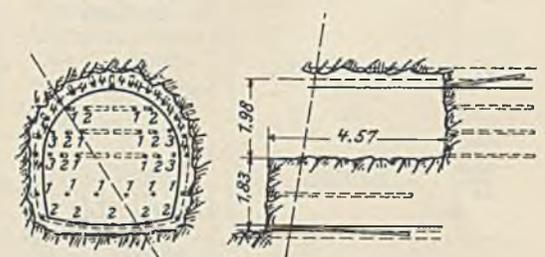


Abb. 12. Vortrieb beim Cobble Mountain-Stollen.
(Vortrieb mit Bank.)

Im oberen Teil 29 Löcher 2,13 m, im unteren Teil 11 Löcher 3,66 m.

Beim Cobble Mountain-Stollen der Wasserversorgung für Springfield wurden verschiedene Arbeitsweisen angewandt, und zwar teilweise gleichmäßiger Vollausbuch und teilweise Ausbruch unter Stehenlassen einer besonderen Bank. Vier verschiedene Arbeitsweisen sind in Abb. 9 bis 12 dargestellt. Auffallend ist hier besonders die Anordnung des Einbruches bei dem Vollausbuchverfahren (Abb. 10). Der Einbruch liegt hier nicht, wie bei den meisten anderen Stollen, ungefähr in der Mitte des Profils, sondern ganz nahe über der Sohle. Es sind hier bei einem Querschnitt von rd. 15 m² 43 Löcher angeordnet.

Bei den Stollen, wo ein besonderer Nachschuß stattfindet, also wo ein Vortriebstollen vorhanden ist, werden, wie bereits erwähnt, für das Nachschießen ebenfalls andere Verfahren, als bei uns üblich, angewandt. Man erweitert den Stollen durch regelmäßige Anordnung radial gerichteter Bohrlöcher, wie z. B. in Abb. 13 dargestellt, die die Arbeitsweise in dem bereits erwähnten Stollen der Calderwood Dam-Anlage zeigt. Diese Anordnung wird nicht nur im Bau von Stollen, sondern vielfach auch beim Bau von Eisenbahntunneln angewandt, wenigstens soweit es sich um

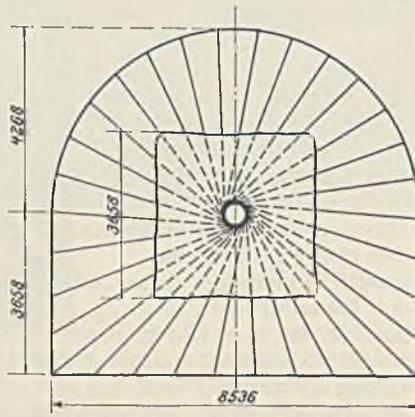


Abb. 13. Schematische Anordnung der Bohrlöcher für den Vollausbuch beim Calderwood-Stollen.

eingleisige Tunnel handelt. Beim sog. zweiten Cascade-Tunnel der Great Northern Railway wurde, ähnlich wie bei verschiedenen anderen Stollen, ein Vortriebstollen vorgetrieben von 3,1 x 3,1 m, der ungefähr in der Mitte des Profils lag. Die Erweiterung wurde ausgeführt unter Anlegung von radialen Löchern, und zwar wurden 29 Löcher auf diesem Querschnitt angeordnet. Die Bohrlöcher werden hier somit ohne besondere Rücksicht auf das Gebirge und seine Schichtung angeordnet, vielmehr ein für allemal nach einem vorher genau festgelegten Schema, das allerdings Höchstleistungen im Bohren und auch beim Abschluß und Laden ermöglicht. Es geht deutlich aus dieser Arbeitsweise hervor, daß man in Amerika Wert darauf legt, eine gewisse Einheitlichkeit, ja vielleicht sogar eine gewisse Schematisierung der Arbeiten zu erreichen, und zwar mit Rücksicht auf die Anwendung der Maschinen, wie dies später noch gezeigt wird.

Die Löcher werden meist mit schweren Maschinen gebohrt, die an besonderen Spannsäulen befestigt sind. Man findet sowohl die Anordnung waagerechter als auch senkrechter Spannsäulen (s. Tab. II); dabei geht man mit den Abmessungen dieser Spannsäulen bis auf ungefähr 4,5 m, also ungefähr genau so weit, wie wir bereits in Deutschland gegangen sind. Die waagerechten Spannsäulen werden immer dann angewandt, wenn mit der Bohrarbeit schon begonnen wird, wenn die Ladearbeiten noch nicht beendet sind. Die senkrechten Spannsäulen werden dagegen eingesetzt, wenn entweder die Bohrarbeiten getrennt vom Ladebetrieb ausgeführt werden, oder wenn eine Bank im unteren Teil des Stollenquerschnitts stehen bleibt. Man kann hier dann mit einem gewissen Vorteil für den oberen Teil des Querschnitts kurze senkrechte Spannsäulen verwenden. Während man bei verschiedenen Stollen in Deutschland noch die Anwendung leichter Maschinen oder sogar von Bohrhämmern findet, sind diese Maschinen in Amerika im Stollenbau fast ganz verschwunden, schon allein mit Rücksicht darauf, daß, wie bereits erwähnt, im amerikanischen Stollenbau meist viel tiefere Löcher angeordnet werden. Bei den großen Lochtiefen ist man naturgemäß gezwungen, hochleistungsfähige Maschinen zu nehmen. Dabei ist im allgemeinen die Zahl der eingesetzten Bohrmaschinen verhältnismäßig klein; so sind z. B. bei dem bereits erwähnten Stollen für die Wasserversorgung von Boston bei 32 Löchern nur drei Bohrmaschinen eingesetzt. Auf eine Bohrmaschine entfallen 30 lfdm Bohrleistung bei einem Abschlag, also außergewöhnlich große Längen.

In Granit werden häufig Durchschnittsbohrfortschritte von 7,5 bis 9 cm/min erreicht einschließlich der Aufenthalte, die beim Umsetzen der Spannsäulen usw. entstehen, und zwar in hartem Granit, so z. B. beim Calderwood-Stollen und anderen.

Um die Bohrzeit zu verkürzen, hat man in manchen Fällen, wie bereits erwähnt, mit Vorteil Bohrwagen eingeführt (Abb. 14). Bei der großen Anzahl von Bohrmaschinen und deren hoher Leistungsfähigkeit geschieht das Bohren der Löcher sehr schnell, wobei zu berücksichtigen ist, daß eine gewisse Zeit benötigt wird, um den Wagen vor Ort zu bringen und ihn nach Beendigung der Bohrarbeiten wieder so weit zurückzuführen, daß er vor Sprengschäden gesichert ist. Für das Installieren des Bohrwagens und die für das Bohren notwendigen vorbereitenden Arbeiten waren in günstigen Fällen 35 min notwendig, die für alle anderen Arbeiten ebenfalls Verlustzeiten bedeuten. Man sieht

daraus, welche hohe Leistung ein derartiger Bohrwagen haben muß, wenn, trotz dieses Zeitverlustes von mindestens 35 min, noch eine höhere Leistung erzielt werden soll. Bei Anwendung eines derartigen Bohrwagens ist ein Ineinandergreifen der Bohrarbeit mit dem Verladen des Materials naturgemäß unmöglich. Es muß alles Material vor Ort aufgeladen und abgefahren sein, wenn der Bohrwagen in Stellung gebracht wird. Dadurch entsteht wiederum ein gewisser Zeitverlust gegenüber dem Verfahren, bei dem die Bohrarbeiten bei Aufräumung beginnen. Trotzdem aber sind die Erfolge, die in Amerika mit diesen Bohrwagen erzielt wurden, sehr groß.

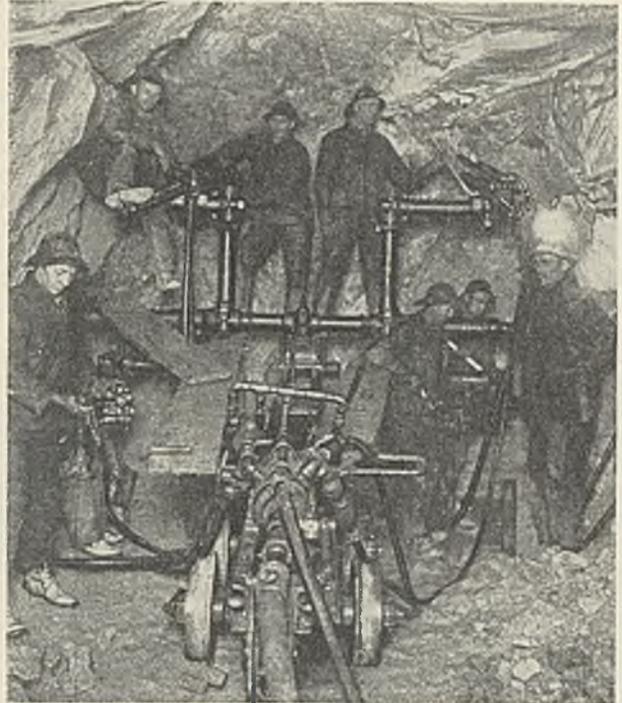


Abb. 14. Bohrwagen.

Bei den Arbeiten für den Vollausbuch werden in Amerika fast stets Bohrmaschinen an einer senkrechten oder auch waagerechten Spannsäule verwendet, wobei großer Wert darauf gelegt wird, daß alle in einem Querschnitt liegenden Bohrlöcher so angeordnet werden, daß sie von einer Maschine gebohrt werden können, ohne daß das Versetzen der Spannsäule notwendig wird. Man geht hier, wie bereits erwähnt, sehr systematisch vor und ordnet eine größere Anzahl von Bohrmaschinen hintereinander an (Abb. 15), deren jede den einen Querschnitt abzubohren hat. Mit diesem Verfahren, wobei ein Zeitverlust durch das Versetzen der Maschinen nicht entsteht, werden sehr hohe Bohrleistungen erzielt. Die Bohrarbeiten werden auch durch die übrigen Arbeiten in keiner Weise gestört, vielmehr läßt man die Bohrkolonnen etwa 150 bis 200 m abbohren und fängt erst, nachdem dieser Abstand erreicht ist, mit dem Abschließen an.



Abb. 15. Aufstellung der Bohrmaschinen beim Vollausbuch.

Der Sprengstoffverbrauch ist bei den hier beschriebenen amerikanischen Verfahren anscheinend nicht wesentlich verschieden von dem in Europa üblichen. So wurden z. B. bei einem Stollen beim Vortrieb in Granit

4,2 kg/m³ Dynamit verbraucht, vielleicht mehr als im Durchschnitt bei uns bei gleichem Gestein. Der Sprengstoffverbrauch sank aber beim Nachschuß auf 1,6 kg/m³, wodurch bei diesem Bau im Durchschnitt 2,0 kg/m³ Sprengstoffverbrauch erreicht wurde, eine Zahl, die bei Stollen von großen Querschnitten auch bei den bei uns üblichen Methoden unterschritten werden dürfte. Wenn auch diesen Zahlen kein allzu großer Wert beizumessen ist, da der Sprengstoffverbrauch sehr stark von der Gebirgsbeschaffenheit abhängig ist, so dürfte doch wenigstens damit so

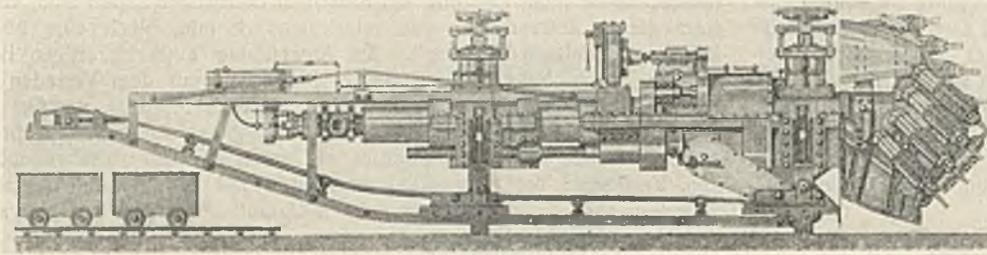


Abb. 16. App'sche Tunnelmaschine.

viel bewiesen sein, daß durch die anderen Arbeitsweisen kein wesentlich höherer Sprengstoffverbrauch entsteht.

Ein ganz anderes Verfahren für den Vortrieb besteht in der Verwendung der sogenannten App Tunneling-Maschine. Es ist hier ein fahrbarer Wagen angeordnet, der jedoch an dem vorderen Ende nicht, wie z. B. beim Bohrwagen, Bohrer trägt, sondern kräftige Preßluftschlämmer, die das Gestein zerschlagen. Es sind — je nach der Größe der Maschine und ihrem Verwendungszweck — drei oder vier Arme angeordnet, an denen eine gewisse Anzahl derartiger Preßluftmaschinen befestigt sind (Abb. 16 u. 17). Die Maschine soll nicht nur bei weichem Gestein anwendbar sein, sondern auch bei festem Fels; der Vorteil wäre, daß jede Spreng- und Bohrarbeit wegfällt; außerdem aber erhält man bei diesem Verfahren ein außerordentlich gleichmäßiges Profil, bei dem fast jeder Mehrausbruch entfällt. Ferner wird das Gestein vollkommen zerkleinert und somit das Aufladen wesentlich erleichtert. Das Aufladen des Materials geschieht unmittelbar durch die Maschine. Das Material wird auf einem Förderband, das in die Maschine eingebaut ist, unmittelbar in Wagen entleert. Mit dieser Maschine soll ein besonders großer Arbeitsfortschritt zu erreichen sein; bei Kalkstein soll er 0,60 bis 1,50 m/h betragen. Bei weicherem Schiefer und bei hartem Ton wird der Fortschritt mit 1,50 m/h und mehr angegeben. An und für sich wären mit dieser Maschine zahlreiche Vorteile verknüpft, einmal würde jeder Wechsel in der Arbeit wegfallen, da hier Lösen und Laden gleichzeitig stattfinden können. Außerdem fällt jede Sprengarbeit fort und demgemäß auch alle Unterbrechungen, die sonst infolge des Abschusses, der notwendigen Lüftung usw., unvermeidlich sind. Die Maschine wird allerdings bei dem außergewöhnlich hohen Preise für deutsche Verhältnisse nicht in Frage kommen können; immerhin aber ist ihre Konstruktion sehr beachtlich, so daß, wenn besonders große Aufgaben vorliegen, vielleicht doch in dem einen oder anderen Falle auf sie zurückgegriffen werden könnte.

Die Vermeidung von Bohr- und Sprengarbeit wird auch angestrebt durch ein Ausbrennen des Gesteins. Es wurden Versuche mit großen Brennern angestellt, bei denen das Gestein überhitzt werden soll; besonders durch die Verdampfung der in den Spalten und Rissen enthaltenen Feuchtigkeit soll ein Zerbröckeln des Gesteins stattfinden; dieses Verfahren soll sich für Granit, Basalt und andere stark quarzhaltige Gesteine eignen. Bei weichen Gesteinen dürfte das Verfahren keine besonderen Vorteile bieten, auch nicht bei Kalkgesteinen, wo unter Umständen eine Gasentwicklung möglich ist. Versuche mit derartigen Maschinen sind bereits in der Schweiz durchgeführt worden; Anwendungen in größerem Maßstabe sind jedoch bis heute noch nicht bekannt.

Die beiden zuletzt beschriebenen Verfahren für den Ausbruch werden nur in besonderen Fällen Verwendung finden können, so daß nicht damit zu rechnen ist, daß sie in größerem Ausmaße zur Anwendung kommen können.

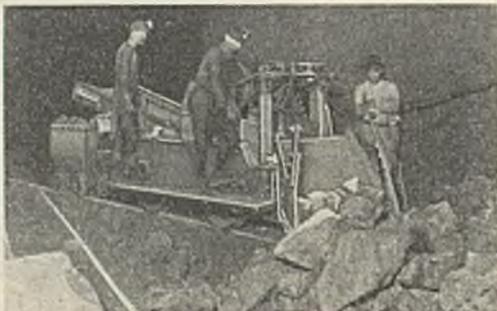


Abb. 18. Conway-Schaufel.

Das Laden des abgeschossenen Materials geschieht in Amerika heute in den meisten Fällen durch besondere Lademaschinen, und zwar am häufigsten wohl durch sogenannte Schaufellader, von denen verschiedene Typen bestehen. Bei größeren Stollen finden auch unter Umständen Löffelbagger geringerer Größe Verwendung; außerdem ist in den letzten Jahren auch im Stollenbau der im Bergbau vielfach benutzte „scraper“ eingeführt worden. Ferner findet sich bei kleineren Stollen, wo die Anwendung von Lademaschinen immerhin auf Schwierigkeiten

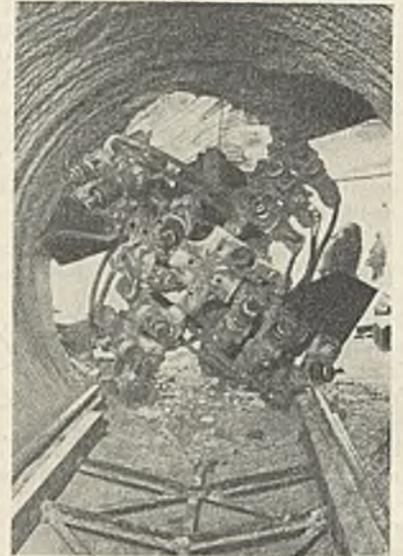


Abb. 17. App'sche Tunnelmaschine.

stößt, die Verwendung von Bändern, die von Hand beladen werden und das Material in Wagen verladen. Bei dieser einfachen Arbeitsweise wird die Handarbeit nicht vollständig ausgeschaltet; immerhin aber wird das Hochheben des Materials in die Wagen vermieden, wodurch die Leistung gesteigert wird, besonders dann, wenn das Band verhältnismäßig lang ist, so daß mehrere Wagen darunter Platz finden können und durch das Auswechseln der Wagen weniger Störungen hervorgerufen werden.

Einer der am häufigsten benutzten Schaufellader ist die Conway-Schaufel (Abb. 18); sie besteht im wesentlichen aus einem Löffel, der das Material hochnimmt, und aus einem Bande, auf das der Löffel das Material abgibt, das dann in die Wagen gefördert wird. Der Löffel ist schwenkbar, so daß die ganze Stollenbreite bestrichen werden kann. Die Conway-Schaufel läuft auf einem Schmalspurgleis und wird entweder elektrisch oder durch Preßluft angetrieben. Die Konstruktion der Maschine ist einfach, wodurch sich eine große Betriebsicherheit und verhältnismäßig lange Lebensdauer ergibt. Die stark beanspruchten Teile der Maschine sind aus Mangan- oder Chromnickelstahl hergestellt. Die ganze Länge des Schaufelladers beträgt 6,0 m, die Breite 1,50 m, die Höhe ebenfalls 1,50 m. Die größte Breite, auf die die Maschine den Stollen ausräumen kann, beträgt 5,40 m; der Löffelinhalt ist $\frac{1}{4}$ m³. Die Conway-Schaufel wird von einem Mann bedient. Bei ihr wird nicht, wie bei einem Löffelbagger, der Löffel besonders vorgeschoben, sondern der Vorschub des Löffels geschieht durch eine Vorwärtsbewegung der ganzen Maschine. Aus diesem Grunde ist der zu beladende Wagen jeweils mit dem Bagger gekuppelt. Die Conway-Schaufel wurde bei verschiedenen großen Tunneln und Stollenbauten angewendet, so u. a. bei den bereits erwähnten Anlagen von Calderwood und Chelan, beim Cascade-Tunnel, beim Cobble Mountain-Stollen, ferner beim Stollen der Hetch Hetchy-Anlage u. a. m.

Ein anderer Schaufellader, der ebenfalls sehr häufig im Stollenbau Verwendung findet, ist die sogenannte Myers Whaley-Schaufel. Diese Schaufel ist in Abb. 19 dargestellt. Auch sie besteht aus einem Löffel, der das Material auf ein Band hebt, von dem das Material in die Wagen



Abb. 19. Myers Whaley-Schaufel.

abgegeben wird; sie wird entweder elektrisch oder mit Preßluft angetrieben. Die für den Betrieb der Maschine notwendige Stollenbreite ist mindestens 2,15 m. Auch diese Maschine erfordert zur Bedienung nur einen Mann. Die Myers Whaley-Schaufel wurde bisher sehr häufig im Stollenbau angewendet, so u. a. auch beim Hetch Hetchy-Stollen und beim Shandaken-Stollen, letzterer für die Wasserversorgung von New York. Beim Hetch Hetchy-Stollen wurden 13 Myers Whaley-Schaukeln verwendet. Die Schaufel ist sehr leistungsfähig. Im Shandaken-Stollen wurden mit

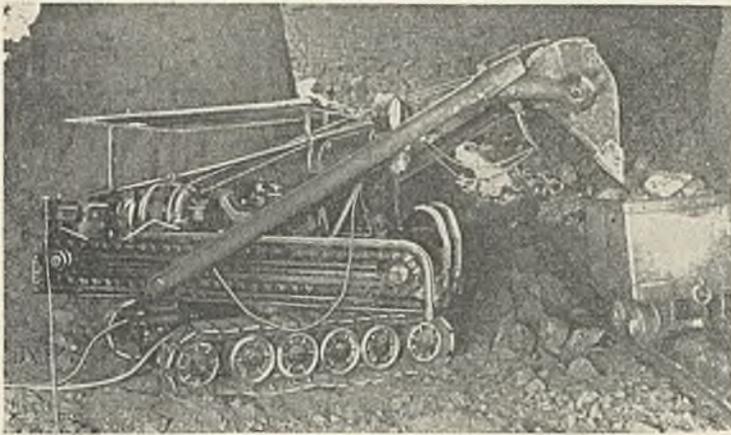


Abb. 20. Thew-Schaufel.

Myers Whalcy-Schaufeln bei einem Abschlag in weniger als 4 Stunden 60 Wagen von 1,3 m³ Inhalt geladen.

Eine wesentlich andere Konstruktion ist die Thew-Schaufel (Abb. 20), die jedoch nur bei Stollen mit größerem Profil verwendbar ist. Sie wird für gewöhnlich elektrisch angetrieben, und zwar sind drei Motoren vorhanden: ein Vorschubmotor, ein Hubmotor und ein Fahr- und Schwenkmotor. Sie bewegt sich auf Raupen, was in mancher Beziehung ein Vorteil ist gegenüber den bisher besprochenen Maschinen, die auf einem Gleis laufen. Die Maschine braucht im Betrieb eine Mindesthöhe von 2,30 bis 2,60 m, besser aber 3 m, und eine Breite von 6 m. Sie wurde mit gutem Erfolge auch in Frankreich angewandt.

Ferner ist zu erwähnen die Butler-Schaufel, die sich, wie Abb. 21 u. 22 zeigen, an einen Löffelbagger anlehnt. Sie zeichnet sich durch eine sehr große Wendigkeit aus, dagegen ist ihre Konstruktion umständlicher als die

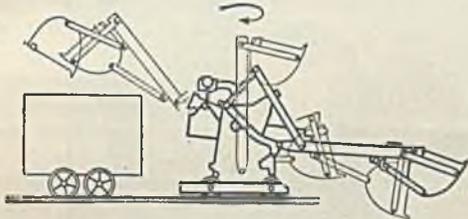


Abb. 21.
Butler-Schaufel.

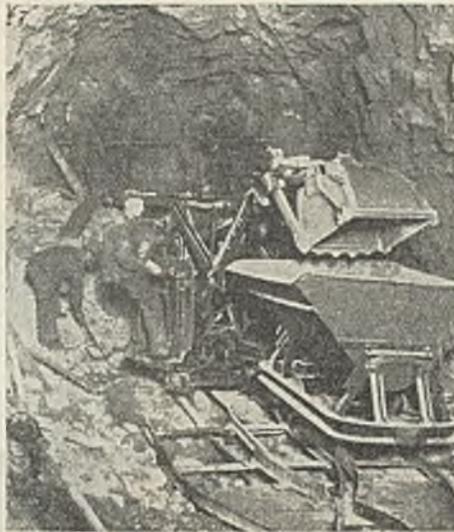


Abb. 22.
Butler-Schaufel.



Abb. 23. Löffelbagger im Stollen.
(Cascade-Tunnel.)

anderer Schaufellader. Die größte Höhe beträgt 1,95 m, die größte Breite 1,65 m; demgemäß kann die Maschine in verhältnismäßig kleinen Stollen noch arbeiten, wenngleich ihre Leistungsfähigkeit in einem zu kleinen Stollenprofil herabgeht. Die größte Breite, die von der Butler-Schaufel noch bestrichen werden kann, beträgt 5,5 m. Ihr Antrieb geschieht durch Druckluft. Ihre Leistungsfähigkeit hängt sehr von der Gesteinsbeschaffenheit und den sonstigen Verhältnissen ab. Bei einem Löffelinhalt von rd. 1/4 m³ ergeben sich bei sehr hartem Gestein, das großstückig anfällt, Leistungen von ungefähr 10 m³/h. Im Betriebe ist es notwendig, die Maschine mit den Schienen, auf denen sie läuft, fest zu verbinden, um ein Umkippen beim Schwenken zu vermeiden. Diese Maßnahme verursacht einen gewissen Zeitverlust, besonders beim Vorwärtsgang der Maschine, außerdem ist der Stand der Maschine am Ende des Gleises manchmal kein allzu sicherer.

Die Butler-Schaufel wird in Deutschland von der „Demag“ nach amerikanischen Lizenzen gebaut. Sie hat sich in Deutschland, besonders im Bergbau, gut bewährt, ist aber auch im Stollenbau, und zwar beim Eichholz-Stollen des Schluchseerwerkes angewandt worden.

Neuerdings wird die Butler-Schaufel auch auf Raupen fahrend hergestellt. Mit dieser Anordnung dürften sich Vorteile erreichen lassen, besonders fallen die angedeuteten Nachteile weg, wobei allerdings Voraussetzung ist, daß die Maschine die notwendige Stabilität hat.

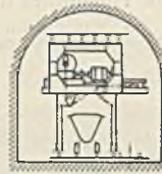
Andere Typen von Lademaschinen werden auch von deutschen Firmen gebaut, so stellt z. B. auch Bamag Méguin einen Schaufellader her.

Wie bereits erwähnt, sind im Stollenbau auch in manchen Fällen kleine Löffelbagger benutzt worden. Es handelt sich hier aber immer um Stollen mit größeren Abmessungen, die fast schon als Tunnel anzusprechen sind (Abb. 23).

Eine andere Bauart von Lademaschinen beruht darauf, daß der sogenannte „scraper“ (Schrapper), eine an einem Seil laufende Schaufel, das Material auf

eine Bühne schiebt, von wo es in die Wagen fällt. Der Schrapper wird durch eine Winde angetrieben. Dabei ist es notwendig, um den Schrapper wieder rückwärts zu bewegen, daß vor Ort eine Rolle angebracht wird. Diese Einrichtung, die sich im Bergbau gut bewährt hat, hat für den Stollenbau den Nachteil, daß die Endrolle nach jedem Abschub neu an-

Querschnitt.



Längsschnitt



Grundriß.

Abb. 24.

Schematische Darstellung des Förderbetriebes mit „scraper“.

gebracht werden muß. Außerdem besteht die Schwierigkeit, das letzte Stück vor der Brust zu reinigen. Bisher ist der Schrapper im Stollenbau noch nicht allzu häufig angewandt worden. Die größte Anwendung hat er wohl in Chicago beim Avenue-Stollen gefunden (Abb. 24 u. 25). Dieser Stollen, der eine Breite von rd. 4 m bzw. 4,90 m und eine Höhe im Lichten von etwa denselben Abmessungen hat, führte durch harten Fels.

Es wurde hier eine Lademaschine mit einer besonderen fahrbaren Kippbühne verwendet, auf die das Material durch den „scraper“ herangebracht wurde und auf der die Winde aufgestellt war (Abb. 25).

Der Vorteil des „scraper“ besteht vor allem in seiner großen Einfachheit. Der einzige maschinelle Teil ist die Winde, die verhältnismäßig stark gebaut werden kann. Nachteilig ist, wie bereits erwähnt, das häufige Versetzen der Endrolle. Außerdem wird durch den Wagen, der die Kippbühne und die Winde trägt, das Stollenprofil fast vollständig versperrt, so daß das Herausfahren der Kippbühne nach Beendigung der Ladearbeiten in den meisten Fällen notwendig werden wird.

Bisher hat man den „scraper“ in Deutschland nur sehr wenig verwendet. Es besteht jedoch die Möglichkeit, daß, wenn man sich bei uns an diese einfache Maschine mehr gewöhnt hat, sie auch im Stollenbau häufiger Verwendung findet.

Um die bereits erwähnten Nachteile des Versetzens der Rolle zu vermeiden, hat die Firma Hasenclever eine sogenannte Schrapper-Lademaschine konstruiert. Bei ihr wird das Prinzip des „scraper“ aufrechterhalten, nämlich das Herbeiziehen des Materials auf eine besondere Bühne, jedoch ist hier der eigentliche



Abb. 25. Fahrbare Kippbühne mit darunter geschobenem Wagen beim Chicago-Avenue-Tunnel.

Schrapper nicht an einem Seil beweglich, sondern mit der Bühne unmittelbar beweglich verbunden (Abb. 26). Der Schrapper ist an einem Ausleger gelenkig eingehängt und kann durch eine Steuerkette beliebig angehoben oder gesenkt werden. Die Maschine ist so ausgebildet, daß sie um einen beliebig großen Winkel nach beiden Seiten geschwenkt werden kann. Durch die Bewegungen des am Ausleger befestigten Schrappers wird die Maschine in das Ladegut hereingeschoben, so daß ein Vorwärtsbewegen der Maschine durch mechanische Hilfsmittel nicht notwendig wird. Eine Anwendung dieser Maschine im Stollenbau ist bisher nicht bekannt geworden.

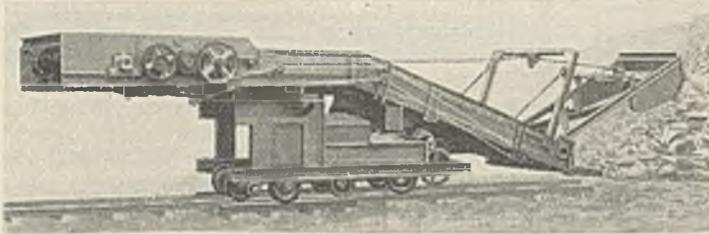


Abb. 26. Hasencleversche Schrapper-Lademaschine.

Bei den verhältnismäßig engen Stollen bietet das Auswechseln der vollen und leeren Wagen gewisse Schwierigkeiten. Meist ist die Gleisanlage nur eingleisig ausgebildet, so daß auf einem Gleis volle und leere Wagen fahren müssen. In gewissen Abständen werden meist Ausweichen angeordnet, jedoch ist der Wechsel der Wagen vor Ort, der, um Zeitverluste zu vermeiden, sehr schnell vor sich gehen soll, nicht ganz einfach. Die ursprüngliche Arbeitsweise, die auch heute noch in Amerika geübt wird, ist die, daß die ankommenden leeren Wagen aus dem Gleis herausgehoben und auf eine behelfsmäßig angelegte Bühne gerollt werden. Für die Beladung wird ein Wagen in das Gleis gehoben und kann dann herausgefahren werden. Die Auswechslung der vollen und leeren Wagen vollzieht sich verhältnismäßig schnell, sofern die notwendigen Arbeitskräfte zur Verfügung stehen. Diese einfachste Arbeitsweise kann dadurch verbessert werden, daß der Wagen nicht mehr von Hand aus dem Gleis gehoben wird, sondern unter Zuhilfenahme eines kleinen Aufzuges, der an einer waagerechten Spannsäule befestigt ist. Diese Lösung kam z. B. beim Moffat-Tunnel zur Anwendung.

Eine andere Lösung, die weniger Arbeitskräfte erfordert, ist die Anordnung einer Wechsellplatte, wie sie z. B. beim Eichholz-Stollen des Schluchseerwerkes benutzt wurde (Abb. 27). Eine derartige Wechsellplatte besteht in der Hauptsache aus einer aufgelegten Weiche, die aber symmetrisch zur Gleisachse angeordnet ist. Es ist hier die Möglichkeit gegeben, daß immer zwei Wagen vor Ort stehen, der eine Wagen, der beladen wird, der andere Wagen noch leer, wobei meist die Mulde des leeren Wagens mit Rücksicht auf die engen Verhältnisse vor Ort umgeklippt werden muß. Hier geht die Auswechslung naturgemäß noch schneller voran als im vorbeschriebenen Fall. In einigen Stollen hat man an Stelle dieser Wechsellplatte einen besonderen Kran angeordnet, der die Wagen aus dem Gleis hebt bzw. sie kurz vor der Beladung wieder ins Gleis hebt. Es sind (Abb. 28) besonders konstruierte niedrige Krane, die allerdings auch einen gewissen Platz erfordern, so daß auch sie nur in etwas größeren Stollen anwendbar sind. Die eben beschriebenen Schwierigkeiten beim Auswechseln der Wagen werden vermieden, wenigstens zum größten Teil, wenn die Beladevorrichtung so konstruiert ist, daß mehrere Wagen darunter Platz finden. Dies ist innerhalb gewisser Grenzen möglich,

z. B. bei der Beladebühne beim „scrapper“, ferner auch bei anderen Konstruktionen, wo ein längeres Band vorhanden ist.

Im Stollenbau finden verschiedene Zugmittel Verwendung, am häufigsten finden sich wohl Diesellokomotiven, die manche Vorteile haben, aber auch den Nachteil, daß sie zur Luftverschlechterung im Stollen wesentlich beitragen. Elektrische Lokomotiven mit Oberleitung finden

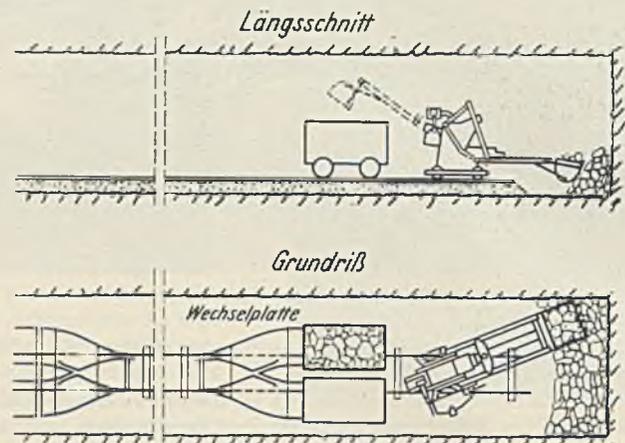


Abb. 27. Anordnung einer Wechsellplatte.

sich mit Rücksicht auf die Gefahr nur sehr selten. Dagegen sind Akkumulatorenlokomotiven in Amerika häufig zu finden, während sie bis jetzt in Europa mit Rücksicht auf ihr großes Gewicht und ihre Empfindlichkeit gegen Stöße und Erschütterungen so gut wie keine Verwendung gefunden haben. Andere Lokomotiven, die im Tunnelbau Verwendung finden, wie Druckluftlokomotiven oder rauchlose Lokomotiven, findet man im Stollenbau nur sehr selten.

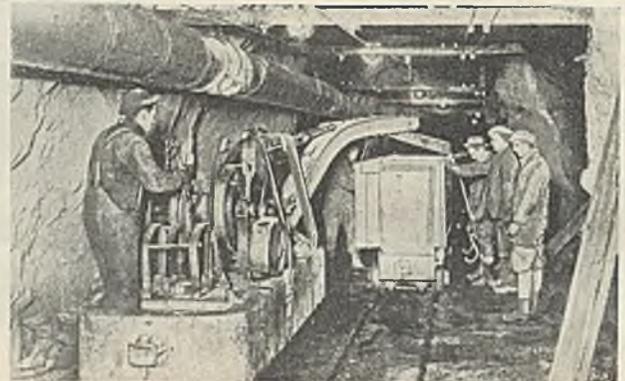


Abb. 28. Kran zum Anheben der Wagen.

Durch die Anwendung der hier beschriebenen Arbeitsweisen sind in Amerika sehr kurze Bauzeiten möglich geworden, außerdem aber wurden die Baukosten stark ermäßigt. Die Vorteile sind somit recht beträchtlich, so daß zu erwarten ist, daß die eine oder andere Arbeitsweise auch bei uns Eingang finden wird, wenngleich durchaus nicht alle Maßnahmen der amerikanischen Ingenieure von uns ohne weiteres übernommen werden sollten.

Alle Rechte vorbehalten.

Landerhaltung und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste.

Von Dr.-Ing. Heiser, Regierungs- und Baurat, Schleswig.

A. Rückblick auf die Entstehung der Marschen und Inseln.

1. Aufbau der Seemarschen in vorgeschichtlicher Zeit.

Der geschichtliche Werdegang des deutschen Nordseegebietes (Abb. 1), besonders der nordfriesischen Küste, zeigt in dem jahrtausendlangen harten und furchtbaren Kampfe der Menschen gegen die See für das Land und seine Bewohner eine nahezu ununterbrochene Kette von beispieles schweren Leiden. Die norddeutschen Küstenländer haben seit der grauen Vorzeit außerordentlich starke Verluste und durchgreifende Umgestaltungen erfahren.

Nach den geschichtlichen Feststellungen ging die ursprüngliche äußere Linie der Küste von Schleswig-Holstein etwa von dem südlichen Vorsprunge bei Hjerding in Dänemark über die Inseln Fanö, Sylt, Amrum, Pellworm bis zur Halbinsel Eiderstedt, die den Abschluß des jetzigen Wattenmeeres nach Süden bildet. Eiderstedt bestand noch im Mittelalter aus drei von der Eider umströmten Inseln, die erst einzeln bedeckt wurden und sich dann später durch Landbildung unter Zuhilfenahme künstlicher Mittel an das Festland angeschlossen.

Auch südlich der Eider bis zur Elbe waren Inseln der Küste vorgelagert. Das jetzige Büsum bildete eine Insel für sich. Noch bis 1797 bestand die Halbinsel Friedrichskoog aus einer Reihe uneingedeichter Vorlandinseln, die untereinander durch Wasserläufe getrennt waren.

Ebenso sicher ist, daß sich die Festlandkante selbst ehemals viel weiter westlich erstreckte, als die Landkarte heute zeigt.

Sowohl im ostfriesischen Teile der Nordsee als namentlich vor der schleswigschen Küste in Nordfriesland füllten fruchtbare Marschflächen von großer Ausdehnung das heutige Wattenmeer aus. Ganz bestimmte Anzeichen sprechen dafür, daß diese Marschflächen sogar noch vor den jetzigen Inseln Sylt und Amrum lagen.

Das weite und flache Marschgebiet wurde von zahlreichen kleinen Rinnen (Prielen) und größeren Strömen (Tiefs) durchzogen und so in zahlreiche Inseln von verschiedenem Umfange aufgeteilt.

Die Marsch ist die jüngste Bodenbildung an der Nordseeküste. Der Name bezeichnet niedriges fruchtbares „meerisches“ Land und ist sicherlich verwandt mit dem lateinischen mare. Die Marschzone verdankt ihre Entstehung der zerstörenden und aufbauenden Tätigkeit des Meeres, das gerade an der Nordseeküste vielfach gewaltige Umlagerungen des Bodens vorgenommen hat. Diese den norddeutschen Marschen allein eigentümliche Bodengestaltung ist nur in solchen Meeren möglich, wo Ebbe und Flut herrscht. Die Gezeiten sind für das volle Verständnis der Marschbildung von größter Wichtigkeit. Marschbildung kommt somit in dem von der Gezeitenbewegung des Weltenmeeres abgeschlossenen Meerestellen, wie in der Ostsee oder im Mittelländischen Meere, nicht vor. Schlickablagerungen finden sich nur in den Flutmündungen großer Tideströme, wie der Elbe, der Weser, der Ems, und im Auslande z. B. des Tajo, der Themse, des La Plata, des Amazonasstromes.

Unter der Wirkung von Ebbe und Flut überströmten von Anfang an das Wasser der Nordsee und die von ihr beeinflussten Ströme täglich zweimal die niedrig gelegenen Küstenstriche und brachten dabei jedesmal eine dünne Schicht Sinkstoffe zur natürlichen Ablagerung. Aus der unendlichen Zahl dieser einzelnen Schichten ist allmählich festes Land entstanden, das schließlich von den gewöhnlichen Fluten nicht mehr überschwemmt wurde (Abb. 2).

Den Untergrund der eigentlichen Seemarschen bilden fast überall die weit ins Meer sich erstreckenden, bei NW trockenlaufenden Watten. Sie bilden keine zusammenhängende Landfläche. Auch gibt es hier Bodenerhebungen und -senkungen. Zu den letzteren gehören die Wattströme, die das Gebiet durchziehen. Landseitig ruht die Marsch meist

auf mooriger Unterlage, während der seeseitige Teil auf dem ursprünglichen sandigen Meeresboden aufliegt.

Den Stoff zum Aufbau der Marsch lieferte der Schlick. Seine Hauptmasse besteht aus ähnlichen Bestandteilen wie der Ton, der Lehm und der Mergel. Schlick ist ein Erzeugnis aus den Eiszeiten. Die verschiedenen Eiszeiten sind bei der Entstehung des norddeutschen Tief-

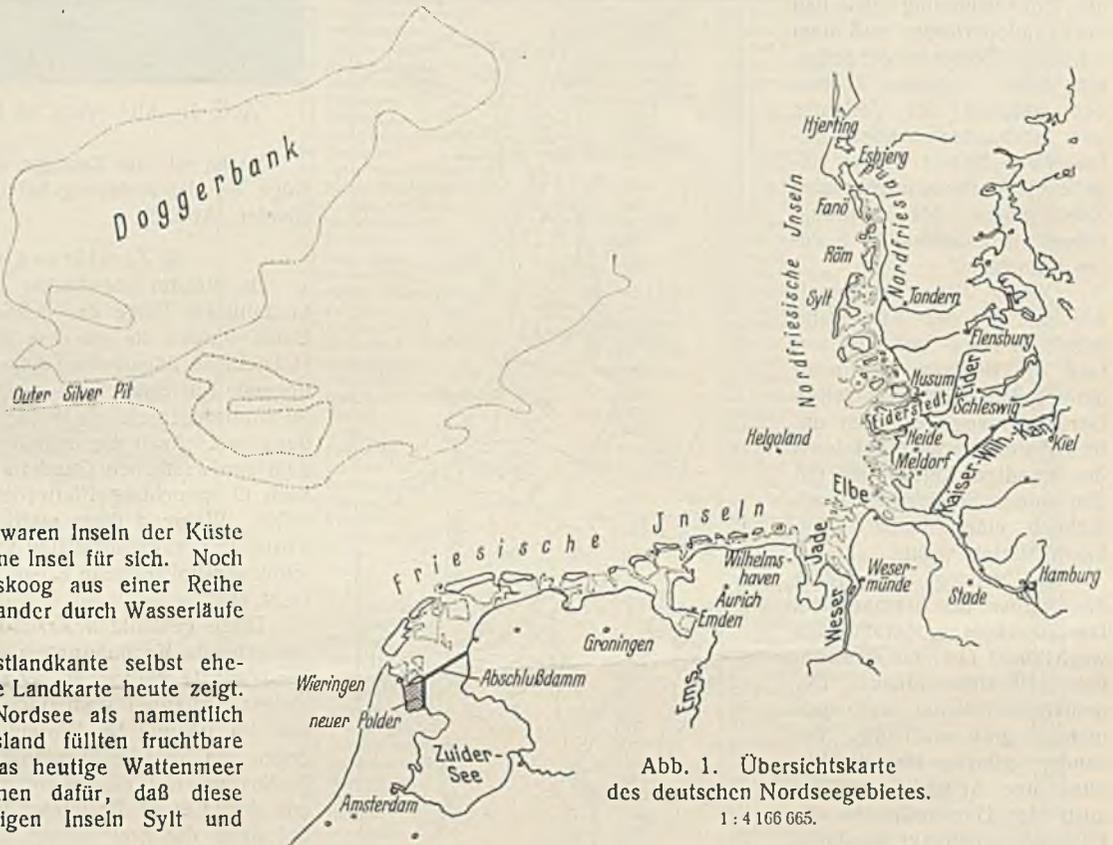


Abb. 1. Übersichtskarte des deutschen Nordseegebietes.
1 : 4 166 665.



Abb. 2. Schichtungen des Marschbodens.

landes und der Nordseeküste von größtem Einfluß gewesen. Das Schmelzwasser der Gletscher von Skandinavien hatte die leichten Schlammstoffe, die aus der Zerstörung der Ländermassen im Nordmeere stammen, weit bis in die zurückgedrängte Nordsee geschickt. Jede nachfolgende Eiszeit hat den Schlickvorrat durch neue, mit Überschwemmungsmassen vermischte Schlammteilchen vermehrt.

Diese Schlickmassen versuchten zusammen mit ähnlichen Stoffen einen Streifen Marschboden abzulagern und schufen nach und nach die Marsch. Weiter seawärts jedoch, dort, wo flacher Sandstrand die Meeresgrenze bildete, wurden überall durch den Wind hohe Dünen aufgeworfen. Als Folge hiervon zog sich damals ein starker Dünenwall um die Nordsee von Skagen über Nord- und Ostfriesland bis nach Holland hin. Höchstwahrscheinlich sind die Dünen bei St. Peter und die ostfriesischen Düneninseln Reste dieser alten Dünenkette.

Das hinter den Dünen liegende Land war in diesen grauen Vorzeiten noch keineswegs nutzbare Marschfläche, sondern bestand zum größten Teile aus unfruchtbarem Sand-, Moor- und Sumpfgelände und war nur ganz dünn bewohnt. Auch ausgedehnte Wälder waren vorhanden. Der geringe Naturschutz der Dünen genügte nicht, den Angriffen des Meeres auf die Dauer standzuhalten, und wurde bald weggespült. Dadurch konnte die See nunmehr widerstandslos in das alte Küstenland einbrechen und mehr und mehr die weiten Landflächen überfluten. Auch andere Naturgewalten, die sich als Höhenänderung zwischen der Landoberfläche und dem mittleren Meeresspiegel äußerten, haben in großen Abständen während des Verlaufes von Jahrhunderten oder Jahrtausenden immer wieder ungeheure Veränderungen und Zerstörungen des ursprünglichen Küstenlandes der Nordsee verursacht.

Durch diesen Einbruch der See in das Küstenland wurde in Nord- und Ostfriesland die Bildung der fruchtbaren Seemarschen eingeleitet. Der Untergang des alten unfruchtbaren Landes schuf durch die ständige Aufspülung mit den feinen Schlickstoffen allmählich einen neuen fruchtbaren Marschensaum.

So vollzog das Meer den Aufbau der Seemarschen. Der entstandene Marschboden wuchs bald über die gewöhnliche HW-Höhe hinaus. Der damalige Tidehub war noch nicht so groß wie heute. Besonders günstig für die Wirkung der Aufschlickung war auch der Umstand, daß die Fluten verschieden große, stromartige Vertiefungen in das Land einrissen, und daß dadurch die Ablagerung des Schlickes auf den unfruchtbaren Sand- und Moorflächen sehr erleichtert wurde (Abb. 3).

Dieser Eintritt der See in das Hinterland und die Aufschlickung der nutzlosen Flächen haben ohne Zweifel auch die Besiedelung des Landes gefördert. Die ersten Ansiedlungen wurden wahrscheinlich etwa zu Beginn unserer Zeitrechnung errichtet und lagen anfänglich nur am Rande von Marsch und Geest. Später wurden sie dann auch weit in das Marschgebiet hinein vorgetragen. Die hochgelegene Geest gab sicheren Boden für Ackerbau. Die tiefe und breit vorgelagerte fruchtbare Marsch war vortrefflich für Weide geeignet, und die nicht allzu ferne See bot gute Gelegenheit zum Fischfang. Das weite Hinaustreiben des Viehes in die Marsch war bei stürmischem Wetter und höheren Wasserständen nicht ganz ungefährlich. Es gab dort auch kein Tränkwasser für das Vieh. Alle diese Umstände sind offenbar der Anlaß gewesen, größere Dammaufwürfe herzustellen, zuerst als Fluchthügel und vorübergehende Schutzorte für Menschen und Vieh, danach auch zur dauernden Aufnahme menschlicher Wohnstätten. Diese Wohnwarften wurden verschiedentlich untereinander verbunden, und dadurch wurden größere Schutzflächen geschaffen, was die ersten Anfänge des Deichbaues darstellt. Noch heute finden sich in dem nördlichen Teile von Nordfriesland in den alten, inzwischen längst eingedeichten Kögen zahlreiche derartige Wohnwarften (Abb. 4) und auch solche, die durch Dämme miteinander zusammenhängen.

Später bauten dann die Marschbewohner wirkliche Deiche, mit denen sie zuerst einzelne Landflächen (Köge oder Polder) umgaben. In ähnlicher Weise wurden bald auch die großen Marschinseln, wie Nordstrand-Pellworm, vollständig hochflutfrei eingedeicht.



Abb. 3. Mutmaßlicher Zustand des Marschgebietes Schleswig-Holstein am Beginn unserer Zeitrechnung.
Nach Krey, „Die Nordfriesischen Halligen“, Schleswig-Holsteinisches Jahrbuch 1922.



Abb. 4. Alte Warft im Ockholmer Kooge (erbaut vor 1515).

So ist mit der Zeit das unregelmäßige, höchst eigenartige Netz der Köge an der schleswig-holsteinischen Küste und auf den Inseln entstanden (Abb. 5).

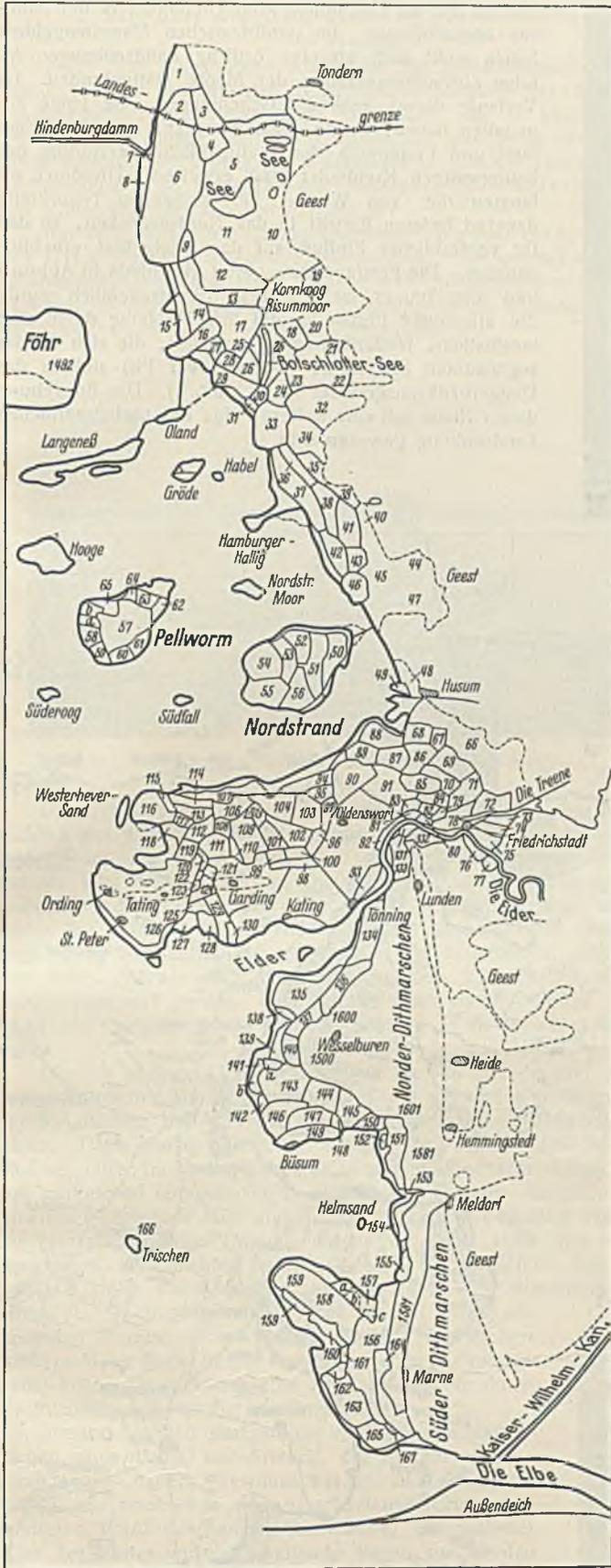
2. Zerstörung des Seemarschgebietes.

Im Wandel unendlicher Zeiten haben hohe und schwere Sturmfluten in zahlloser Folge das deutsche Küstenland der Nordsee heimgesucht. Dabei wurden die vor dem Festlande liegenden Marschen von Schleswig-Holstein im allgemeinen stärker betroffen als die in westöstlicher Richtung liegende Küste von West- und Ostfriesland. Der Grund dafür ist, daß auch im Nordseegebiete die Winde aus westlichen Richtungen bei weitem vorherrschen. Auch die unheilvollen Sturmfluten entwickeln sich stets aus dem nordwestlichen Quadranten. Dadurch wird die regelmäßige von W. nach O. gerichtete Flutwelle aus dem Atlantik jeweils gewaltig verstärkt. Während diese westlichen Wellen die langgestreckte ostfriesische Küste nur verhältnismäßig schräg treffen, laufen sie dagegen auf die schleswig-holsteinische Küste bei deren nordsüdlicher Lage genau senkrecht auf.

Diese gewaltigen Kraftäußerungen der Natur haben jedesmal sehr weitgehende Veränderungen der Landkarte und gleichzeitig beträchtliche Landverluste verursacht. Die frühesten der bedeutenden Fluten, die mit einiger Sicherheit urkundlich nachgewiesen werden können, ereigneten sich im 12. und 13. Jahrhundert. Eine der schwersten Fluten, die je gegen die Nordseeküste angelaufen sein soll, hat am Allerheiligentage (1. November) 1170 gewütet und das alte Borkum in vier Teile zerrissen, von denen einer die jetzige Insel Juist darstellt. In das 13. Jahrhundert fiel dann die Erweiterung des Jadebusens (1218), die Losreißung der Insel Nordstrand vom Festlande (1240), sowie der gewaltige Einbruch



Abb. 6. Ausschnitt aus der historischen Karte der Schleswigschen Westküste von Geerz. Etwa 1:416 665.



Namen und Bedeckungsjahre der Köge.

1 Neuer Friedrichen-Koog	1860 bis 1861	86 Legellichkeit-Koog	1544
2 Alter Friedrichen-Koog	1692	87 Obbens-Koog	1563 bis 1565
3 Ruttebüll-Koog	1715	88 Simonsberger-Koog	1862 (1644)
4 Brunotten-Koog	1618	89 Adolphs-Koog	1576 bis 1589
5 Wiedingharden-Gottes-Koog	1562 bis 1566	90 Gemarkung Olvesbüll	etwa 1500
6 Alter Wiedingharden-Koog	1436?	91 Gemarkung Wiltzort	etwa 1395
7 Drelecks-Koog		92 Harblecker-Koog	1612
8 Neuer Wiedingharden-Koog	1924 bis 1925	93 Süder-Friedrichs-Koog	1613
9 Kleiner Emmelsbüll-Koog	1592	94 Sophlen-Sommer-Koog	1906 bis 1907
10 Korrharden-Gottes-Koog		95 Norder-Friedrichs-Koog	1696
11 Bökingharden-Koog	1562 bis 1566	96 Westeroffenbüll-Koog	1470
12 Alter Christian-Albrecht-Koog	1682 bis 1684	97 Osteroffenbüll-Koog	1529
13 Neuer Christian-Albrecht-Koog	1705 bis 1706	98 Junkern-Koog	etwa 1000
14 Marlen-Koog	1796 bis 1798	99 Kirchen-Koog	995
15 Gaimsbüll-Sommer-Koog	1913	100 Oster-Koog	1000
16 Dagebüll-Koog	1704	101 Trocken-Koog	1285
17 Kleiseer-Koog	1725 bis 1727	102 Adenbüll-Koog	1475
18 Kleiner Kohldammer-Koog	1554?	103 Altneu-Koog	1553
19 Klitzbüll-Koog	1454?	104 Sleversflether-Koog	1610
20 Großer Kohldammer-Koog	1554?	105 Reinsbüll-Koog	1325
21 Alter Stürtewerker-Koog		106 Osterhever-Koog	1280
22 Neuer Stürtewerker-Koog	1486 bis 1489	107 Hever-Sommer-Koog	1897
23 Neuer Langenhorner-Koog		108 Almhüsen-Koog	1212
24 Waygaarder-Koog	1577	109 Marsch-Koog	1275
25 Maasbüll-(Herren)-Koog	1637 bis 1641	110 Iversbüll-Koog	897?
26 Bottschlotter-Koog	1633 bis 1638	111 Johannes-Koog	
27 Juliane-Marlen-Koog	1777	112 Hever-Koog	1554
28 Norder-Fahrtotter-Koog	1633 bis 1638	113 Alt-Augusten-Koog	1611
29 Süder-Fahrtotter-Koog	1686 bis 1688	114 Neu-Augusten-Koog	1697
30 Blumen-Koog	1648 bis 1652	115 } Westerhever-Koog	1114
31 Sommer-Koog	1871	116 } Westerhever-Koog	1114
32 Alter Langenhorner-Koog	1500?	117 } Westerhever-Koog	1114
33 Otkholmer-Koog	1639 bis 1642	118 Süderhever-Koog	1862
34 Alter Sterdebüll-Koog	?	119 Holm-Koog	1456
35 Neuer Sterdebüll-Koog	1689	120 Gruden-Koog	1287
36 Louisen-Reußen-Koog	1800	121 Marne-Koog	1160
37 Sönke-Nissen-Koog	1923 bis 1925	122 Alter-Koog	1185
38 Reußen-Koog	1788	123 Mittel-Koog	1185
39 Bredelumer-Koog	1489	124 Watt-Koog	1235
40 Bredstedter-Koog		125 Drellanden-Koog	1642
41 Sophie-Magdalenen-Koog	1742 bis 1743	126 Ehster-Koog	1614
42 Cecilien-Koog	1903 bis 1905	127 Wilhelmshöfen-Koog	1821
43 Desmercleres-Koog	1765 bis 1767	128 Grothüsen-Koog	1693
44 Breklumer-Koog	1489?	129 Korn-Koog	1612
45 Wallsbüll-Koog	?	130 Mühlen-Koog	1612?
46 Hattstedter-Koog	1612	131 Preller-Koog	etwa 1620
47 Hattstedter-Marsch-Koog	1450?	132 Damms-Koog	etwa 1620
48 Porren-Koog	etwa 1500	133 Lundener-Koog	1610
49 Dock-Koog	1848	134 Karöllinen-Koog	1800
50 Pohnhallig-Koog	1921 bis 1924	135 Wesselburen-Koog	1862
51 Morsum-Koog	1866 bis 1867	136 Gem. Schüppersle-Koog	1600
52 Elisabeth-Sophien-Koog	1737	137 Hillgroven-Koog	1600
53 Oster-Koog	1657	138 Sommerkoog (Wesselburen)-Koog	1882
54 Friedrichs-Koog	1654	139 Sommerkoog (Heringssander)-Koog	1875
55 Trendermarsch-Koog	1663	140 Heringssand-Koog	1600
56 Neuer-Koog	1692	141 Sommerkoog (Hedwiglen)-Koog	{ a) 1857 b) 1858
57 Großer-Koog		142 Sommerkoog (Nordgroven)-Koog	1890
58 a) Alter-Koog		143 Hedwiglen-Koog	1696
b) Mittelster-Koog	1637	144 Wnhrdamms-Koog	1609
c) Neuer-Koog		145 Friedrichsgabe-Koog	1714
59 Wester-Koog		146 Westerdelchstrich-Koog	1577
60 Hunnen-Koog		147 Österdelchstrich-Koog	1452
61 Süder-Koog	1673	148 Kretjen-Koog	1618
62 Östermarker-Koog		149 Büsum-Koog	1140 (1615)
63 Kleiner Norder-Koog	1657	150 Sommerkoog (Wöhrdener)-Koog	1854
64 Großer Norder-Koog	1687	151 König-Christians-Koog	1845
65 Johann-Helmreich-Koog	1663	152 Sommerkoog (Ketelsbüttler)-Koog	1865
66 Südermarsch-Koog	1468	153 Sommerkoog-Koog	1860
67 Margrethen-Koog	1511?	154 Alter Meldorfer Sommerkoog-Koog	1854
68 Darzigbüll-Koog	1544 bis 1554	155 Barlter Sommerkoog-Koog	1847
69 Damm-Koog	1489?	156 Kronprinzen-Koog	1785 bis 1787
70 Dingsbüll-Koog	1400	157 Auguste-Victoria-Koog	1899
71 St. Peters-Koog	1515	a) Sommerkoog (Alter Steert)-Koog	1853
72 Herrenhallig-Koog	1510	b) Sommerkoog (Neuer Steert)-Koog	1857
73 Mildter-Koog	1436?	c) Sommerkoog (Ratjendorfer)-Koog	1853
74 Schlick-Koog	1540?	158 Dieksand-Friedrichs-Koog	1853 bis 1854
75 Oiden-Koog	1494?	159 Altfelder Sommerkoog-Koog	1875
76 Bösbütteler-Koog	?	160 Friedrichs Sommerkoog-Koog	1900
77 Hehm-Koog	?	161 Klein Dieksand Sommerkoog-Koog	1853 bis 1854
78 Fresen-Koog	1611	162 Wilhelm Sommerkoog-Koog	1901
79 Westerbüll-Koog	etwa 1250	163 Kaiser-Wilhelm-Koog	1872 bis 1873
80 Schwenken-Koog	1631	164 Sophlen-Koog	1717
81 Johann-Adolphs-Koog	1631	165 Neufelder-Koog	1923 bis 1925
82 Drandersum-Koog	etwa 1255	166 Insel Trischen-Koog	1922 bis 1925
83 Büttel-Koog		167 Platenröner Sommerkoog-Koog	1864
84 Baden-Koog	1250		
85 Riesbüll-Koog	1371		

Abb. 5.
Übersichtskarte der Köge an der Schleswig-Holsteinischen Küste.
1:600.000.

des Dollarts (1277) und seine wesentliche Erweiterung (1281) und zugleich auch die Bildung der heutigen Züdersee (1287).

Noch mehr Anspruch auf geschichtliche Wahrheit haben die Angaben über die Fluten im 14. und 17. Jahrhundert. Für Nordfriesland waren hiervon von besonders nachhaltiger Bedeutung die schwere Sturmflut von 1337, der die Stadt Rungholt mit 14 kleineren Orten zum Opfer gefallen ist, sowie die beiden großen „Mannsdränken“ von 1364 und 1634. Während der ersteren Flut sollen 30 Kirchspiele auf der größten und reichsten Marschinsel Nordstrand untergegangen sein. Außerdem wurden die jetzigen Inseln Föhr, Sylt und Amrum, die bis dahin noch zusammengehungen hatten, auseinandergerissen und dadurch erst gebildet. Die zweite Mannsdränke am 11./12. Oktober 1634 war noch weit verhängnisvoller und traf hauptsächlich die Ostküste der Nordsee, Nordfriesland.

Die Flut überströmte das damals bereits völlig mit einem Delche — dem goldenen Ringe — umgebene Nordstrand außerordentlich hoch und riß die Insel in verschiedene Stücke. Dabei ist viel fruchtbares Land restlos verlorengegangen. Die auffälligste Spaltung von Nordstrand ist die gänzliche Abtrennung des Teiles, der das heutige Pellworm bildet (Abb. 6). Bei dieser gerade für Schleswig-Holstein überaus denkwürdigen Sturmflut sollen von den 9000 Bewohnern auf Nordstrand über 6400 Menschen und zahlloses Vieh umgekommen sein. Auch die jetzigen Halligen Nordstrandischmoor und die sogenannte Hamburger Hallig (Abb. 7), die inzwischen mit dem Festlande verbunden ist, sind Überreste des alten Nordstrand und wurden wegen ihrer höheren Lage von der Flut nicht überschwemmt. Andere kleinere von Nordstrand abgelöste Teile, die gleichfalls das Merkmal der Halligen erhielten, sind später wieder verschwunden.

Aus dem Mittel aller Angaben für die Zeit von 1500 bis 1800 ergibt sich, daß durchschnittlich im Jahrhundert 50 schwere Sturmfluten zu verzeichnen waren.



Abb. 7. Flugbild von der Hamburger Hallig. *)

Durch die Zerstückelung der großen und fruchtbaren Insel Nordstrand hatten die Wellen der Nordsee nunmehr breiteren Eingang in das nordfriesische Wattengebiet erhalten und damit weiteren Spielraum erlangt. Die vielfachen, auch in den nächsten Jahrhunderten mit ähnlicher Heftigkeit und gleicher Wirkung aufgetretenen Fluten, die jeweils durch die ständigen ungünstigen Windverhältnisse hervorgerufen wurden, setzten das Werk der gründlichen Umgestaltung des Küstengebietes weiter fort. Die Niederungen wurden vom Meere fortgespült. Nur die höher gelegenen Teile blieben als Inseln und Bänke zurück. Die letzte der besonders verderblichen Hochfluten trat in der Nacht vom 3./4. Oktober 1825 ein. Das Wasser überstieg den höchsten Stand, der bis dahin bekannt war. Die Sturmflut hinterließ überall die deutlichsten Spuren der Vernichtung. Diesmal wurde das Gebiet von Emden in Ostfriesland besonders schwer betroffen. Auch die Insel- und Halligwelt in Nordfriesland erlitt wiederum größte Schäden. Seitdem sind Überschwemmungen mit ähnlichen schweren Folgen nicht mehr vorgekommen.

Nach jeder dieser verheerenden Naturbegebenheiten versuchten die Marschbewohner mit bewundernswerter Zähigkeit und völlig ohne staatliche Hilfe immer wieder von neuem die Schäden an den Deichen zu beseitigen, sowie die ganze Bedeichung zu verbessern und zu erweitern. Dabei kamen ihnen die großen Erfahrungen der Holländer zugute. Was von dem jeweils abgerissenen Lande nicht wieder an die bestehenden Deichanlagen angeschlossen werden konnte, blieb außerhalb als ungeschützte Halligfläche liegen. Besonders rasch gelang es, die koogweise Eindeichung von Pellworm zu vervollständigen. Danach wurde der Deich um die neugebildete Insel Nordstrand ergänzt. Der jetzige Außendeich von Pellworm stammt aus dem Jahre 1794 und ist im 19. Jahrhundert mehrfach erhöht und verbessert worden.

3. Ursachen der Veränderung.

Für alle diese folgenschweren Veränderungen im Marschengebiet sind, wie als Hauptergebnis der einschlägigen Forschungen feststeht, die übermäßigen Naturgewalten der Sturmfluten trotz ihrer schädlichen Wirkungen in der Gesamtheit keineswegs die alleinige Ursache gewesen. Ohne Zweifel haben auch die planlosen Einengungen durch die unvollkommenen und fehlerhaften Bedeichungen verschiedener Art erheblich dazu beigetragen. Diese zahlreichen Deichanlagen verhinderten immer mehr, daß sich die Fluten über die weiten niedrigen Landflächen ausbreiten konnten. Dadurch entstanden unvorhergesehene Anstauungen des Wassers, das dann in weiterer Folge über die ungenügend hohen Deiche überloß und sie an den schwachen Stellen auch durchbrach.

Trotzdem dürfte das Meer in dem verhältnismäßig kurzen Zeitraum von zwei Jahrtausenden wohl kaum allein imstande gewesen sein, so große Inseln zu zerlegen und sich so weit Bahn ins Innere des Landes zu brechen. Unbedingt müssen noch andere wichtige Kräfte der Zerstörung hinzugekommen sein. Hauptsächlich waren es Bewegungen der Erdkruste, starke Spannungen im Schollenpanzer der Erde, die sich in säkularen Landhebungen und -senkungen besonders nach Schluß der Eiszeiten geäußert haben. Nach den geologischen Ermittlungen und genauen Beobachtungen im Wattenmeere kann angenommen werden, daß in weit zurückliegender Zeit tatsächlich eine gewisse, wenn auch nur geringe Landsenkung stattgefunden hat. Namentlich wird dem allgemeinen Senkungsvorgänge in der sogenannten Litorinzeit größter

Einfluß auf die Umbildung aller Uferländer in der Nordsee zugeschrieben. Im nordfriesischen Marschengebiet haben wohl auch einzelne örtliche Landsenkungen infolge Zusammenpressung der Moore stattgefunden. Im Verlaufe dieser Senkungserscheinungen, die lange angehalten haben, wurde auch der Kanal zwischen England und Frankreich durch allmähliche Zerstörung der beiderseitigen Kreideufer stark erweitert. Hierdurch erlangten die von Westen her wirkenden Naturkräfte dauernd freieren Eintritt in das Nordseebecken, so daß ihr verderblicher Einfluß auf das Inselgebiet erheblich zunahm. Die Festlandküste geriet gleichfalls in Abbruch und ging immer mehr zurück. Wahrscheinlich wurde die atlantische Flutwelle und ihre Hubhöhe durch eine westöstliche Wellenbewegung verstärkt, die sich in der sogenannten Silberinne (Outer Silver Pit) südlich der Doggerbank ausgebildet hat (s. Abb. 1). Die Entstehung dieser Rinne soll eine weitere Folge der nachszeitlichen Landsenkung gewesen sein.



Abb. 8. Übersichtskarte der Nordseeküste von Schleswig-Holstein. Etwa 1 : 666 660.

*) Die hier wiedergegebenen Flugbilder sind von der Hamburger Luftbild G. m. b. H., Hamburg-Flughafen, hergestellt worden.

4. Ergebnis der Umgestaltung des Küstenlandes der Nordsee.

Nach dem allmählichen Abschlusse des gewaltsamen Eingriffes der Natur in den Bestand des Küstenlandes empfing das nordfriesische Marschengebiet die merkwürdige Gestaltung, die es heute noch hat. Durch die Überflutung der Flächen zwischen den Inseln und dem Festlande entstand das sogenannte Wattenmeer. Die Art dieser Entstehung kennzeichnet es als einen Teil des Festlandes. Es ist kein Meeresteil, wie früher angenommen wurde (Abb. 8).

Aus den niedrigen alten Marschflächen ragen flach bis über den Stand des GHW einzelne inselartige Naturgebilde von unterschiedlicher Beschaffenheit, Größe und Höhe hervor. Auf der Mehrzahl von ihnen sind zerstreut liegende, seltsame kleine Erhebungen mit Wohnhäusern, turmlosen Kirchen usw., die Warften, sichtbar (Abb. 9).

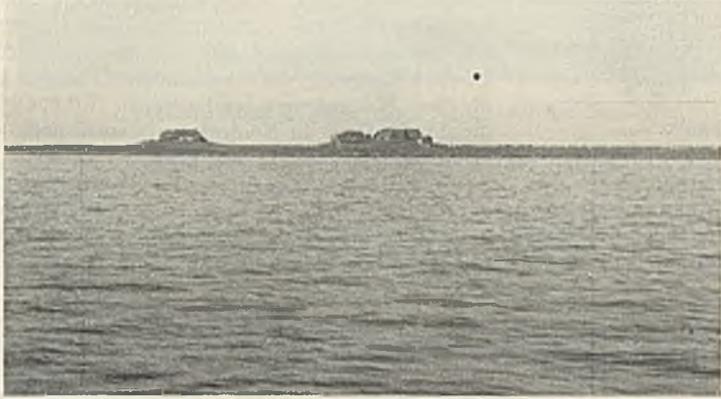


Abb. 9. Hallig Gröde vom Wasser aus.

Die erste Gruppe dieser Inseln, Sylt, Amrum und Röm, besteht hauptsächlich aus widerstandsfähigerem Geestboden (Heiderücken) mit hohen Dünenketten auf der Westseite und hat durchweg eine so hohe Lage, daß sie vor Überflutungen geschützt ist. Zu dieser Inselgruppe kann noch Föhr gerechnet werden, das allerdings nur im südlichen Teile Geestboden hat. Die nördliche Hälfte ist Marschland, das im Deichschutze liegt. Föhr ist somit gleichzeitig Geest- und Marschinsel, während Sylt und Amrum, sowie das jetzige dänische Röm hauptsächlich als Geestinseln bezeichnet werden. Sylt bestand noch vor 700 Jahren aus einer Reihe von Geestinseln, die durch Marschland zu einer Einheit verbunden waren.

Die zur anderen Gruppe gehörigen kleinen Eilande sind allein aus dem vorzüglichen Marschboden gebildet und von weiten niedrigen Schlick- und Sandflächen, den Watten, umgeben, die meist zur Ebbezeit trockenlaufen. Diese winzigen Schollen Landes, ohne Schutz, ohne Deiche oder Dämme, mitten im Meere, haben keine einheitliche Fläche, sondern werden von zahlreichen unregelmäßigen Gräben und Strömen durchschnitten, in denen das Seewasser ebbt und flutet. So tragen sie deutlich das Gepräge der Meeresschöpfung. Ihre Oberfläche ist völlig eben und mit einer besonderen, sehr dichten Grasart bedeckt, die trotz ihrer Feinheit und geringen Höhe vorzügliches Futter für ansehnliche Viehherden liefert (Abb. 10). Sie liegt so niedrig, daß sie bei jedem anhaltenden Sturme unter Wasser taucht, nicht selten mehrere Meter hoch, häufig auch zweimal in 24 Stunden. Dabei erfährt sie jedesmal eine kräftige Düngung durch die fruchtbaren Sinkstoffe der Nordsee.

Diese in der Welt einzigartigen inselähnlichen Marschflächen ohne Baum und Strauch, die bis auf eine — Norderoog — dauernd bewohnt werden, sind die Bruchstücke des alten, von den verschiedenen Urgewalten zerstörten nordfriesischen Marschenlandes, die auf der Mitte des Wattes und der Sandbänke liegen, und werden „Halligen“ genannt. Die Halligen mit ihren Warften gehören in ihrer Lebens einsamkeit zu den reizvollsten Landschaften Deutschlands, vielleicht sogar Europas.

Der Name „Hallig = Hallge“ erscheint zum ersten Male im Jahre 1509 und bezeichnet die höher liegenden Marschbildungen, die nur bei Wasserständen über GHW überschwemmt werden. Die bereits im frühen Mittelalter mit Deichen umgebenen Halligen, Nordstrand und Pellworm, gehören heute nicht mehr zu den eigentlichen Halligen, sondern sind Marschinseln geworden. Schon seit dem 13. Jahrhundert soll streng unterschieden worden sein zwischen den eingedeichten Landflächen auf dem Festlande (den Kögen und Poldern) und den von Natur aus höher gelegenen wirklichen Inseln, wie Sylt, Amrum, Helgoland und auch Föhr, sowie zwischen

den deichgeschützten Marschinseln Nordstrand und Pellworm und den der regelmäßigen Überflutung bei höheren Wasserständen ausgesetzten unbedeckten Eilanden, den alten Halligen. Die große Hallig Hooge, die von vornherein eine geschlossene und nach ihrem Namen eine „hoch“ über GHW liegende Marschfläche bildet — aber nicht viel höher als die anderen Halligen —, ist vor nicht langer Zeit (1914) durch einen 11 km langen Sommerdeich gegen unmittelbare Überschwemmungen geschützt worden. Zu den Halligen rechnen ihrer Natur nach auch alle in den letzten Jahrhunderten entstandenen Neubildungen, die sich allmählich durch die ständige Ablagerung von Sinkstoffen, besonders von Schlick (Klei), auf den flachen Sandbänken bis über GHW erhoben haben, wie die Grüne Insel auf dem rechten Eiderufer unterhalb von Tönning, der Westerheversand,

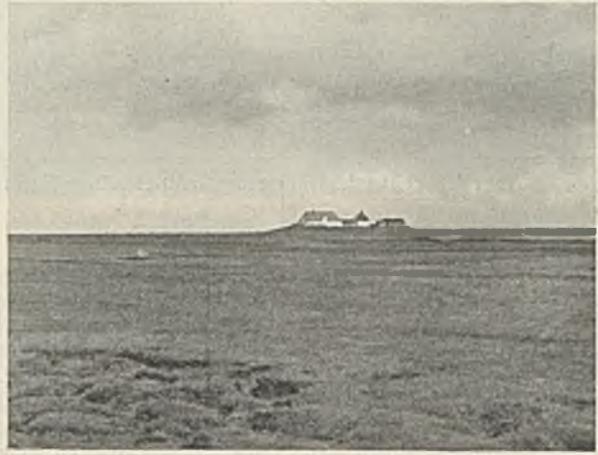


Abb. 10. Grüne Halligfläche (Hamburger Hallig).

der Franzosensand in der Tümlauer Bucht und die Insel Trischen (Abb. 11).

Auch an der ostfriesischen Küste von Holland und Deutschland waren ehemals große Marschinseln dem Festlande vorgelagert und hingen teilweise mit ihm zusammen. Die Zuidersee war im 1. Jahrhundert n. Chr. noch ein Binnensee. Durch die Sturmfluten gingen hier gleichfalls diese Inseln und weite Flächen alten Marschlandes unter. Die dadurch veränderten Flutverhältnisse bewirkten auch hier ganz neue Landbildungen. Der durch den englischen Kanal nach Westen verlaufende Flutstrom und die durch die vorherrschenden Westwinde erzeugte Küstenströmung und Sandwanderung warfen langgestreckte Sandplaten auf, die als Grundfläche für die späteren Inseln dienten. Der notwendige Abfluß des Ebbwassers aus den Wattengebieten in den Priel und Seegatten und die sonstige Binnenentwässerung verhinderten, daß sich diese Sandplaten zu einem zusammenhängenden Landstreifen, wie z. B. die Frische oder die Kurlische Nehrung, ausbildeten. Zu wirklichen Inseln wurden diese Sandbänke dann erst, als sie immer mehr an Höhe zunahmen und der Sandflug auf ihnen die Bildung von hohen und breiten Dünen bewirkte (Abb. 12). Durch diese Herkunft und Gestaltung unterscheiden sich die west- und ostfriesischen Inseln ganz wesentlich von den andersartigen alten Marschbildungen in Nordfriesland, die nachweislich die sichtbaren Zeugen einer versunkenen Welt sind.

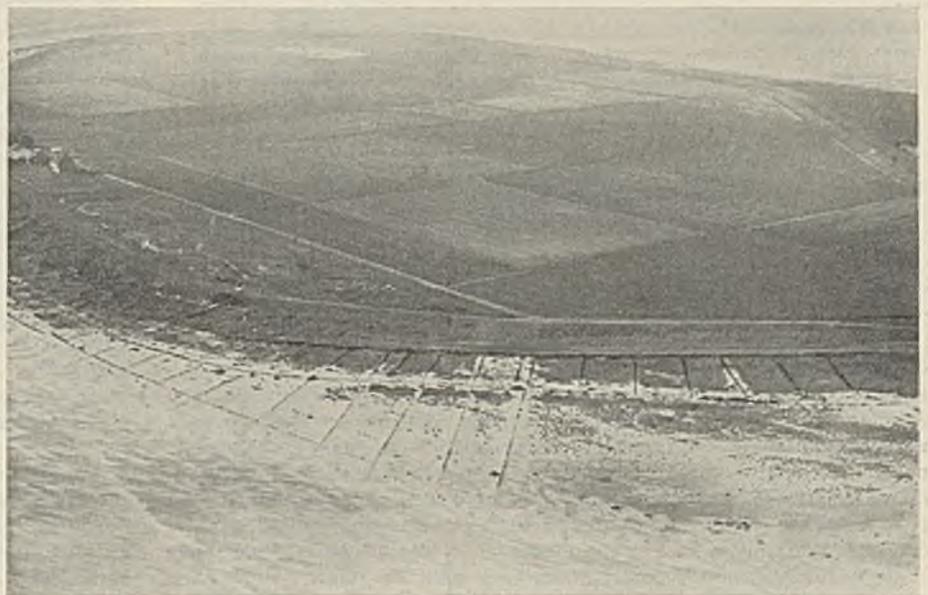


Abb. 11. Flugbild von der Insel Trischen.

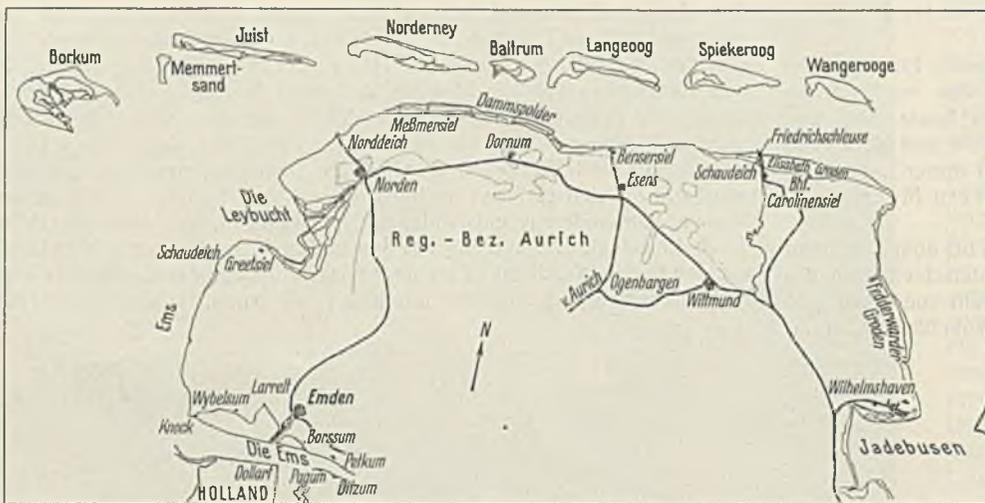


Abb. 12. Übersichtskarte der ostfriesischen Nordseeküste. 1: 800 000.

B. Landerhaltung.

1. Schutz der Festlandküste.

Die Festlandküste im deutschen Nordseegebiete ist zum größten Teile nur durch Deiche geschützt. Infolgedessen ging von jeher das Bestreben dahin, die Sicherung des Küstenlandes zu vervollkommen und zu vermehren. Die ältesten sicheren Nachrichten über den Deichbau stammen aus dem 13. Jahrhundert. Wahrscheinlich ist aber schon viel früher mit dem Deichen begonnen worden. Urkundlich sollen bereits im 10. und 11. Jahrhundert durch den Erzbischof von Bremen eingeborene Holländer zum Deichbau nach der Bremischen Marsch berufen worden sein. Auch für die ältesten jetzt noch bestehenden niederländischen Deiche gilt zum größten Teil das 11. und 12. Jahrhundert als Bauzeit. In Schleswig-Holstein gibt es gleichfalls eine Anzahl alter Köge, die schon um das Jahr 1000 eingedeicht sein sollen (s. Abb. 5).

Die Abmessungen der Deiche sind anfänglich noch recht gering gewesen, so daß sie heftigen Sturmfluten nicht standhielten (Abb. 13). Die Hauptdeiche verliefen auch ziemlich unregelmäßig. Die trüben Erfahrungen der Jahrhunderte führten nach und nach zur größeren Verstärkung der Deiche und überhaupt zur Vervollkommnung des Deichwesens. Die Bedeichung erhielt namentlich vom 17. Jahrhundert ab einen erfreulichen Aufschwung durch den namhaften Einfluß der deichbaukundigen Holländer, die als erfahrene Lehrmeister auf diesem Sondergebiete anerkannt waren.

Inzwischen haben die Deiche durchweg hinlängliche Höhe und Stärke erhalten und sind dadurch den schädlichen Wirkungen von Sturmfluten durchaus gewachsen (Abb. 14a, b, c).



Abb. 13. Querschnitt eines alten Seedeiches (erbaut 1612). 1: 750.

Stellen. Dieser natürliche Vorgang wird aber wesentlich gemildert, sobald die hoch gegen die Küste getriebenen Wassermassen auf Hindernisse stoßen, und sobald diese imstande sind, die Kraft des bewegten Wassers zu brechen sowie die Anstauung zu ermäßigen.

Schardeiche müssen durch künstliche Befestigungen gesichert werden. Deren Unterhaltung ist aber meist mit einem hohen Kostenaufwande verbunden, so daß die unterhaltungspflichtigen Stellen schwere Lasten für die Uferverteidigung und den Schutz der Ländereien hinter den Deichen zu tragen haben.

Die künstlichen Uferschutzwerke und die Ausgaben für sie können dadurch vermieden werden, daß vor den scharliegenden Deichstrecken eine breite Vorlandfläche gewonnen wird. Bei der Heranbildung einer solchen natürlichen Ufersicherung für die Festlanddeiche haben sich die im Wattenmeere vorhandenen Erhebungen, die Inseln, und in Nordfriesland auch noch die Halligen, als äußerst nützliche Stützpunkte erwiesen.

Durch den Schutz, den sie selbst den hinter ihnen liegenden Watten und auch der Festlandküste bieten, kann das Anwachsen von Vorland gut gefördert werden. In dieser Hinsicht erweist sich die Erhaltung dieser Eilande in der Marschenzone als zwingende Notwendigkeit.



Abb. 15. Scharliegender Seedeich an der Nordwestspitze des Friedrichskooges.

2. Erhaltung der Inseln und Halligen.

Nach ihrer natürlichen Beschaffenheit sind die Nordseeinseln und die nordfriesischen Halligen nicht imstande, den Angriffen der See erfolgreich zu widerstehen. Namentlich die unbedeichten Halligen nehmen insofern eine Sonderstellung ein, als sie keinerlei natürlichen Schutz aufzuweisen haben. Infolgedessen sind sie, solange sie völlig schutzlos waren und sich im Naturzustande befanden, alljährlich an Flächenraum immer kleiner geworden. Der Verlust, den die Halligflächen seit ihrer ersten Vermessung im Jahre 1713 bis heute erlitten haben, wird auf die Hälfte ihres damaligen Umfangs geschätzt.

Die begrünte Oberfläche der Halligen liegt etwa 0,80 bis 1,20 m über GHW. Ihr Rand verläuft ganz unregelmäßig und ist scharf abgebrochen. Zur Ebbezeit ragt er auf der westlichen Seeseite hoch aus dem Wasser heraus (Abb. 16a). Nach Land zu geht der Halligrand vielfach allmählich ins Watt über (Abb. 16b). Die stellen Kanten bieten naturgemäß willkommene Angriffspunkte für die bewegte See und die Wattströmungen. Auch die zahlreichen verschiedenen großen, unregelmäßigen Prtele, von denen das Halligland dicht durchzogen wird, tragen zum Landverlust bei, insofern sie nicht nur durch die ständige stetige Tidebewegung in ihnen, sondern vor allem durch den verstärkten Ablauf des Wassers während der Sturmfluten ungünstig vertieft und verbreitert werden.

Schon frühzeitig befaßte sich die damalige Landesbehörde mit der Frage, ob und wie die Halligen geschützt und wie zugleich Neuland gewonnen werden könnte. Beide Ziele sollten zusammen verfolgt werden. Der erste größere Plan in der bezeichneten Richtung stammte bereits aus dem Jahre 1711 und bezog sich auf die Untersuchung, durch welche Mittel die weitere Wegspülung von Land verhindert und die Anschlickung überall gefördert werden könnte. Die Vorarbeiten kamen aber nicht recht in Gang und beschränkten sich schließlich nur auf Vorschläge für

Abb. 14a.

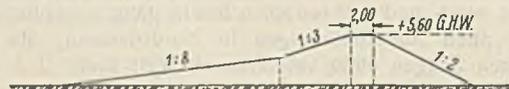


Abb. 14b.

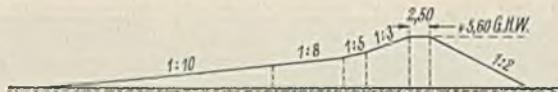
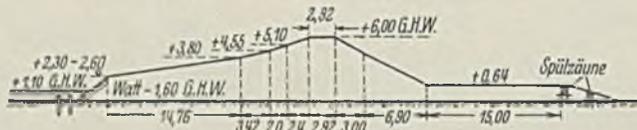


Abb. 14c.



Querschnitte neuerer Deiche: a) vom Cecilienkooge 1905, b) vom Sönke-Nissen-Kooge 1926, c) in der Leybucht 1928. 1: 750.

An vielen Strecken ist jedoch das Vorland vor den Deichen bis zu deren Fuße abgebrochen, so daß die Deiche hier schar liegen (Abb. 15). Deiche, die durch kein Vorland geschützt werden, sind aber den ständigen Angriffen der Flut und dem Wellenschlage, der an der See nie ganz ruhig ist, besonders ausgesetzt. Diese täglich an der Festlandküste nagenden Kräfte sind weit nachteiliger als die im einzelnen stärkeren Gewalten hoher Sturmfluten, die immerhin seltener vorkommen. Im Nordseebecken treten Sturmfluten größeren Maßes durchschnittlich alle 5 bis 7 Jahre auf, während die Ostsee erst alle 12 Jahre durch hohe Fluten heimgesucht wird. Bei Sturmfluten wird das Wasser durch den Einfluß des Windes an den weiter zurückliegenden Teilen der Festlandküste höher angestaut als an den näher in das Meer hineinreichenden



Abb. 16a. Abbruchkante einer Hallig auf der Seeseite.

wirksamerer Sicherung und zweckmäßigeren Bau der Warften und der auf ihnen stehenden Wohnstätten (Abb. 17). Im einzelnen wurde eine bestimmte Erhöhung und Verstärkung dieser Hügel sowie die Anlage flacherer Böschungen für sie empfohlen. Weiter gab es verständige Ratschläge für die Begradigung der unregelmäßig verlaufenden Halligufer und für die gleichzeitige Abschrägung der steilen Uferkanten. Schließlich wurden noch Mittel zur Hebung der Kultur des Halliglandes angegeben. Die Verwirklichung dieser Vorschläge schelterte jedoch an den Schwierigkeiten, die erforderlichen Bodenmassen für die Verbesserung der Warfhügel zu gewinnen. Die Halligbewohner sind ohnehin nicht mit reichlichem Lande versehen und haben alle vorhandenen Flächen zur Aufrechterhaltung ihrer Wirtschaft dringend nötig.

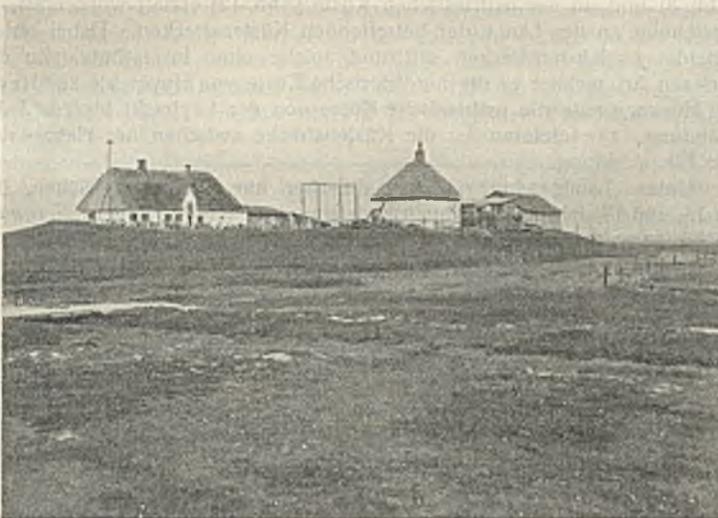


Abb. 17. Hallig-Warf (Hamburger Hallig).

Erst in den Jahren 1857 bis 1859 wurde die bisher vernachlässigte Angelegenheit wieder ernstlich aufgegriffen. Die dänische Regierung hatte verschiedene Anregungen erhalten und entschloß sich daraufhin, eine besondere „Landgewinnungskommission“ zu bilden. Diese erhielt den Auftrag, Vorschläge für „die sorgfältige Förderung und Sicherung einer möglichst baldigen und billigen Landgewinnung“ aufzustellen. Die Kommission kam einstimmig zu der Ansicht, daß sämtliche Halligen und die größeren Inseln, wie Nordstrand, Pellworm, Föhr, Amrum, Sylt, für das dahinterliegende Festland und die Marsch einen unentbehrlichen Schutz darstellen und aus diesem Grunde unbedingt erhalten werden müßten. Wenn diese Eilande dem Untergange preisgegeben würden, wären die Festlanddeiche den größten Gefahren ausgesetzt. Die Landgewinnungskommission stellte weiter fest, daß dann auch keinerlei Aussicht auf eine spätere planmäßige Landgewinnung bestehen bliebe, und daß die bereits beabsichtigten und zum Teil begonnenen Landgewinnungsarbeiten erst ihre volle Bedeutung durch die uneingeschränkte Erhaltung der Halligen und Inseln erhielten. Sonst würde aller Voraussicht nach das mühselig gewonnene Land früher oder später wieder dem Meere zum Opfer fallen. Jedes größere Vorhaben der Landgewinnung müsse aufgegeben werden, wenn die als kräftiges Bollwerk für die Festlandküste und die Marschen erkannten Halligen und Inseln ihrem Schicksal überlassen würden und dann der Zerstörung anheimfielen. Außerdem empfahl die Kommission als dringend notwendig, die der Festlandküste nächst-



Abb. 16b. Abbruchkante einer Hallig auf der Binnenseite.

gelegenen Inseln und Halligen durch Dämme an sie anzuschließen und verschiedene Halligen untereinander zu verbinden, um damit u. a. die schädlichen Strömungen abzuweisen.

Dieses Gutachten der dänischen Landgewinnungskommission war der erste großzügige Plan für die Verteidigung des Wattengebietes in Nordfriesland gegen die verderblichen Angriffe des Meeres. Er zeigt deutlich den engen Zusammenhang, der zwischen den Küstenschutzarbeiten auf den Inseln und Halligen und den Aufgaben der Landgewinnung vom Festlande her besteht.

Es blieb jedoch im großen und ganzen bei diesen Untersuchungen und Vorschlägen. Der kleine dänische Staat konnte weder die hohen Kosten für die Durchführung der geplanten Arbeiten aufbringen, noch die wohlgedachten Maßnahmen ins Werk setzen. Das Wenigste, was zur Erhaltung der Inseln und Halligen sowie zur Förderung der Landgewinnung unternommen wurde, erwies sich als völlig unzureichend. In diese Zeit der verdienstvollen Tätigkeit der Landgewinnungskommission fällt als einzig wichtige Handlung die erste Landfestmachung einer Hallig, die Verbindung der Hamburger Hallig mit dem Festlande durch Herstellung einer Art Lahnung, was nach anfänglichem Mißglücken in den Jahren 1861/1862 gelang.

Als dann Schleswig-Holstein 1866 unter preußische Oberhoheit kam, trat die immer dringlicher gewordene Frage des Schutzes der Halligen sowie die eng damit verknüpfte gleichzeitige Durchführung von Landgewinnungsarbeiten erneut in den Vordergrund. Inzwischen hatte auch der Abbruch auf den Eilanden selbst von Jahr zu Jahr weiter stark zugenommen. Ähnlich der dänischen Landgewinnungskommission wurde eine „Kommission für Schleswig-Holsteinsche Wasserbauangelegenheiten“ gebildet. Auch diese erkannte, daß alle Halligen nicht nur dem Küstenschutz, sondern auch als wertvolle Stützpunkte der Neulandbildung durchaus förderlich seien. Indessen beurteilte sie ihre Bedeutung hierfür nicht gleichmäßig und unterschied nach dem Nutzen, den sie für das Marschgebiet haben könnten, zwischen den an der Festlandküste gelegenen kleineren und den von ihr entfernteren liegenden Halligen. Die Kommission schlug hiernach vor, folgende Reihenfolge bei den Schutzmaßnahmen einzuhalten:

1. vordringlich die Hamburger Hallig gegen weiteren Abbruch zu sichern,
2. danach die Befestigung der Halliggruppe Gröde-Appelland und Habel in Angriff zu nehmen,
3. für den Schutz der schwer bedrohten Hallig Nordstrandischmoor und der gleichfalls dem Abbruch ausgesetzten Hallig Oland zu sorgen,
4. als Endziel die Landfestmachung der in der küstennahen Reihe gelegenen Halligen in Aussicht zu nehmen, und dadurch die Neulandbildung zu fördern.

Die Erhaltung von Langeneß und Hooge wurde noch nicht für dringlich genug gehalten, wengleich beide Eilande als wichtige Schutzwehren gegen die Sturmfluten und den Wellenschlag anzusehen wären. Die übrigen, weiter ab vom Festlande gelegenen kleineren Halligen Südfall, Süderoog und Norderoog, wurden außer Betracht gelassen, da ihr Einfluß auf den Schutz des Hinterlandes zu gering sei.

Der einzige Bau aber, der zustande kam, war im Jahre 1878 der Verbindungsdamm vom Festlande nach der Hamburger Hallig als Ersatz für die von den Dänen 1861/1862 ausgeführte Dammlegung, die sich als zu schwach erwiesen hatte und von der See teilweise zerstört war. Die Ermunterung zu diesem Bau gab die erfreuliche Tatsache, daß nirgendwo an der Westküste der Provinz Schleswig-Holstein auch nur annähernd



Abb. 18. Damm Festland—Oland.



Abb. 19. Damm Festland—Nordstrand.

eine so kräftige Anschlickung durch den außerordentlich guten Erfolg der immerhin nur geringwertigen Landgewinnungsbauten eingetreten war als gerade im Gebiete der Hamburger Hallig. Alle weiteren Pläne scheiterten an den hohen Kosten.

Erst das Jahr 1894 brachte einen Wendepunkt in der Geschichte des Halligschutzes. Dabei halfen verschiedene Anregungen und oft leidenschaftliche Bemühungen von privater Seite kräftig mit. Auf Grund nochmaliger genauer Vorarbeiten kamen nunmehr ein allgemeiner großangelegter „Bauplan für den Schutz der Halligen und Inseln“ und die weiter damit zusammenhängenden Maßnahmen zustande. Der Plan umfaßte zunächst die Ausführung von Befestigungsarbeiten auf den Halligen Oland und Gröde-Appelland sowie das Durchdämmen der schädlichen Priele auf ihnen. Weiter war unter Würdigung der Erfahrungen und der Erfolge beim Bau des Dammes vom Festlande nach der Hamburger Hallig auch die Landfestmachung der Hallig Oland und deren Verbindung mit der weiter seawärts gelegenen Hallig Langeneß durch einen Damm, sowie die Verblindung der beiden Halligen Gröde und Appelland untereinander vorgesehen.

Nach Bewilligung der erforderlichen Geldmittel wurden die Bauten tatsächlich im Jahre 1896 erstmalig in Angriff genommen und planmäßig gefördert. Bald ergab sich die Notwendigkeit, den Bauplan von 1894 zu erweitern und die Schutzmaßnahmen in gleicher Weise auf die Halligen Nordmarsch-Langeneß und auch auf Nordstrandischmoor auszudehnen. Nur die kleine Hallig Habel blieb unberücksichtigt.

Die Arbeiten sind noch nicht vollständig durchgeführt. In ihrem Verlaufe wurde in den Jahren 1927/28 an Stelle des während der Kriegs- und Nachkriegszeit mangels genügender Unterhaltung zerfallenen und zerstörten leichten Erddammes vom Fahretofter Kooge nach der Hallig Oland hinüber ein neuer kräftigerer Damm gezogen (Abb. 18), der südlich von Dagebüll aus ansetzt. Auch ist diese Hallig mit der weiter seawärts gelegenen langgestreckten Hallig Langeneß-Nordmarsch durch einen gleichen Damm verbunden worden. Ebenso hat die Insel Nordstrand festen Landanschluß erhalten (Abb. 19).

3. Wert der Inseln und Halligen als Schutz für die Festlandküste und die Landgewinnung.

Bei allen diesen gewissenhaften und eingehenden Untersuchungen der Frage des Halligschutzes in Nordfriesland ist die allgemeine Auffassung der dabei beteiligten dänischen und später der deutschen Wasserbauingenieure durchaus nicht immer einheitlich gewesen. Die Mehrzahl von ihnen hatte erkannt, daß die Inseln und Halligen den von See kommenden Flutstrom nötigen, sich in zahlreiche kleine Stromstriche aufzulösen, und dadurch seine Kraft schwächen, daß sie das Steigen und Fallen des Wassers auf den Watten regeln und deren schnelle Abnahme und Erniedrigung verhindern, sowie daß sie endlich die Strömungen vermindern und die Brandung abhalten. Hierdurch müßten die Eilande unbedingt günstige Wirkungen auf die Marschbildung und auch auf die Sicherung der Festlandküste ausüben. Unter Würdigung dieser Tatsachen kamen deshalb die meisten der mit der Halligschutzfrage befaßten Ingenieure zu der bestimmten Meinung, daß die dem Festlande vorgelagerten Eilande zweifellos sowohl zur Erhöhung des Küstenschutzes wesentlich beitragen, als auch starken förderlichen Einfluß auf die Anlandungen an der Küste ausüben und deshalb unbedingt erhalten werden müßten. Es gab aber auch vereinzelt Stimmen, die den Inseln und Halligen ihre vermeintliche Bedeutung als Schutz für die Ufer und Deiche an den Küsten des Festlandes ganz absprachen, sogar die Eilande in dieser Beziehung für entbehrlich hielten. Begründet wurde diese Ansicht

damit, daß die hohen Kosten für die Erhaltung der meisten Halligen in keinem wirtschaftlichen Verhältnis zu ihrem eigenen Werte und dem sich für das Festland ergebenden Nutzen ständen. Nur die größeren Geestinseln, wie Sylt, Amrum und Föhr und die bedeckten Marschinseln Nordstrand und Pellworm, könnten als wichtige Schutzwehren für die Festlandküste anerkannt werden.

Zu diesen Zweiflern gehörte auch Fülischer, der in seiner Abhandlung: „Über Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln“¹⁾ diesen Gegenstand erörtert und die Untersuchung auch auf die ostfriesische Küste ausgedehnt hat. Er setzt die Größe des Landgewinnes, der im 18. und 19. Jahrhundert an der Westküste von Schleswig-Holstein (Abb. 8) und an der ostfriesischen Küste (Abb. 12) erzielt worden ist, in Beziehung zu der Länge der betreffenden Küstenstrecken. Dabei unterscheidet er Küstenstrecken mit und solche ohne Inselnchutz. Zu der ersteren Art rechnet er die nordfriesische Küste von Hoyer bis zur Hever bei Husum sowie die ostfriesische Küste von der Leybucht bis zur Jade-mündung, zur letzteren Art die Küstenstrecke zwischen der Hever- und der Elbemündung.

Unter „Landgewinn“ versteht Fülischer nur die Marschflächen, die im 18. und 19. Jahrhundert durch Bedeckung zu Winter- oder zu Sommerkögen geworden sind, und hat die Größen dieser Flächen ermittelt zu:

- 1. hinter den nordfriesischen Inseln 6 713 ha,
- 2. hinter den ostfriesischen Inseln 2 762 ha,
- 3. an der Seeküste zwischen Hever und Elbe 10 315 ha.

Als Längen der zugehörigen Küstenstrecken setzt Fülischer ein:

- 1. Marschküste von Hoyer bis zur Hever 85 km,
- 2. hinter den ostfriesischen Inseln 72 km,
- 3. die nicht durch Inseln geschützte Seeküste zwischen Hever- und Elbemündung mit Ausschluß der etwa 5 km langen Dünenstrecke von St. Peter 90 km.

Aus diesen Größen berechnet Fülischer sodann den Landgewinn im 18. und 19. Jahrhundert, wenn er auf die angegebenen Küstenlängen gleichmäßig gedacht wird, für 1 km Küstenlänge zu:

$$\begin{aligned}
 1. \text{ Strecke: } & \frac{6713}{85} = 79,0 \text{ ha,} \\
 2. \text{ Strecke: } & \frac{2762}{72} = 38,4 \text{ ha,} \\
 3. \text{ Strecke: } & \frac{10315}{90} = 114,6 \text{ ha.}
 \end{aligned}$$

Als vierte Strecke führt Fülischer noch die ungedeckte Küste zwischen Elbe- und Jademündung mit einem Landgewinn von 11,1 ha auf 1 km Küstenlänge an.

Nach dieser Berechnung wäre der Landgewinn an der freiliegenden Küste von Holstein zwischen Hever und Elbe zwar viel größer als der hinter den durch Inseln geschützten Küstenstrecken in Nordfriesland gewesen, dagegen umgekehrt an der freien ungedeckten Küstenstrecke zwischen Elbe und Jade um vieles kleiner als hinter der ostfriesischen Inselreihe. Gleichwohl sieht Fülischer aus diesen Verhältniszahlen „auf alle Fälle“ den Beweis dafür erbracht, daß der Satz: „Aller Anwachs an der Küste ist den vorliegenden Inseln zu verdanken, und ohne die Inseln würde die Deichunterhaltung sehr schwierig und kostspielig, wahrscheinlich sogar unmöglich sein“, nicht zutrefte.

Diese gewagte Behauptung Fülischers ist nicht unwidersprochen geblieben. Besonders Friedrich Mager hat sich in der Abhandlung: „Der

¹⁾ Ztschr. f. Bauwesen 1905, S. 305 ff.

Abbruch der Insel Sylt durch die Nordsee²⁾ mit Fülchers Beweisführung und Schlußfolgerung scharf auseinandergesetzt. Er kommt zu dem Urteil, daß es Fülcher nicht gelungen sei, die bis dahin geltende Ansicht von dem Werte der Inseln und Halligen als Schutzwehren für die Festlandküste als unberechtigt und falsch nachzuweisen.

Zu einem ähnlichen Ergebnisse führen folgende Untersuchungen der neueren Zeit.

Anscheinend hat Fülcher für die seiner Berechnung zugrunde gelegten Küstenstrecken an der schleswig-holsteinschen Westküste nicht die wirklichen Längen mit allen Buchten und Vorsprüngen, sondern im großen Zuge die kürzeste Luftlinie gemessen. Richtiger muß unter „Küstenlänge“ die ganze Länge der die Grenze zwischen Land und Meer bildenden Seedeiche verstanden werden. Dann sieht das Bild ganz anders aus.

Die längs der Deiche gemessene Küstenlänge beträgt für den Teil von der alten dänischen Grenze bis zur Schleuse von Husum 112 km und von der jetzigen dänischen Grenze bis Husum 70 km, sowie für die Strecke Hoyer—Husum 76 km. Für die letztere Strecke gibt Fülcher 85 km an. Für die folgende Untersuchung wird die Strecke von der jetzigen dänischen Grenze bis Husum mit 70 km eingesetzt (Abb. 8).

Südlich der Hever muß die Küstenstrecke der Landschaften Eiderstedt und Dithmarschen betrachtet werden, weil sie auf ihrer ganzen Länge der Aufschlickung unterliegt, und weil hier Arbeiten zur Landgewinnung stattfinden. Diese Strecke ist von der Schleuse Husum bis nach Tönning und dann weiter von dem gegenüberliegenden Karolinen-Siel ab über Büsum und Meldorf um die Halbinsel Friedrichskoog herum bis zur Ostecke des erst in den Jahren 1925 bis 1927 eingedeichten Neufelder Kooges, der Südgrenze des Landgewinnungsgebietes, zu messen. Die Deichlänge dieser Strecke beträgt rd. 170 km (Abb. 8).

Weiter müssen als „Landgewinn“ die begrüneten Vorlandflächen hinzugerechnet werden, da auch sie als nutzbares Land gelten. Im 18. und 19. Jahrhundert sind allerdings Vermessungsarbeiten hierüber nicht ausgeführt worden, so daß für diesen Zeitraum die Größenangaben fehlen. Erst von 1900 ab, seitdem die Landgewinnungsarbeiten regelmäßig und planvoll betrieben werden, finden genaue Vermessungen der begrüneten und unbedeichten Vorlandflächen an der schleswig-holsteinischen Küste statt. Hierzu kommen dann noch die Winter- und die Sommerköge, die seit 1900 eingedeicht worden sind. Diese für die Untersuchungen in Betracht kommenden Größen sind in der folgenden Zusammenstellung enthalten:

Art der Fläche	Größe der Flächen in ha auf der Strecke		Zusammen ha
	Grenze bis Husum	Husum bis Neufelder Koog	
Begrünte, unbedeichte Vorlandereien . . .	1175	4665	5840
Sommerköge	210	694	904
Winterköge	2475	698	3173
Zusammen	3860	6057	9917

Von der Fülcherschen Angabe für den Landgewinn zwischen Hoyer und Husum mit 6713 ha sind die beiden Winterköge abzuziehen, die jetzt jenseits der deutschen Grenze in Dänemark liegen. Ihre Größe beträgt 886 + 550 = 1436 ha, so daß sich die Fläche auf 6713 - 1436 = 5277 ha ermäßigt. Somit hat der gesamte Landgewinn von 1700 bis 1930 betragen:

1. auf der Strecke bis Husum 5 277 + 3860 = 9 137 ha,
2. auf der Strecke südlich von Husum bis zur Ostecke des Neufelder Kooges 10 315 + 6057 = 16 372 ha.

Auf 1 km Küstenlänge berechnet, ergibt sich dann:

1. für die inselgeschützte Strecke nördlich Husum $\frac{9137}{70} = 130$ ha,
2. für die ungedeckte Strecke südlich von Husum $\frac{16372}{170} = 96,3$ ha.

²⁾ Bd. VI der Schriften der Baltischen Kommission zu Kiel.

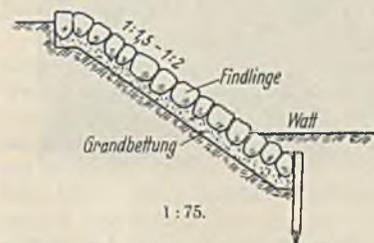


Abb. 20. Querschnitt der ältesten Steindeiche.

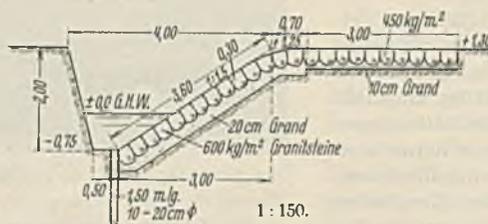


Abb. 21 a. Querschnitt eines der neuesten Steindeiche aus Granitsteinen.

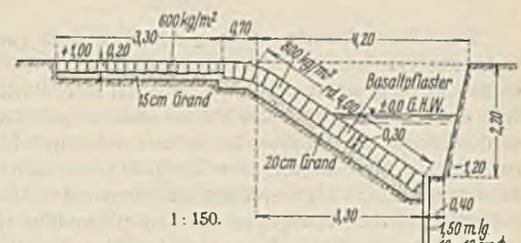


Abb. 21 b. Querschnitt eines der neuesten Steindeiche aus Basaltsteinen.

Diese Zahlen zeigen, daß der Landgewinn an der schleswigschen Küste hinter den Inseln und Halligen tatsächlich erheblich größer gewesen ist als an der ungedeckten Strecke vor Eiderstedt und Dithmarschen. Das Ergebnis ist zweifellos nur so zu erklären, daß die Gruppe der nordfriesischen Inseln und Halligen eine einflußreiche Wirkung auf die Neulandbildung ausgeübt hat.

In Ostfriesland hat Fülcher nur die 72 km lange Küstenstrecke herangezogen, die unmittelbar hinter der Inselgruppe Borkum-Wangerooze liegt (Abb. 12). In diesem Gebiete findet jedoch ein recht beachtlicher Landanwachs gerade vor den Strecken statt, die sich westlich und östlich an die eigentliche Seeküste anschließen und die ebenfalls noch unter dem Einflusse der vorgelagerten Inselgruppe liegen, namentlich in der Leybucht und auch beiderseits von Emden, sowie an der Ostküste des zu Oldenburg gehörigen Jeverlandes bis zur Nordecke des Jadebusens bei Wilhelmshaven. Die Länge dieser Strecke beträgt einschließlich aller Buchten 146 km (Abb. 12). Der Landgewinn von 1900 ab ist vor der preußischen Strecke von Borssum (4 km östlich von Emden) bis zur oldenburgischen Grenze an Vorlandflächen, Sommer- und Winterkögen zu 3603 ha und vor der oldenburgischen Strecke bis Wilhelmshaven zu 1890 ha, mithin zusammen zu 4493 ha ermittelt worden. Hierzu kommen die von Fülcher für das 18. und 19. Jahrhundert angegebenen Flächen von 2762 ha, so daß sich der Gesamtlandgewinn vor der Strecke zwischen Ems und Jade von Emden bis Wilhelmshaven zu 4493 + 3762 = 7255 ha ergibt. Anspruch auf Vollständigkeit und damit auf Genauigkeit hat diese Feststellung zwar nicht. Vielmehr ist anzunehmen, daß die Zahlen in Wirklichkeit noch größer sind, gerade weil die Beobachtungen aus den letzten Jahren fehlen. Hiernach errechnet sich der Landgewinn bei gleichmäßiger Verteilung auf die 146 km lange Strecke für 1 km Küstenlänge zu $\frac{7255}{146} = 50$ ha. Fülcher benennt für die eigentliche Seestrecke allein 38,4 ha/km. Demgegenüber steht der von ihm errechnete Landgewinn vor der ungedeckten Küstenstrecke zwischen Jade- und Elbemündung mit 11,1 ha für 1 km. Angaben über den Fortschritt der Landgewinnung vor dieser Strecke seit 1900 stehen leider nicht zur Verfügung; doch wird auch hier wie an den anderen Strecken mit einer angemessenen Zunahme zu rechnen sein. Selbst bei der höchst unwahrscheinlichen Annahme, daß der Gewinn für die letzten 230 Jahre, d. i. von 1700 bis 1930, doppelt so groß wäre wie der von Fülcher angegebene Wert von 11,1 ha für das 18. und 19. Jahrhundert, würde ein solcher günstiger Erfolg doch noch immer weit hinter den anderen Verhältniszahlen zurückstehen. Dieser Vergleich zeigt ebenfalls, daß der Landgewinn hinter den durch Inseln geschützten Küstenstrecken ohne jeden Zweifel um vieles größer ist als vor den Strecken, die frei gegen die Angriffe der See liegen.

Die vorstehenden Untersuchungen dürften als Endergebnis die Unhaltbarkeit der Fülcherschen Behauptung von dem Unwert der Inseln für die Landgewinnung und für die Sicherung der Festlandküste erbracht haben.

4. Art der Schutzbauten.

Bereits während der dänischen Herrschaft bestanden grundlegende Richtlinien für die Art, nach der die baulichen Vorkehrungen zum Schutze der Halligen in Nordfriesland gedacht waren. Diese durchaus brauchbaren Pläne wurden dann von der preußischen Wasserbauverwaltung, der die Unterhaltung der Halligen und Inseln übertragen war, weiter durchgebildet.

Um die Fläche der kleinen Hallig-Ellande zu erhalten, kam es darauf an, die abbrüchigen Steilränder, namentlich auf der West- und Südselte, in geeigneter Weise zu sichern und damit den weiteren Rückgang der Uferlinie aufzuhalten. Die einfache Abschrägung der hohen Ufer, wie sie teilweise in früheren Zeiten vorgenommen wurde, genügte keinesfalls. Diese abgeschrägten Ufer mußten noch künstlich geschützt werden. Hierfür konnten nur schräge Deckwerke in Frage kommen, weil bei ihnen die stets zu befürchtende Unterspülung viel eher vermieden wird als bei steilen Wänden. Diese Bauwerke heißen in Schleswig-Holstein volkstümlich „Steindeiche“. Die Böschung der ältesten Steindeiche bestand aus schweren Findlingen, die sorgfältig auf einer Grandunterlage verlegt waren (Abb. 20). Auch andere Arten wurden auf das genaueste ausprobiert,

wie Abdeckungen aus Betonplatten, aus Eisenbeton und aus Klinkerrollschichten. Hieraus entwickelte sich dann die Form, die heute als die allein zweckmäßige durchweg in Anwendung ist und sich aufs beste bewährt. Das jetzt gebräuchliche Deckwerk ist aus schweren Granit- oder Basaltplastersteinen mit glatter Oberfläche hergestellt, die auf einer Grandunterbettung ruhen (Abb. 21 a u. b). Die Böschung hat die flache Neigung von 1 : 1,5. Der Fuß des Werkes liegt auf - 0,75 bis - 1,20 m G.H.W., die Krone auf + 1,00 bis + 1,20 m G.H.W., je nach der Höhe der Halligoberfläche. Hinter der Krone befindet sich bei älteren Deckwerken noch ein Absatz von etwa 0,25 m Tiefe, der als Wasserpolster zur Er-



Abb. 22. Querschnitt des alten Steindeiches am Westufer der Hamburger Hallig. Etwa 1 : 165.

mäßigung der mit Gewalt überschlagenden Wellen dienen soll (Abb. 22). Diese Anordnung hat aber ihren Zweck nicht recht erfüllt. Die Wellen zerstörten trotzdem beim Überschlagen über die Krone die dahinterliegende Fläche, die vielfach nur aus einer Rasendecke bestand. Der Rasenstreifen mußte ständig unterhalten werden und ist dann später durch

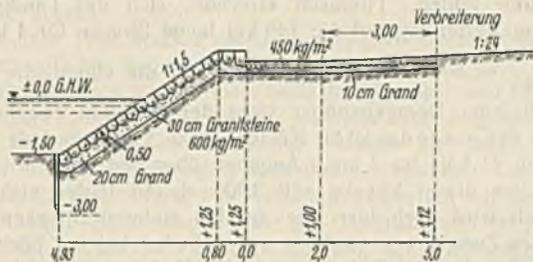


Abb. 23. Verbesserter Steindeich auf Hallig Gröde. 1 : 200.

einen Pflasterstreifen von verschiedener Breite ersetzt worden (Abb. 23). Neuerdings wird das Wasserpolster nicht mehr ausgeführt, sondern an die Krone schließt sich in gleicher Höhe waagrecht eine genügend breite Pflasterung an (Abb. 24).

In gleicher Weise ist auch der Sommerdeich um die Hallig Hooge (S. 183) befestigt worden (Abb. 24a).

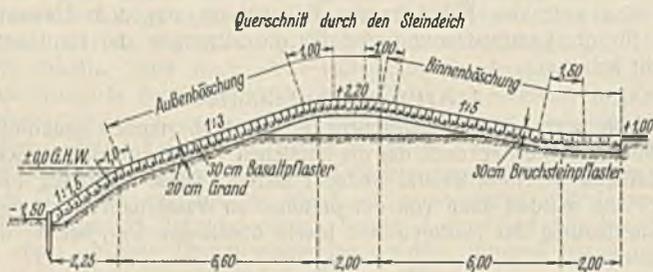


Abb. 24a. Befestigter Sommerdeich auf Hallig Hooge. 1 : 250

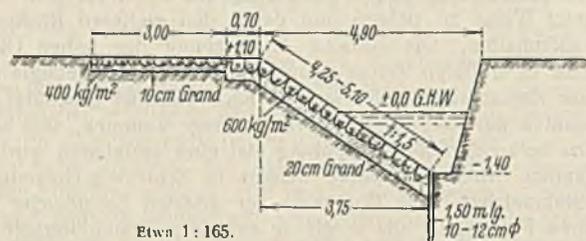


Abb. 24b. Gemittelter Querschnitt der Steindecke Hallig Gröde.

Die Uferdeckwerke können natürlich dem ganz unregelmäßigen Verlaufe der Halligkanten nicht folgen, sondern für sie müssen möglichst kurze Linien gewählt werden. Dabei ist stets Rücksicht darauf zu nehmen, daß auch eine genügende Fläche der zu schützenden Hallig eingefabt wird. Längs der Deckwerke treten meist bei Ebbe starke Strömungen auf, die zur Erniedrigung der Wattfläche vor den Halligufem führen und dann sogar durch Unterspülung das Bauwerk in die Gefahr des Einsturzes bringen können. Hiergegen werden planmäßig je nach den Umständen einfache Querwerke in Form von kräftigen Lahnungen oder von dichten Buhnen angelegt (Abb. 25). In Verbindung mit diesem wasserbaulichen Teile finden auf der nach Osten gelegenen landwärtigen Seite einiger

Halligen und Inseln, wo die Neigung zur Anschlickung vorhanden ist, auch Arbelten statt, die auf die Förderung und die Sicherung der Auflandung des Watts zielen. Die Gesamtheit dieser Maßnahmen soll sich gegenseitig ergänzen und in dem Bestreben unterstützen, den Schutz für die bedrohten Halligen soweit als möglich zu erhöhen.

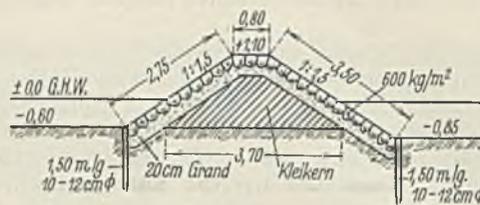


Abb. 25. Querschnitt einer dichten Buhne vor dem Steindeiche auf Hallig Oland. Etwa 1 : 165.

Die weiteren unmittelbaren Schutzmaßnahmen erstrecken sich auf die planvolle Regelung der Priele, die das Halligland unregelmäßig durchziehen. Einzelne dieser Priele sind aber zur Entwässerung und als Verkehrswege unumgänglich nötig. Die entbehrlichen von diesen Wasserläufen, vor allem diejenigen, in denen das Ebbwasser die Ufer besonders schwer angreift und dadurch den Bestand des Landes gefährdet, müssen durch Abdämmung unschädlich gemacht werden. Hierzu sind Erddämme durch den Wasserlauf geschüttet, deren ganze Oberfläche sicher befestigt sein muß. Ein solches Abdämmungsbauwerk hat den Wasserangriff von beiden Seiten abzuhalten (Abb. 26).

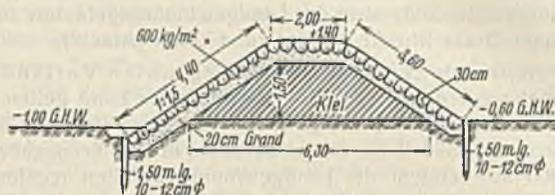


Abb. 26. Querschnitt durch die Abdämmung eines Prieles auf Hallig Nordmarsch-Langeneß. 1 : 200.

Zu den mittelbaren Schutzbauten für die Halligen gehören die festen Dämme, die vom Festlande zu ihnen führen und zwischen ihnen selbst liegen. Damit diese Dämme nicht so sehr dem Stromangriff ausgesetzt sind, müssen sie auf den flachsten Stellen des Watts zwischen Hallig und Festland angelegt werden, dort, wo das Wasser sich bei Ebbe scheidet. Für die Wahl ihrer Linie ist dabei von größter Bedeutung, die genaue Lage dieser Wasserscheide zu ermitteln. Allerdings wird sich die Feststellung einer bestimmten Flutscheide nicht immer erreichen lassen. Dann müssen die Dämme auch durch tiefere Stellen oder gar durch Priele hindurchgebaut werden, wo sie meist recht stark unter den Angriffen von Strömungen leiden. Dieser Fall trat z. B. bei dem damaligen Bau des Damms nach der Hamburger Hallig ein und ist noch heute bei dem Damme Festland-Nordstrand zu beobachten, so daß dieser sorgfältiger Unterhaltung bedarf (Abb. 27).

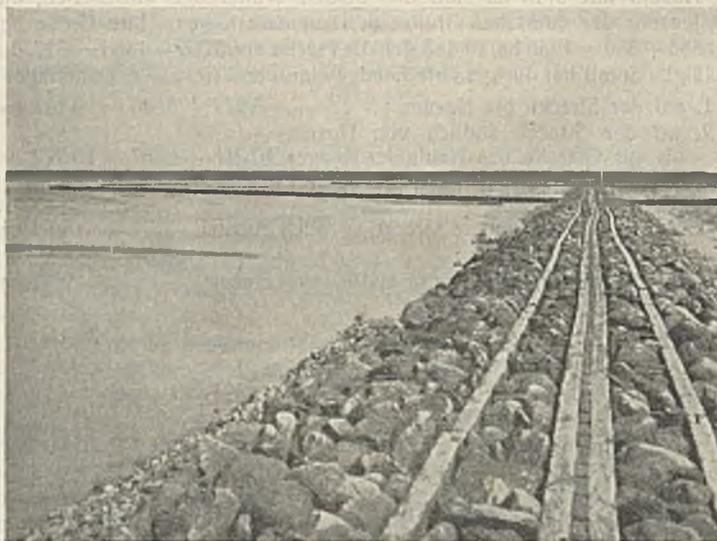
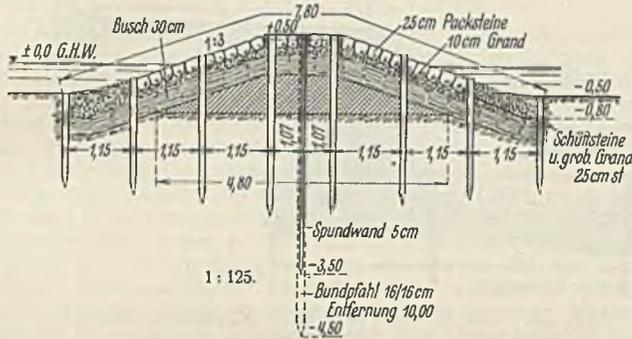
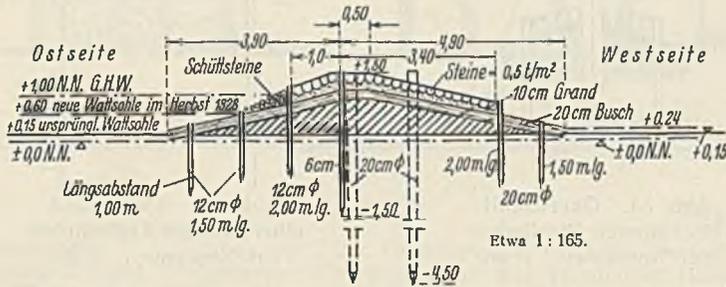


Abb. 27. Damm Festland-Nordstrand.

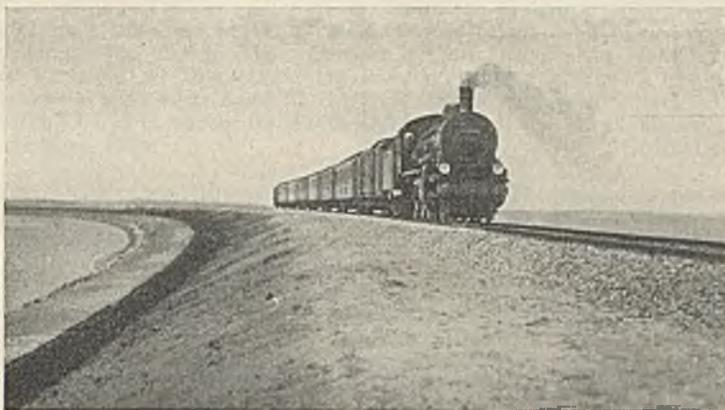
Die Verbindungsdämme zwischen dem Festlande und der Hallig Oland und zwischen dieser und der Hallig Langeneß sowie der Damm nach Nordstrand sind als völlig dichte Werke in kräftiger Bauart her-

gestellt (Abb. 28a u. b). Ihre Krone liegt auf 0,50 m über gewöhnlicher Flut. Der große Hindenburgdamm nach der Insel Sylt hinüber hat wegen

ganze Westküste von Sylt durch eine ausgedehnte Gruppe von über 100 Buhnen, die von Norden bis nach Süden der Küste reichen, gegen den Rückgang der Uferlinie geschützt. Für die Buhnen sind verschiedene Bauarten angewendet worden, durchlässige Pfahlbuhnen und auch dichte Wände aus Spundwänden sowie aus Eisenbetonbohlen zwischen gleichartigen Pfählen. Ebenso finden regelrechte Dünenchutzarbeiten statt.



seines ausschließlichen Verwendungszweckes als Eisenbahndamm (Abb. 29a) dagegen eine sturmlutfreie Höhe und einen erheblich breiteren und stärkeren Querschnitt erhalten (Abb. 29b).



Im Schutze der Dämme hat die Anschlickung sowohl am Festlande als auf der Ostseite der Halligen und Inseln sowie auch längs der Werke selbst recht große Fortschritte gemacht. Namentlich in dem Gebiete des Hindenburgdammes ist der Landzuwachs geradezu überraschend gut (Abb. 30). Diese Erfahrungen beweisen, daß solche Verbindungsdamme ausgezeichnete Schrittmacher für die Landgewinnung sind. Die Werke bilden langgestreckte Buhnen, und die durch sie an das Festland angeschlossenen Halligen und Inseln stellen ihre Köpfe dar.

Ganz anders als die Schutzbauten für die Halligen sind die Vorkehrungen gestaltet, die zur Sicherung der Geestinseln im nordfriesischen Wattengebiet und der Düneninseln in Ostfriesland nötig wurden. Von den nordfriesischen Inseln liegt auf der Insel Sylt das ganze westliche, auf den Inseln Amrum und Föhr mehr das südliche Ufer im Abbruch, bei der ostfriesischen Inselkette gleichmäßig das westliche bis nordwestliche Ufer. Die Ufer sind durchweg von sandiger Zusammensetzung und werden von hohen Dünenbergen gekrönt. Für die erforderlichen Schutzwerke sind daher die gleichen Grundsätze zu beachten, wie sie überall an sandiger Küste mit Dünenbildungen gelten. Dementsprechend ist die



Abb. 30. Anlandungen am Hindenburgdamme.

Die Städte und Dörfer, die an den sandigen Ufern der Inseln liegen, haben sich im Laufe der Zeit zu bekannten Badeorten entwickelt und ihre Bebauung bis dicht an die Uferlinie heran- und sogar in die Dünen hineingeschoben. Wie überall mußte auch hier bei den Uferschutzbauten

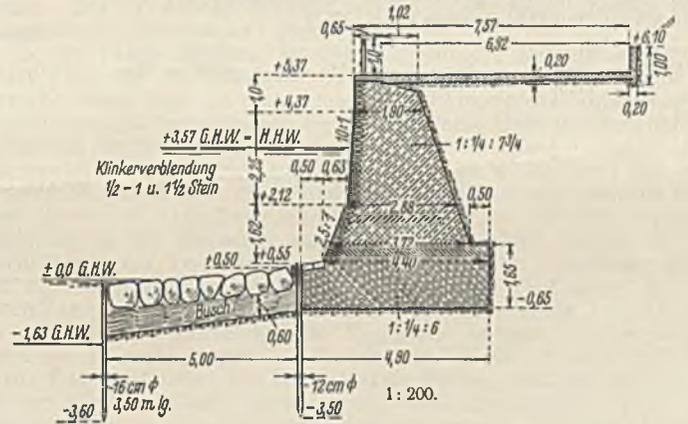


Abb. 31. Querschnitt durch eine Strandmauer vor Westerland.

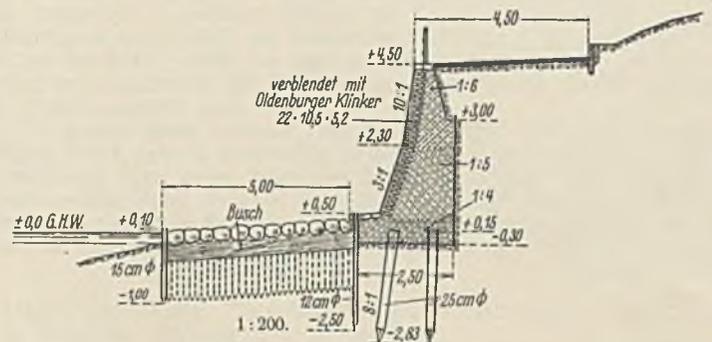


Abb. 32. Querschnitt durch die Strandmauer in Wittdün auf Amrum.

auf diesen Zustand Rücksicht genommen werden. Daraus ergab sich der Zwang zur Anlage von Längswerken in Form senkrechter Ufermauern, vor denen Gruppen von Querwerken angeordnet sind. Die Krone der Mauern ist als breite Wandelbahn für die Badegäste ausgebildet. Besonders großartige Schutzmauern besitzt Westerland auf Sylt (Abb. 31). Auch in Wittdün auf Amrum (Abb. 32) und in Wyk auf Föhr bestehen kräftige Ufermauern mit Buhnen vor ihnen (Abb. 33a u. b).

