

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 25. März 1932

Heft 14

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Leuchtfeuerbauwerke auf der Unterelbe beim Osteriff.

Von Baurat Joh. Th. Schätzler, Dipl.-Ing., Cuxhaven.

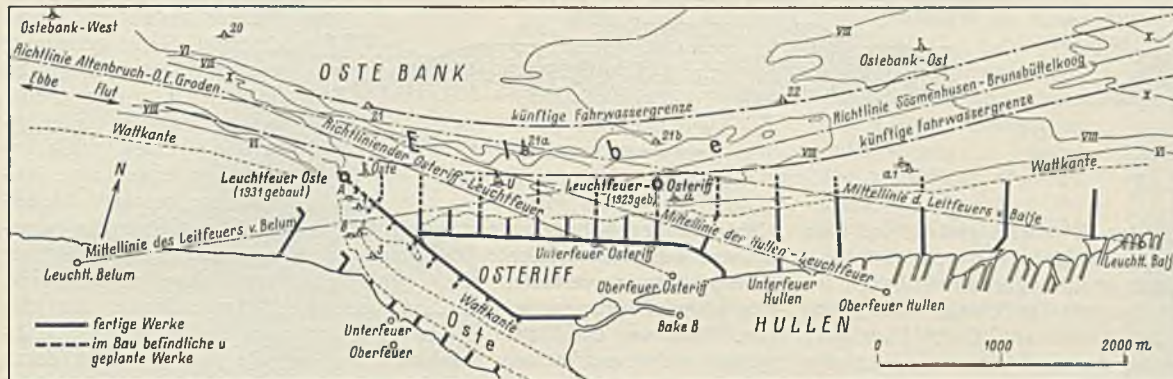


Abb. 1. Südfahrwasser bei der Ostebank (Zustand Ende 1927).

Allgemeines. Das eine Ziel der Regelungsbauten des Südfahrwassers bei der Ostebank¹⁾, nämlich die Streckung des stark gekrümmten Fahrwassers, hatte eine Änderung der Befuerung dieser Fahrwasserstrecke zur Folge. Neben den beiden Haupttrichtfeuerlinien Altenbruch—O. E. Groden und Sösmenhusen—Brunsbüttelkoog (Abb. 1) waren infolge der dauernd zunehmenden Krümmung des Fahrwassers schließlich zwei Zwischenfeuerlinien, die der Osteriff-Feuer und die der Hullenfeuer, zur Begrenzung des Süd- bzw. Nordrandes des Fahrwassers notwendig geworden. Diese Zwischenlinien konnten wieder aufgegeben werden, nachdem die Streckung des Fahrwassers durchgeführt war. Dagegen mußte an Stelle des Unterfeuers Osteriff zur Kennzeichnung des dort vorzunehmenden Kurswechsels ein neues Feuer errichtet werden, das Leuchtfeuer „Osteriff“. Außerdem erschien es wünschenswert, die Stromspaltung Elbe-Oste, an der bisher eine Leuchttonne ausgelegt war, durch ein landfestes Feuer, das Leuchtfeuer „Oste“, zuverlässiger zu bezeichnen. Mit diesen beiden Feuern ergab sich ferner die Möglichkeit, die notwendige nächtliche Kennzeichnung der Köpfe der in den Strom vorgetriebenen Stacks (Buhnen) zu schaffen. Der Bau dieser beiden Leuchtbaken ist der Planung und der Ausführung nach bemerkenswert und soll deshalb nachstehend behandelt werden.

Gründungsweise. Um durch die beiden Feuer die fast in einer Geraden liegenden Stackköpfe decken zu können, mußten die Leuchtbaken sehr weit an die südliche Fahrwassergrenze vorgeschoben werden. Würde man sie zwischen den Stacks an dem äußeren Rande der Bühnenfelder angeordnet haben, dann hätte man bei der Fahrwassertiefe von 10 m bei MNW oder rd. 13 m bei MHW und bei einer Höhe der Feuer von 14 m über MNW mit Rücksicht auf die zu erwartende Kolkbildung eine sehr schwere und daher kostspielige Gründung des Bauwerks wählen müssen. Deshalb entschloß man sich, die Leuchtbaken auf die Stackköpfe selbst zu setzen. Als Bauweise für diese war eine Sohlenabdeckung mit Senkstücken von 1 m Stärke, die mit ihrer Unterkante mindestens 11 m unter MNW gelegt wurden, und darüber eine etwa 10 m hohe Steinschüttung vorgesehen. Zunächst war erwogen worden, die Bauwerke auf Pfähle zu stellen, die vor der Schüttung der Stackköpfe gerammt werden sollten. Dazu wäre notwendig gewesen, nach der Verlegung der Senkstücke durch diese die Pfähle zu treiben, was trotz der für das Absenken der Senkstücke erforderlichen Steinschüttung keine unüberwindlichen Schwierigkeiten verursacht hätte. Die darauffolgende Beschüttung der Senkstücke mit Schüttsteinen zur Herstellung der Stackköpfe hätte wie üblich im großen mittels Klappschuten geschehen können, und man hätte nur gleichzeitig die Zwischenräume zwischen den Pfählen von Hand zuzuschütten brauchen. Aber es war doch zu besorgen, daß bei dem unvermeidlichen Setzen des Schüttstein-

körpers die Pfähle verdrückt worden und vielleicht als Träger des Leuchtfeuerunterbaues ausgefallen wären oder unter Umständen sogar dessen Standsicherheit gefährdet haben würden. Aus diesem Grunde entschloß man sich, die Leuchtbakenunterbauten unmittelbar auf die entsprechend eingeebnete Steinschüttung der Stackköpfe aufzusetzen. Freilich mußte man damit rechnen, daß bei etwaigen Sackungen des Schüttsteinkörpers auch die Leuchtbake in Mitleidenschaft gezogen werden würde. Aber daß dieses Wagnis nicht groß und der Gedanke dieser einfachen Gründungs-

weise nicht allzu kühn war, zeigt Abb. 2 eines zerlegbaren Modells eines Stackkopfes mit aufgesetztem Leuchtfeuer. In einem Schüttsteinkörper von so gewaltigen Abmessungen waren sehr erhebliche, das Leuchtfeuerbauwerk gefährdende Verdrückungen höchstens zu erwarten, wenn etwa der Stackkopf selbst durch unbemerkte Kolkbildungen zum — wenigstens teilweisen — Einsturz kommen würde. Dem konnte aber durch laufende Beobachtung und erforderlichenfalls durch besondere Schutzmaßnahmen vorgebeugt werden.

Unterbauten. Die Art der Herstellung der Träger der Leuchtfeuerreinrichtung, der Unterbauten, war von der Tatsache beherrscht, daß deren Fuß auf MNW, 0,5 m unter der Oberkante des Stackkopfes, stehen muß, weil das Wasser in der Regel nicht weiter wegfällt und das Bauen unter Wasser kostspielig oder unter den gegebenen Umständen unzuverlässig wird. Der untere Teil der Unterbauten liegt also im Bereich des Tidehubes. Zu beachten war ferner, daß am Standort eine sehr heftige Strömung auftritt, daß dort bei Sturmfluten sehr schwerer Seegang herrscht, daß im Winter mit starkem Eisgang gerechnet werden muß und daß das Wasser salzhaltig ist. Alle diese Gegebenheiten führten zu den beiden Lösungen für die Ausbildung des Unterbaues, die aus Abb. 3 und 4 zu erkennen sind und denen als Wesentliches gemeinsam ist, daß der untere, zwischen MNW und 0,5 m über MHW liegende Teil, als Schwimmkasten an Land hergestellt, zu Wasser gelassen, an Ort und Stelle geschleppt und hier mit fallendem Wasser abgesenkt wird. In beiden Fällen wird dann der Hohlraum des Schwimmkörpers an Ort und Stelle von einer schwimmenden Betonierungsanlage aus mit Beton gefüllt,

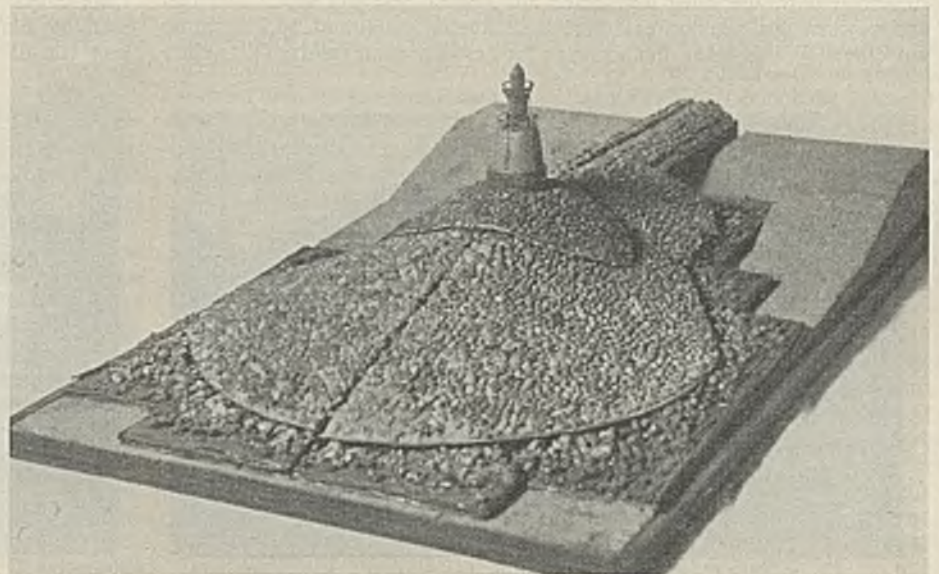


Abb. 2. Zerlegbares Modell eines Stackkopfes mit aufgesetztem Leuchtfeuer.

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 34, S. 521 u. f.

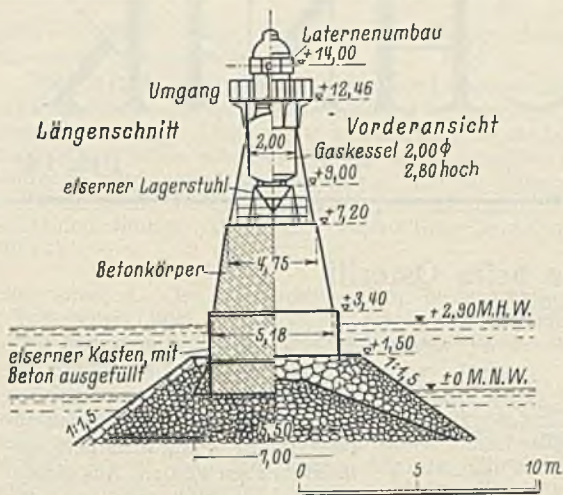


Abb. 3. Leuchtbake „Osteriff“.

darauf die Schalung für den oberen Teil des Unterbaues gestellt und dann dieser Teil aufbetoniert. Der Unterschied beider Lösungen besteht — abgesehen von der verschiedenen, durch örtliche Verschiedenheiten bedingten Grundrißform — darin, daß als Baustoff des Schwimmkastens für das Leuchtfeuer „Osteriff“ Eisen, für das Leuchtfeuer „Oste“ Eisenbeton vorgesehen ist. Zur Eisenbetonbauweise des Schwimmkastens ist man bei dem zwei Jahre später erbauten Leuchtfeuer „Oste“ der Kostenherabminderung wegen übergegangen. Wegen der Einzelheiten der Schwimmkasten wird auf Abb. 5 u. 6 und die nachfolgenden Ausführungen verwiesen.

Die Leuchtbake „Osteriff“ wurde bereits im Herbst 1929 fertiggestellt. Der Stackkopf ist im Laufe des Jahres 1929 geschüttet worden und war eben erst im großen und ganzen fertig, als er das Bauwerk aufnehmen mußte. Man hätte natürlich besser daran getan, damit zu warten, bis die Steinschüttung sich genügend gesetzt hatte, aber solche technischen Erwägungen müssen nicht selten zurückgestellt werden, wenn es darauf ankommt, mehr oder weniger berechnete Wünsche der Schifffahrt-treibenden zu erfüllen. Die Schüttung des Stackkopfes hat denn auch zunächst nachgegeben, worauf später noch zurückgekommen wird.

Der eiserne Senkkasten dieser Bake (Abb. 5) hat einen ovalen Grundriß. Der größere Durchmesser (in der Strömungsrichtung) beträgt 5,50 m, der kleinere (quer zur Strömungsrichtung) 4,06 m. Die Mantelfläche ist 3,4 m hoch und besteht aus 10 mm dickem Eisenblech mit zwölf senkrechten Versteifungen aus L 80 · 120 · 10. Drei waagerechte Ringe aus L 150 · 150 · 14, je einer am oberen und unteren Ende, und der dritte im unteren Drittel des Mantels, mit je einer Längsversteifung in der Hauptachse und zwei Querversteifungen aus L 100 · 150 · 10 sichern den Mantel gegen Wasserdruck im leeren Zustande. Der untere Saum des Mantels ist mit einer kreisrunden Fußplatte aus 14 mm dickem Eisenblech, die einen Durchmesser von 7 m hat, vernietet. An den zwölf senkrechten Versteifungen des Mantels stützen zwölf Konsolen aus Winkeleisen den Mantel nach außen hin gegen die Fußplatte ab. Bis an das obere Ende dieser Konsolen reicht die künftige Steinschüttung. Der darüberliegende Teil des Mantels wird durch einen hölzernen, auswechselbaren, 5 cm dicken Bohlenbelag gegen Angriffe des Eises geschützt. Dieser Belag wird zwischen Z-Eisenringen geführt, die oben und unten am Mantel befestigt sind. Das Gesamtgewicht des Senkkastens ohne Bohlenbelag beträgt rd. 16,7 t. Er ist auf einem Werftgelände in Cuxhaven hergestellt, dann auf das Gleis einer

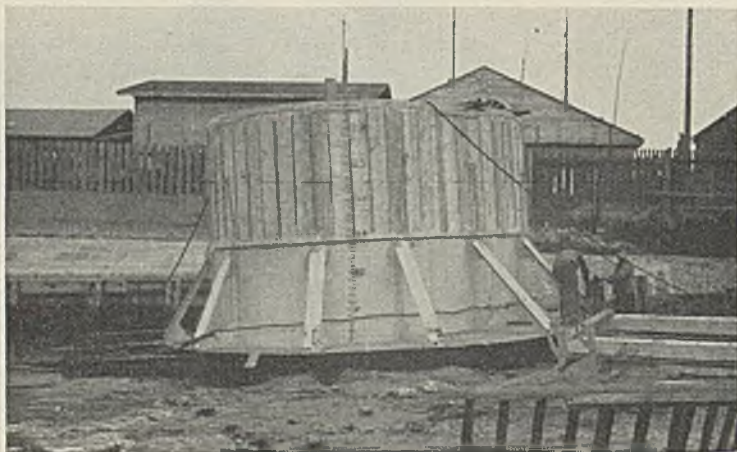


Abb. 5. Senkkasten für die Leuchtbake „Osteriff“ vor dem Zuwasserlassen auf der Werft.

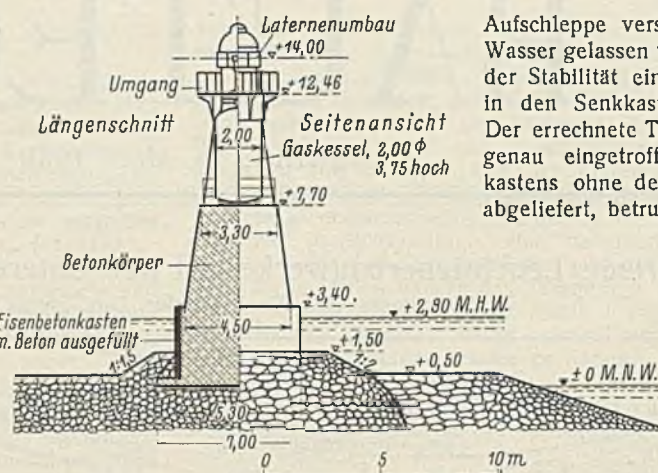


Abb. 4. Leuchtbake „Oste“.

Aufschleppe verschoben und auf diesem zu Wasser gelassen worden, nachdem zur Erzielung der Stabilität eine 50 cm hohe Betonschüttung in den Senkkasten eingebracht worden war. Der errechnete Tiefgang von 1,84 m ist ziemlich genau eingetroffen. Die Kosten des Senkkastens ohne den Schutzmantel, schwimmend abgeliefert, betragen rd. 16000 RM.

Der Schwimmkasten ist nach dem Zuwasserlassen zwischen zwei leeren, gegeneinander abgesteiften Schuten vertäut und so an Ort und Stelle geschleppt worden. Dabei hatten die Schuten mit dem Senkkasten an den Schlepp-trossen eines Schlepp-dampfers festgemacht, während zur besseren Steuer-fähigkeit des Anhangs ein zweiter, für alle Fälle mit einer Bergungs-pumpe ausgerüsteter Schleppdampfer längsseits der an Backbord befindlichen Schute vertäute. Der Schleppzug kam ohne nennenswerte Zwischenfälle gut an der von Cuxhaven etwa 20 km entfernten Baustelle an. Hier war die Mitte des neu zu errichtenden Bauwerks als Schnittpunkt mehrerer Fluchten bezeichnet worden, die auf dem Watt durch Spieren festgelegt waren. Der Senkkasten konnte damit nach dem Ausbringen einer Reihe von Ankern — zwei Flut- und zwei Ebbeanker, ein Anker land- und ein Anker wasserwärts — genau an der beabsichtigten Stelle festgelegt werden.

Die Auflagerfläche auf dem Stackkopf war vorher mittels Steinschotter waagrecht eingeebnet worden. Bei HW hatte der Senkkasten über dieser Fläche noch einen Spielraum von rd. 1 m. Sobald also der Wasserstand seit HW 1 m gefallen war, mußte sich der Kasten auf die vorbereitete Fläche aufsetzen. Als der Spielraum noch etwa 10 cm betrug, wurde der Senkkasten dadurch belastet und zum Aufsitzen gebracht, daß eine ausreichende Anzahl von Arbeitern sich auf den Kasten stellte. Nun konnte man noch einmal nachprüfen, ob der Senkkasten genau an der beabsichtigten Stelle war, was sich bestätigte. Andernfalls hätte man ihn durch nochmalige Entlastung zum Aufschwimmen bringen und genauer vertäuen können. Nachdem das Wasser genügend gefallen war, konnte die Belastung wieder abtreten und nun durch Beschütten des Überstandes der Fußplatte über den Mantel mit Steinen den Kasten genügend mit toter Last versehen, damit er beim Wiederanstiegen des Wasserstandes auf HW nicht aufschwimmen konnte.

Nunmehr begann das Ausfüllen des Kastens mit Beton von einer schwimmenden Betonierungsanlage aus und mittels einer Aufzugvorrichtung am Bauwerk, was wegen der starken und wechselnden Strömung und öfter aus Mangel an Rücksichtnahme der vorbeifahrenden Schiffe nicht immer anstandslos vor sich ging. Einmal mußte man wegen sehr unruhigen Wetters mit der gesamten schwimmenden Anlage in die Oste flüchten. Nach dem Ausfüllen des Kastens wurde die Schalung für den oberen, 3,80 m hohen Teil des Betonunterbaues gestellt und ausbetoniert.

Während des Einbringens des Betons gab die frisch geschüttete und noch nicht abgelagerte Steinschüttung nach, was ein Schiefstellen des Unterbaues zur Folge hatte. Es zeigte sich kurz nach dessen Fertigstellung eine Abweichung vom Lot von 135' in der Richtung stromab und von 65' in der Richtung senkrecht dazu, landeinwärts. Diesen un-



Abb. 6. Senkkasten für die Leuchtbake „Oste“ beim Ablafen von der Aufschleppe.



Abb. 7. Leuchtbake „Osteriff“.

wesentlichen Neigungen, die sich seitdem (Oktober 1929) nicht vergrößert haben, konnte für die Leuchtfeueranlage mittels der Fußverschraubung des Kessels auf dem Betonunterbau begegnet werden. Die Steinböschungen des Stackkopfes sind seitdem ganz unverändert liegengeblieben, obwohl sich vor dem Kopf zunächst ein sehr tiefer Kolk bildete, der sich aber inzwischen wieder verfüllt hat, nachdem auch die übrigen Stacks vorgetrieben worden sind. (Das Stack, auf dem das Leuchtfeuer errichtet wurde, mußte trotz gewisser Bedenken vorweg hergestellt werden, weil ein Hinausschieben des Leuchtfeuerbaues bis zur Herstellung aller Stacks nicht angängig war.) Durch wiederholte Peilungen wurden der Zustand der Stromsole um den Stackkopf herum

und jener der Böschungen des Kopfes festgestellt. Irgendwelche Sicherungsmaßnahmen sind nicht nötig geworden.

Nach einer mehrwöchigen Ruhepause, während deren der Beton erhärtete, konnten der stehende Gaskessel und die übrigen Leuchtfeuer-einrichtungen aufgebracht werden. Die bis zu 3,5 t schweren und sperrigen Teile sind an einem Galgen hochgewunden worden, der aus zwei Ramm-pfählen von etwa 40 cm Durchm. bestand, die auf der Fußplatte des Kastens aufruheten und an diesem geeignet befestigt wurden. Diese Arbeit ist ohne Zwischenfall vonstatten gegangen. Zur Erzielung der Höhe des Feuers von 14 m über MNW ist der Kessel nicht unmittelbar auf den Betonunterbau, sondern auf einen eisernen Lagerstuhl aufgesetzt worden, dessen Füße einbetoniert sind.

Das Leuchtfeuer ist mittels eingebauter Leitern zu erreichen (siehe Abb. 7). In den Unterbau ist eine kräftige, auswechselbare hölzerne Leiter bündig eingelassen. Darüber führt eine eiserne Leiter mit Schutzkorb auf den Umgang. Das Betreten des Umgangs durch Unbefugte wird durch eine von der Leiter aus verschließbare Klappe im Fußböden des Umgangs verhindert; erst wenn diese aufgeklappt ist, kann man von der Leiter aus den Umgang betreten. Außerdem ist der Laternenumbau verschlossen, so daß er durch Unbefugte nicht betreten werden kann.

Die Leuchtbake „Oste“ wurde im Herbst 1931 fertiggestellt. Der Stackkopf war schon im Jahre vorher geschüttet worden. Die Stein-schüttung hat somit Zeit gehabt, sich zu setzen; bei diesem Bauwerk sind keine Bewegungen eingetreten.

Der Senkkasten dieser Bake (siehe Abb. 6) ist aus Eisenbeton hergestellt. Der Grundriß ist kreisrund. Der äußere Durchmesser des Mantels beträgt 5,30 m, die Wanddicke 15 cm. Der Mantel ist 3,05 m hoch. Er ist gemeinsam mit einer kreisrunden, kreuzweise bewehrten Grundplatte von 35 cm Dicke und 7 m Durchm. betoniert und gegen diese nach außen hin mittels zwölf Konsolen von 15 cm Dicke abgestützt. Diese Konsolen verschwinden in der späteren Steinumschüttung. Auch bei diesem Kasten wird der über den Konsolen befindliche Teil durch einen hölzernen, auswechselbaren, 5 cm dicken Bohlenbelag gegen den Angriff des Eises geschützt. Der Belag wird zwischen Z-Eisenringen angebracht, die mittels Bolzen an dem Mantel befestigt sind. Das Gesamtgewicht des Senkkastens ohne Bohlenbelag beträgt rd. 52,6 t. Er ist auf einer Aufschleppe in Cuxhaven erbaut und mit dieser zu Wasser gelassen worden. Abb. 6 zeigt den Augenblick, in dem der Kasten, noch auf der Aufschleppe ruhend, eben ins Wasser eintaucht. Der errechnete Tiefgang von 2,09 m ist fast genau eingetroffen. Die Kosten des Senkkastens ohne den Schutzmantel, schwimmend abgeliefert, betragen 5450 RM.

Der Vorgang für das Hinschaffen des Kastens nach der Baustelle war der gleiche wie für den eisernen Kasten. Auch das Aufsetzen auf die Auflagerfläche auf dem Stackkopf ist grundsätzlich ebenso gehandhabt worden wie bei der Leuchtbake „Osteriff“. Nur wurde hier die Belastung durch Einpumpen von Wasser erzielt, und zwar mußte das sehr beschleunigt werden, weil im letzten Augenblick schwere Gewitterböen auftraten, die harte Seen zur Folge hatten und das rasche Absenken notwendig machten; dabei stieß der in starke Bewegung versetzte Kasten

wiederholt auf, ehe er endgültig festsaß. Unter diesen erschwerenden Umständen ist es nicht ge-glückt, den Kasten genau an die beabsichtigte Stelle zu bringen. Zwar befand er sich nach dem Absenken planmäßig in der Stackachse, aber in dieser etwa 20 cm weiter oste-aufwärts, als beabsichtigt war. Praktisch ist dieser Unterschied belanglos; andernfalls hätte man den Kasten durch Auspumpen des Wassers wieder zum Aufschwimmen bringen und neuerdings absenken müssen. Als Folge der durch das Wetter gestörten Absenkungsarbeit zeigte sich auch eine ganz gering-fügige Schrägstellung von 34° zur Lotrechten, die sich seitdem nicht vergrößert hat.

Das Ausfüllen des Kastens mit Beton und das Herstellen des oberen Teils des Betonunterbaues ging wie bei dem anderen Bauwerk von einer schwimmenden Betonierungs-anlage aus, doch wurde hier keine Aufzugvorrichtung zum Einbringen des Betons benutzt, sondern diese Arbeit wurde ganz von Hand ausgeführt. Das ergab sich aus der hier viel stärkeren und unruhigeren Strömung, die etwa eine Stunde nach Einsetzen des Flutstroms regel-mäßig zum Ausschneiden zwang, weil es nicht möglich war, die Fahrzeuge in der starken Strömung zu halten. Unter solchen Umständen wäre eine mit Rücksicht auf den veränderlichen Wasserstand notwendige lose Verbindung zwischen Betonierungsanlage und Betonaufzug nicht betriebs-fähig zu erhalten gewesen.

Die Aufstellung der Leuchtfeereinrichtung ging ganz ähnlich vor sich wie bei der Leuchtbake „Osteriff“. Das Leuchtfeuer ist auf die gleiche Weise zugänglich wie bei der anderen Bake (Abb. 8).

Leuchtfeereinrichtung (Abb. 3 u. 4). Diese besteht in beiden Fällen aus einem stehenden Kessel zur Aufnahme des Flüssiggases, mit dem die Feuer betrieben werden, einem über das obere Ende des Kastens gestülpten eisernen Umgange und einem eisernen, verglasten Laternen-umbau. In diesem ist die optische Einrichtung aufgestellt, eine Gürtel-leuchte, die beim Feuer „Osteriff“ eine Brennweite von 250 mm (alte, vorhanden gewesene Leuchte), beim Feuer „Oste“ eine Brennweite von 150 mm (neue Leuchte) hat, ferner befinden sich hier die Lichtquelle mit einem Glühstrumpf von 23 mm Durchm., eine Zünd- und Löschuhr und das übrige Zubehör.

Farbanstriche. Die beiden benachbarten, ähnlich aussehenden (Abb. 7 u. 8) und nur rd. 2,5 km voneinander entfernten Leuchtbaken mußten durch Farbanstriche, die sich auffallend voneinander unterscheiden, so deutlich gekennzeichnet werden, daß eine Verwechslung auch bei schlechtsichtiger Luft, wenn beide Baken nicht gleichzeitig ausgemacht werden können, ausgeschlossen ist. Deshalb hat die Leuchtbake „Osteriff“ einen waagrecht gebänderten, weiß-rotten Anstrich erhalten mit einer Breite der Bänder von 1,75 m, während die Leuchtbake „Oste“ waagrecht schwarz-rot gebändert gestrichen worden ist mit 2 m breiten Bändern. (In der photographischen Aufnahme (Abb. 8) unterscheiden sich Schwarz und Rot nicht.)

Ein weiterer Unterschied in der farbigen Behandlung liegt darin, daß bei der Bake „Osteriff“ auch der obere, 3,80 m hohe Teil des Beton-unterbaues farbig behandelt wurde, während dies bei der Bake „Oste“ unterblieben ist. Entscheidend hierfür war dabei der Umstand, daß die Erfahrungen mit dem Anstrich des Unterbaues „Osteriff“ sehr unbefriedigend waren. Mit Rücksicht auf die schlechte Haltbarkeit von Öl- und anderen Farben auf frischen Betonflächen war bei der Wahl der Farb-stoffe und bei der Ausführung der Anstriche Vorsicht geboten. Nicht be-sonders behandelte Betonflächen pflegt man sonst erst nach Ablauf eines Jahres nach der Fertigstellung mit Ölfarben zu streichen, weil sonst der kieselsaure Kalk des Zements zerstörend und verseifend auf die Farben einwirken soll. Nach Jahresfrist soll die Umsetzung des kieselsauren Kalks in kohlen-sauren Kalk vor sich gegangen und damit die schädliche Einwirkung auf Ölfarben beseitigt sein. Aus diesem Grunde ist, um nicht länger warten zu müssen, acht Monate nach der Fertigstellung des Unter-baues ein Zement-Isoliermittel „Bontri“, das die kieselsauren Salze binden



Abb. 8. Leuchtbake „Oste“.

und das Verseifen des Anstrichs verhindern soll, als zweimaliger Vorstrich auf den Beton aufgetragen worden. Darauf folgte ein zweimaliger Grundanstrich mit „Fundamon“ und schließlich der Deckanstrich mit „Vitralin“. Die von der Herstellerfirma für die Ausführung erteilten Anweisungen sind gewissenhaft eingehalten worden. Trotzdem haben sich stellenweise der Vitralfarbfilm allein oder auch der Vitralin- und Fundamonfilm zusammen abgelöst (Abb. 7), und zwar nach vorheriger Bildung eines Wasser-sackes hinter dem Farbfilm. Ob es sich dabei um überschüssiges Wasser handelte, das trotz aller Vorsicht noch im Beton war, oder ob Wasser

irgendwo von außen eintreten kann, ohne daß es feststellbar wäre, läßt sich nicht entscheiden. Jedenfalls reizte der Mißerfolg nicht zu einer Wiederholung. — Die planmäßige Streckung und Vertiefung des Südfahrwassers bei der Ostebank ist nahezu vollendet. Mit den beiden neuen Leuchtfeuern ist nun auch die Kennzeichnung des Fahrwassers völlig befriedigend. Damit hat das Deutsche Reich an dieser Stelle Schwierigkeiten in der Schiffbarkeit der Untereibe beseitigt, die jahrzehntelang die Ursache dauernder berechtigter Klagen gewesen sind.

Berichtigung: In Abb. 1 ist anstatt „Richtlinien der Osteriff-Leuchtfeuer“ zu setzen: „Mittellinie der . . .“

Die Verstärkung der Eisenbahnbrücke über die Rega bei Regenwalde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor bei der Reichsbahn Koehler, Mainz, und Dipl.-Ing. Olms, Stettin.

Die Regabrücke bei Regenwalde in Pommern im Zuge der Nebenbahnstrecke Piepenburg—Regenwalde ist im Jahre 1895 aus Flußelsen erbaut und im Jahre 1907 an einigen Hauptträgerdiagonalen verstärkt

worden. Sodann sind im Jahre 1914 die oberen Teile der Widerlager erneuert und zu diesem Zweck in den Knotenpunkten I (Abb. 1) zusätzliche Pfosten für die Auflagerung der Brücke auf den Abfangejochen eingebaut worden.

Bei der Nachrechnung nach den neuen Berechnungsvorschriften vom Jahre 1925 hat sich herausgestellt, daß die Brücke den Anforderungen nicht mehr genügt (Klasse K). Der Überbau befindet sich in gutem Unterhaltungszustande und hat nur schwachen Eisenbahnverkehr aufzunehmen, so daß in absehbarer Zeit von Ermüdung des Werkstoffes nicht die Rede sein kann. Es lag deshalb eine Verstärkung des Überbaues näher als eine Erneuerung.

Ein Vorentwurf, bei dem die Verstärkungsteile angenietet werden sollten, ergab sich als zu teuer, weil zu viele tragende Niete hätten gelöst werden müssen und weil der Einbau der Verstärkungsteile unter Aufrechterhaltung des Betriebes Schwierigkeiten bereitet hätte. Bei dem ausgeführten Entwurf wurde vorgesehen, die Verstärkungsteile größtenteils elektrisch anzuschweißen und zu schwache Nietanschlüsse durch Hinzufügen von Schweißnähten zu verstärken. Dadurch wurde das Lösen der vorhandenen Nietverbindungen und die sonst unvermeidliche vorübergehende Schwächung der vorhandenen Bauteile umgangen. Da dieser zweite Entwurf, Verstärkung durch Schweißung, nur ungefähr die Hälfte der Kosten eines Neubaus verursachte, wurde er zur Ausführung bestimmt.¹⁾

Vor der Aufstellung des Verstärkungsentwurfes war zu bedenken, in welchem Umfange und in welcher Weise Nietung und Schweißung bei ein und derselben Kraftübertragung zusammenwirken. Nach den Versuchen von Bühler 1930, Heft 20, S. 229) und Professor Kayser (Stahlbau 1930, Heft 13, S. 145) dürfen die Widerstandskräfte von Nietung und Schweißung nicht einfach addiert werden, da die Schweißnähte starrer sind als die Nietung. Um einfach und zugleich sicher zu rechnen, wurde angenommen, daß die Nietanschlüsse nur die bisherigen Kräfte infolge Eigengewichtsbelastung behalten. Die neu hinzugefügten

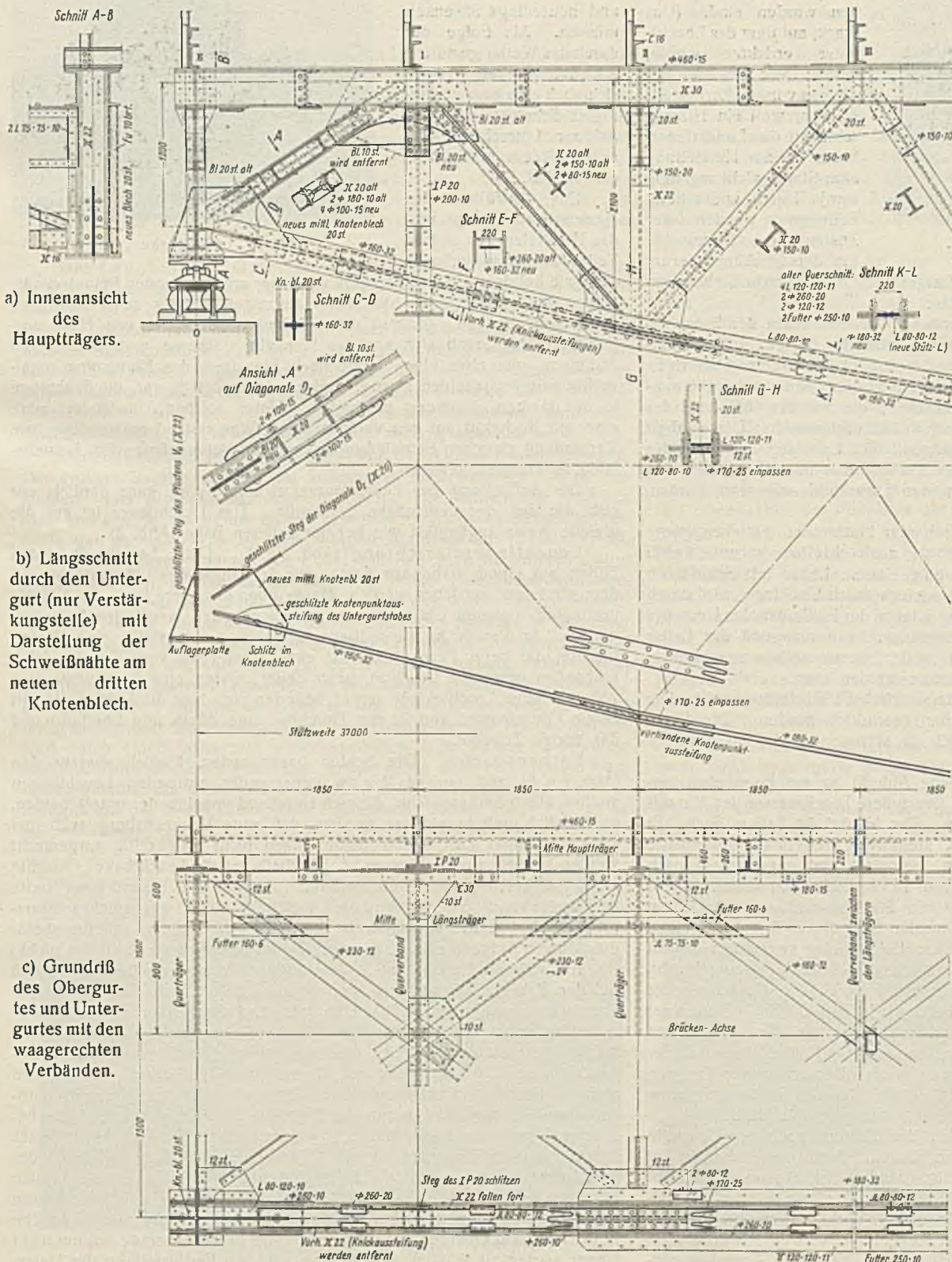


Abb. 2. Verstärkung der Hauptträger, Feld 0 bis III.

¹⁾ Juni 1930.

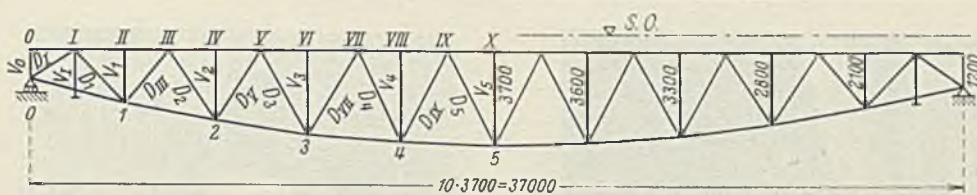


Abb. 1. Hauptträger-System.

Schweißnähte aber wurden in jedem Falle so stark gemacht, daß sie allein zur Übertragung der Kräfte aus Verkehrslast ausreichen, auch unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen nach den BE. Für die Bruchfläche sämtlicher Schweißnähte wurden nach einer vorläufigen Verfügung der Reichsbahn-Hauptverwaltung die folgenden Beanspruchungen zugelassen:

$$\tau = \frac{1500}{3700} \cdot 2120 = 860 \text{ kg/cm}^2 \text{ in den Hauptträgern und in der Fahrbahn;}$$

$$\tau = \frac{1000}{3700} \cdot 2120 = 575 \text{ kg/cm}^2 \text{ in den Verbänden.}$$

Bei einer Mindestbruchfestigkeit der Schweißung von 2120 kg/cm² ist also der Sicherheitsgrad in den Schweißnähten und im vollen Werkstoff derselbe.

Die Verstärkung der Hauptträger ist ziemlich umfangreich und umfaßt die Querschnitte mehrerer Diagonalen, die Anschlüsse aller Diagonalen und den gesamten Untergurt (vgl. Abb. 2 bis 10). Die mittleren Diagonalen, die aus zwei U-Eisen (□□) bestanden und noch keine Niete im Flansch hatten, haben zur Verstärkung auf die Flanschen flach aufgelegte Lamellen (Abb. 3 u. 4) erhalten. Um in den Diagonalen der Endfelder die Flanschniete nicht lösen zu müssen, sind dort die Verstärkungslamellen hochkant, d. h. parallel zum Steg und senkrecht zum Flansch gestellt (Abb. 2 u. 5). Zur Verstärkung der Diagonalanschlüsse sind die Stäbe mit den Knotenblechen durch Stirn- und Flankennähte verschweißt (Abb. 2, 5 u. 6). Bei den mittleren Diagonalen werden diese Nähte nach der oben beschriebenen Berechnungsart nahezu ausgenutzt, während bei den Enddiagonalen nur der hintere Teil der Flankennähte (höchstens 45 cm) rechnerisch erforderlich ist.

Bei den Enddiagonalen genügt jedoch die Verschweißung des Stabes mit den Knotenblechen noch nicht zur Verstärkung, da auch die Knotenbleche selbst, besonders in ihrem vorderen Teil, überbeansprucht waren. Daher ist im Knotenpunkte I die nach unten offene, bogenförmige Aussparung des Knotenbleches durch eine angeschweißte neue Blechscheibe ausgefüllt worden (Abb. 2 u. 5). Im Knotenpunkte 0 ist mitten zwischen die beiden vorhandenen Knotenbleche, nachdem die drei dort zusammengeführten Stäbe mit entsprechenden Schlitzfen versehen waren, ein neues drittes Knotenblech eingefügt (Abb. 2, 5, 7, 8 u. 9), das zugleich den Übergang der Auflagerkräfte in die obere Auflagerschale verbessert, in

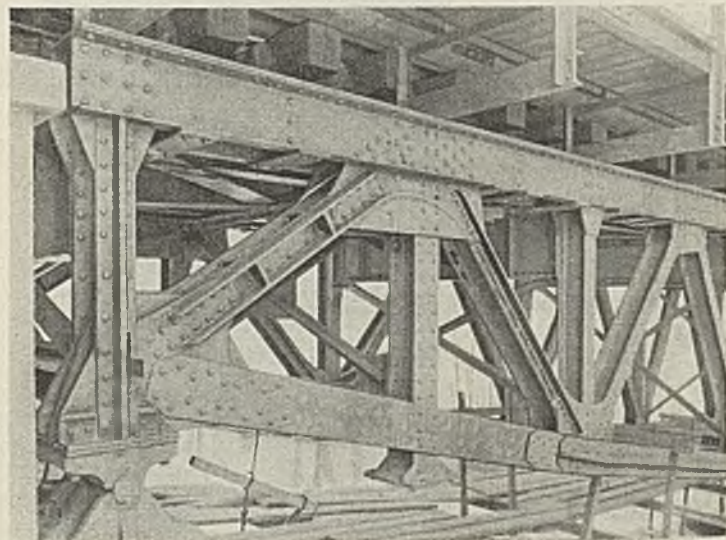


Abb. 5. Verstärkte Hauptträgerfelder 0 bis III mit den Verstärkungslamellen der Enddiagonalen.

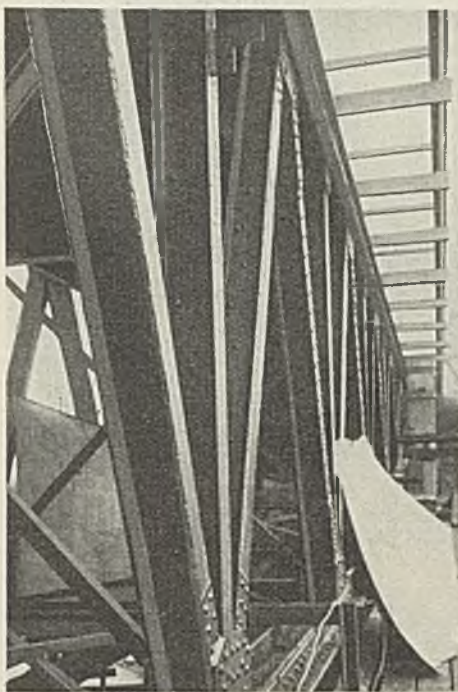


Abb. 4. Schweißnähte an den Verstärkungslamellen der mittleren Diagonalen. Im Schutze der Zeltbahnen wird geschweißt.

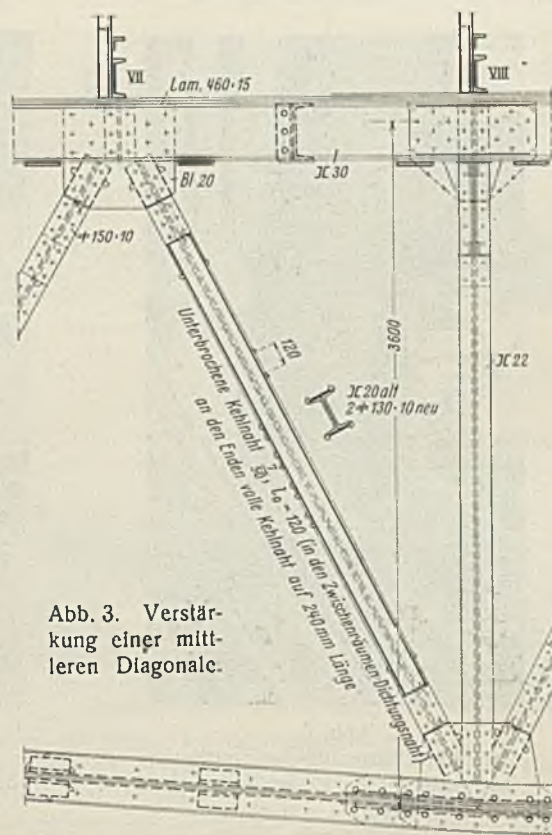


Abb. 3. Verstärkung einer mittleren Diagonale.

einem Schlitz die neue Untergurtlamelle umfaßt und anschließt (Abb. 2, 7 u. 9). Diese neue Untergurtlamelle stößt in den Knotenpunkten gegen die alte vorhandene Knotenpunktaussteifung, mit der sie durch Stumpfnähte verbunden ist. Diese Stumpfnähte sind als V-Nähte ausgebildet, um hier Überkopfschweißung zu vermeiden. Die Stumpfnähte sind vorschriftsmäßig durch beiderseitige Laschen mit fingerförmigen Enden gedeckt; die Laschen gehen über die ganze alte Knotenpunktaussteifung hinweg und sind mit dieser durch Niete verbunden (Abb. 2, 6 u. 10). Die Laschen und ihre Anschlüsse sind so kräftig ausgebildet, daß sie den Stabkraftanteil der neuen Untergurtlamelle auch ohne Inanspruchnahme der Stumpfnähte übertragen. Die Zwischenräume zwischen den Fingern der Laschen, in denen sich Wasser ansammeln könnte, sind nachträglich ausgefüllt.

Der Einbau der Untergurtlamellen war besonders einfach, weil sie auf die unteren Knotenpunktlaschen und zwischen den Knotenpunkten auf die Stützwinkel einfach aufgelegt werden konnten, und weil die Zugpausen lang genug waren, um jeweils eine ganze Stumpfnähte zum Anschluß der Untergurtlamelle an eine Knotenpunktaussteifung herzustellen. Im ersten Untergurtfeld mußte vor Einbringen der neuen Lamelle die alte aus zwei liegenden U-Eisen bestehende Knickaussteifung entfernt werden; die Nietlöcher in den alten Flacheisen sind aus Gründen des Aussehens zugemacht (Abb. 2 u. 5).

Die alten beweglichen gußeisernen Lager sind durch neue Stahlguß-Rollenlager ersetzt. An den festen Lagern, die bereits 1914 erneuert waren, waren die Auflagersteine schadhaf; sie sind durch Auflagerbänke aus Eisenbeton ersetzt. Bei den erforderlichen Abfangungen ist der 1914 eingebaute, heute noch vorhandene Pfosten V₁ (vgl. Anfang des Aufsatzes und Abb. 5) wieder benutzt worden, ebenso die von 1914 her noch vorhandenen Pfahlgruppen.

In der Fahrbahn waren wegen rechnerischer Überbeanspruchung die Querträger mit Lamellen zu versehen und ihre Anschlüsse zu verstärken (Abb. 11). Der mittlere Querträger trägt oben einen waagerechten, genieteten Blechträger, der die Bremskräfte aufzunehmen hat (Abb. 12). Die Längsträger sind über den Querträgern durch oben durchlaufende Platten und durch Stegblechlaschen verbunden (Abb. 13); die oberen Platten sind aus baulichen Gründen (vgl. GE) über die ganze Länge durchgeführt. Zur baulichen Verbesserung sind noch ausgeführt:

- der Einbau neuer Querverbände zwischen den Längsträgern (Abb. 11 u. 13),
- neue Aussteifungswinkel auf den Längsträgerstegblechen (Abb. 13),
- Aufhängung des oberen Windverbandes an den Längsträgern (Abb. 2),
- Erneuerung des mittleren Windverbandfeldes,
- Verschweißung der Anschlüsse der Hauptquerverbände (Abb. 11),
- Ausfüllung von Zwischenräumen in den Querverbandstäben und im Hauptträgerpfosten V₀ (Abb. 2 u. 5),
- Vermehrung der Bindebleche und Einbau von Querschotten in den Hauptträgerobergurten (Abb. 2).



Abb. 6.
Verstärkter Anschluß einer mittleren Diagonale und Fingerlasche des Untergurtes von oben.

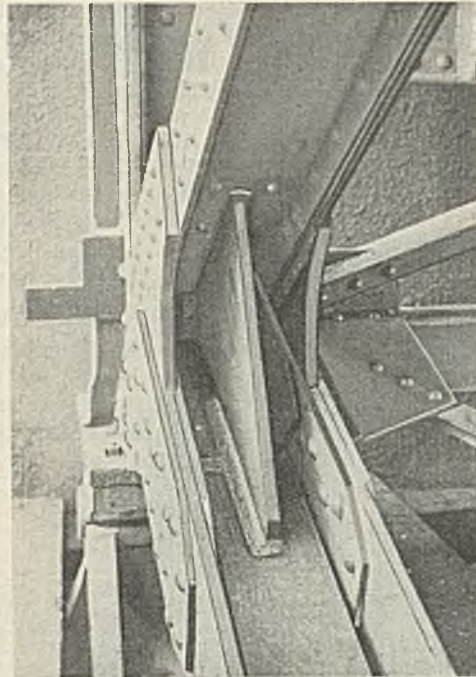


Abb. 7.
Anschluß der Verstärkungslamelle des Untergurtes an das dritte Knotenblech im Punkte 0.

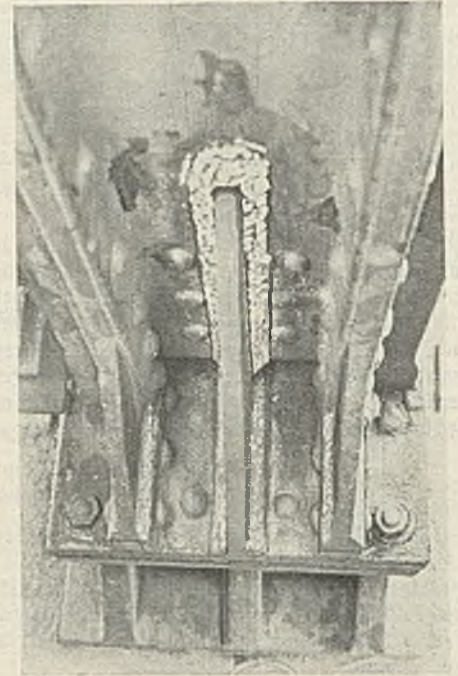


Abb. 8. Verschweißung des Endpostens V_0 mit dem dritten Knotenblech im Punkte 0 und Schweißnähte zwischen Knotenblech und Auflagerplatte, von oben gesehen.

Der Oberbau auf der Brücke (bisher Schiene Form 6 mit Blattstößen) wurde in Form 15 mit geschweißten Schienenstößen neu verlegt. Die Brückenbahn ist im Bereiche der Brückenbalken mit Waffelblech, seitlich im Bereiche der neuen Fußwege mit Holzbohlen abgedeckt. Die neuen Brückenschwellen sind enger gelegt, so daß jetzt der vorgeschriebene größte Lichtabstand von 40 cm eingehalten ist. Sie ruhen auf besonderen Auflagerstühlen, Bauart Triebel, die bei dieser Gelegenheit zum ersten Male angewendet sind. Ein Auflagerstuhl (Abb. 14) besteht aus dem mit dem Längsträger verschweißten Zentrierstück aus Stahlguß und dem die Schwelle umschließenden Blechschuh. Blechschuh und Schwelle, die miteinander verbolzt sind, haben unten Aussparungen, in die das Zentrierstück mit unterschrittenen Knaggen eingreift. Die Knaggen zeigen, in Richtung des Gleises gesehen, einmal nach rechts, einmal nach links; die zu einer Schwelle gehörigen Nasen haben jedesmal die gleiche Richtung. Jede einzelne Schwelle ist durch das Zusammenwirken von Knaggen und Blechschuh gegen Abheben und gegen Verschieben in der Gleisrichtung gesichert. Die Schwellen werden beim Einbau einfach von oben aufgesetzt, wobei die Knaggen in die Aussparungen der Blechschuhe treten. Wegen der beschriebenen Richtung der Knaggen wird dann die eine Hälfte der Schwellen (mit gerader Ordnungsnummer) nach rechts, die andere (mit ungerader Ordnungsnummer) nach links bis zum Anschlag verschoben. Um das Gleis gegen Kräfte quer zur Achse festzuhalten, müssen also immer zwei benachbarte Schwellen zusammenwirken.

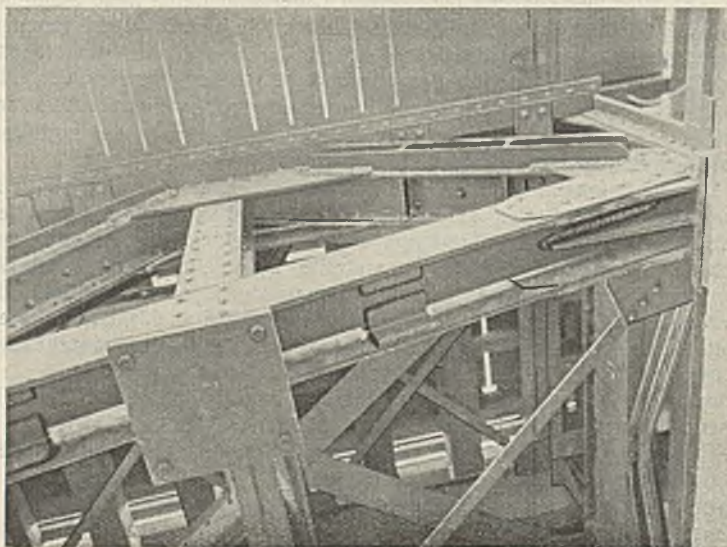


Abb. 9. Blick in das verstärkte Hauptträgerfeld 0 bis 1 von unten, mit den Kehlnähten im Innern der Knotenpunkte.

Die Verstärkungsarbeiten sind von der Brückenbauanstalt Gollnow & Sohn, Stettin, in den Monaten November 1930 bis Anfang Februar 1931 ausgeführt. Es sind etwa 20 t Flußstahl neu eingebaut und rd. 1000 m Schweißnaht hergestellt worden. Zur Erzeugung des für die Schweißung nötigen Gleichstroms (140 bis 160 A bei etwa 20 V) waren ein Kjellberg- und zwei Elin-Schweißgeneratoren auf der Baustelle aufgestellt, die mit dem Strom einer vorhandenen Lichtleitung betrieben wurden (Abb. 15). Jeder der drei Schweißer hatte somit einen besonderen Generator. Als Schweißstäbe sind blanke Böhler-Elektroden von 4 und 5 mm Durchm. für normale Schweißungen und umhüllte Kjellberg-Elektroden gleichen Durchmessers für schwierige und Überkopfschweißungen verwendet worden.

Vor Beginn der Arbeiten mußten die Schweißer ihre Eignung durch eine Schweißprüfung nachweisen, die nach den „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten“²⁾ an Blechkreuzen mit vier Kehlnähten ausgeführt wurde. Je zwei Nähte mußten dabei über Kopf geschweißt werden. Die erreichten Festigkeiten streuten zwischen den Werten 26,8 bis 34,2 kg/mm². Im Laufe der Verstärkungsarbeiten wurde dieselbe Prüfung auf der Baustelle nochmals wiederholt, wobei die Festigkeiten zwischen den Werten 27,1 und 30,4 kg/mm² lagen. Auf der Baustelle wurden ferner an besonderen Versuchstücken Flankenkehlnähte und Stumpfnähte geschweißt. In den Flankenkehlnähten ergaben die Zerreißversuche Festigkeiten von 24,2 bis 28,4 kg/mm², in den Stumpfnähten 30,8

²⁾ S. Elektroschweißung 1930, Heft 1.

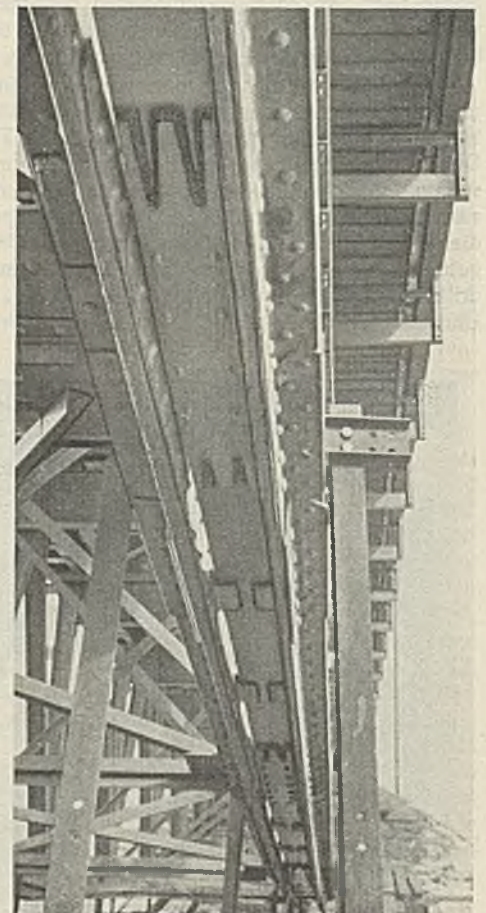


Abb. 10. Blick von unten gegen den verstärkten Untergurt.

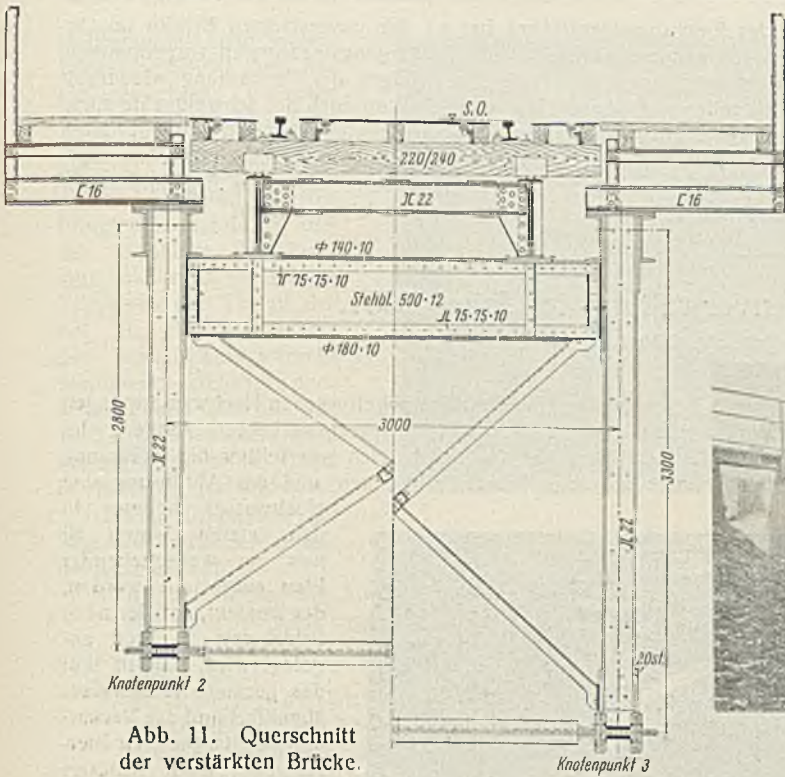


Abb. 11. Querschnitt der verstärkten Brücke.



Abb. 15. Aufstellung der Schweißgeneratoren.



Abb. 17. Gesamtansicht der Brücke mit der Hängerüstung für die Untergurt-Verstärkung.

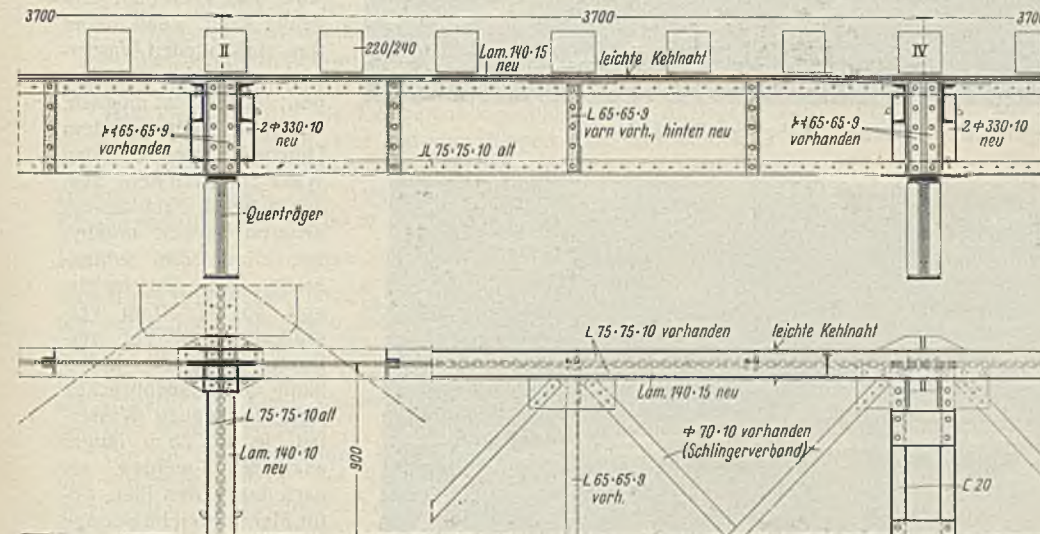


Abb. 13. Verstärkung der Längsträger.

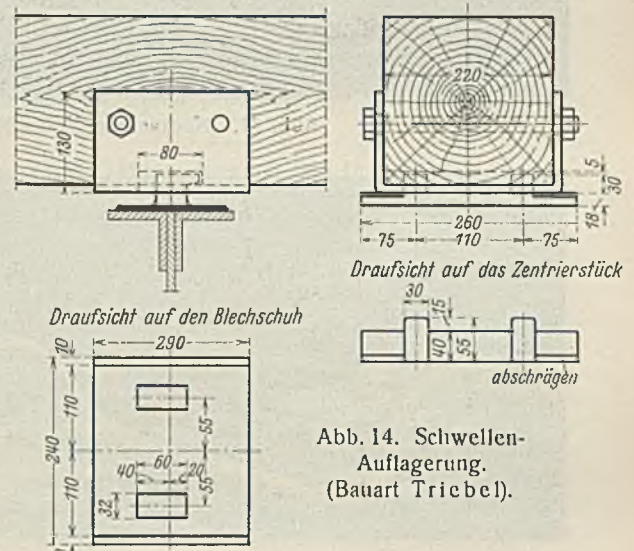


Abb. 14. Schwellenauflagerung. (Bauart Triebel).

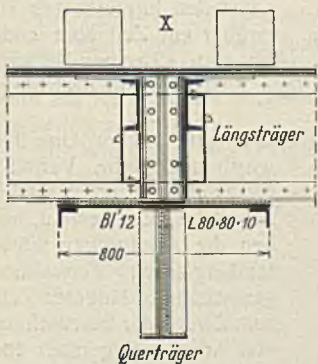


Abb. 12. Querschnitt durch den Bremsträger über dem mittleren Querträger.

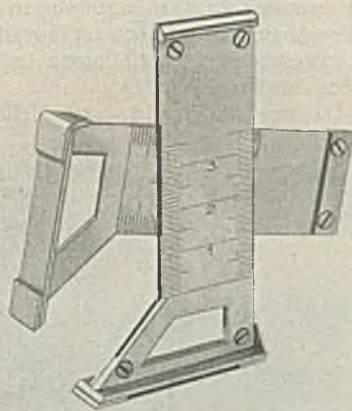


Abb. 16. Meßgerät für Kehlnähte (Vorschlag Oims).

bis 35,3 kg/mm². Sämtliche Nähte an den Versuchstücken wurden auf die rechnermäßige Stärke abgehobelt, da die Nähte von den Schweißern stets stärker, als erforderlich, ausgeführt waren. Wie Versuche gezeigt hatten, wären ohne Bearbeitung die Stücke nicht in der Schweiße gebrochen. Auch am Bauwerk sind sämtliche Nähte stärker ausgeführt, als in der Zeichnung vorgeschrieben, da zu schwache Nähte von der Bauaufsicht nicht abgenommen wurden und ein ganz genaues Arbeiten praktisch nicht möglich ist.

Zum Nachprüfen, ob die Nähte stark genug sind, eignen sich am besten einfache Blechschablonen. Die wirklichen Stärken der ausgeführten Kehlnähte wurden mit einem von Dipl.-Ing. Oims angegebenen Meßgerät (Abb. 16) nachgemessen. Das Gerät, das bequem in der Westentasche unterzubringen ist, besteht aus zwei gegeneinander verschieblichen Maßstäben aus Messingblech. Zum Messen werden die Füße der Maßstäbe auf die die Kehlnaht begrenzenden Bleche aufgesetzt und von beiden Seiten an die Kehlnaht herangeschoben. Durch einfachen Fingerdruck auf die äußeren Bleche, zwischen denen die innere Skala geführt ist, werden die Maßstäbe gegeneinander festgehalten. Die so gemessenen Stärken der Kehlnahtseiten können dann an den Millimeterskalen abgelesen werden. Bei Kehlnähten ohne überstehende Anlageflächen ist ein Nachmessen nicht erforderlich, da die Seitenstärken schon vorher bekannt sind. Sind die Anlageflächen nicht senkrecht zueinander, so muß die Meßstellung der Skalen auf Papier übertragen werden, so daß die Nahtform gezeichnet werden kann. Bei nur einer Anlagefläche muß beim Messen die zweite Skala senkrecht zur aufgesetzten Skala geführt werden.

Die Ausführung der Schweißarbeiten wurde von einem ständig an der Baustelle anwesenden, schweißkundigen Beamten der Reichsbahn überwacht, der über jede einzelne Naht Buch führte. Überdies mußten die Schweißer ihre Nähte mit Buchstaben kennzeichnen. Jede Naht wurde einzeln auf genügende Stärke und einwandfreies Aussehen geprüft und nach Behebung etwaiger Mängel abgenommen. Gelegentlich wurden einige Nahtstücke herausgemeißelt, wobei jedoch in keinem Falle Fehlstellen zutage traten.

Verschiedene Schweißnähte mußten hart an bestehenden Nietreihen entlang geführt werden (Abb. 5). Die gefährdet erscheinenden Niete

wurden vor und nach dem Schweißen der Nahte sorgfältig abgeklopft; Lockerwerden der Niete wurde nicht beobachtet.

Das Schweißen war auf der Baustelle infolge der bequemen Rüstung (Abb. 17) kaum mühevoller als in der Werkstatt, abgesehen von der unangenehmen Wirkung der Kälte. Gegen mäßige Winde und leichteren Regen schafften aufgespannte Zeltbahnen wirksamen Schutz (Abb. 4). Nur bei stürmischem und stark regnerischem Wetter sind die Arbeiten unterbrochen worden.

Das Reichsbahnzentralamt hat an der unverstärkten Brücke im Oktober 1930 genaue Spannungs- und Schwingungsmessungen vorgenommen, die demnächst zur Feststellung des Erfolges der Verstärkung wiederholt werden sollen; bei dieser Gelegenheit sollen auch die Schweißnähte stichprobenweise mit dem Röntgenapparat durchleuchtet und photographiert werden. Alle wichtigen Schweißnähte sind deshalb nicht mit Bleimennige, sondern mit Standölfirnis gestrichen worden. Über das Ergebnis dieser Untersuchungen soll zu gegebener Zeit berichtet werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1931.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. e. h. r. Gährs.

(Schluß aus Heft 10.)

Für die Staustufe Heilbronn sind umfangreiche Veränderungen und Neuanlagen notwendig, weil die Durchführung der Großschiffahrt in dem bestehenden Neckarlauf durch die Stadt Heilbronn aus verschiedenen örtlichen Gründen nicht möglich ist. Der neue Schiffahrtsweg muß daher

mindestens 300 m breiten Hochflutrinne abgeflossenen Hochwassermengen abgeführt werden und 1200-t-Kähne bequem verkehren können. Im übrigen sollte das Neckarbett im Stadtbereich wie seither der Zuführung des Triebwassers zu neun Wasserkraftwerken und der Abführung von Hochwasser dienen. In den letzten Jahren ist nun ein weitergehender Plan aufgestellt worden, der vorsieht, daß der neue Schiffsweg so breit angelegt wird, daß in ihm das gesamte Hochwasser abgeführt und das Neckarbett im Stadtbereich hierfür nicht mehr benötigt wird und überhaupt eingehen kann, wenn die an ihm vorhandenen Wassertriebwerke abgelöst werden; letzteres ist möglich, wenn in dem an dem Durchstich zu erstellenden Wehr ein Kraftwerk ausgeführt wird. Nach diesem neueren Entwurf müßten vor allem die Sohlenbreite des Durchstichs von 55 auf 80 m vergrößert, das Wehr verbreitert und die Eisenbahn- und Straßenbrücken über den neuen Wasserlauf je um 25 m länger ausgeführt werden als nach dem ersten Plan, wofür Mehrkosten im Betrage von etwa 4,6 Mill. RM erwachsen würden, die von den Interessenten an



Abb. 41. Neckar und Hafenanlagen bei Heilbronn. Bisheriger Zustand.



Abb. 42. Neckar und Hafenanlagen bei Heilbronn nach dem neuen Entwurf.

auf 4 km Länge einen neuen Lauf erhalten, wofür sich die vorhandene, außerhalb des bebauten Stadtteils gelegene Hochflutrinne, die bisher für die Abführung größerer Hochwässer freigehalten werden mußte, gut eignet. In den früheren Entwürfen war angenommen, den neuen Neckardurchstich nur so groß zu bemessen, daß in ihm nach wie vor die seither in der

dem neuesten Entwurf aufzubringen wären, worüber zur Zeit aber endgültige Abmachungen noch nicht vorliegen. (Abb. 41 u. 42 zeigen Neckar- und Hafenanlagen bei Heilbronn im bisherigen Zustande und nach dem neuen Vorschlage.)

Da nun im Bereich von Heilbronn schon seit langem eine für württembergische Verhältnisse außerordentlich starke Arbeitslosigkeit besteht, haben die zuständigen württembergischen Verwaltungen schon vor längerer Zeit zum Zweck der Beschaffung von Arbeitsgelegenheit für die Erwerbslosen die Durchführung der unteren Hälfte des Durchstichs nach dem neueren Entwurf als Notstandsarbeit angeregt und für die Finanzierung des Teilausbaues Vorschläge gemacht, die die Durchführung des übrigen Bauprogramms der Neckarkanalisierung unterhalb Heilbronn nicht einschränken. Die Ausführung dieses Teilstücks der Staustufe



Abb. 43. Staustufe Heilbronn. Staatsstraßenbrücke und Neckardurchstich vom Unterwasser aus.

Heilbronn mit 80 m Sohlenbreite ermöglicht auch den Güterumschlag zwischen Wasser und Land, bedingt aber nicht die Fortführung derselben Breite im zweiten, oberen Abschnitt. Dabei bringt die Ausführung dieses Teilstücks der Staustufe Heilbronn im jetzigen Zeitpunkte den Vorteil, daß bei der Inbetriebnahme der Kanalisierungsstrecke Mannheim—Heilbronn auch schon Ersatz für die von 1200-t-Schiffen nicht mehr zugänglichen alten Häfen in Heilbronn vorhanden ist.

Dieser Teilausbau der Staustufe Heilbronn umfaßt im wesentlichen:

1. die Ausführung des unteren 2,1 km langen Teiles des Durchstichs mit einer Aushubmenge von rd. 1,35 Mill. m³ (einschl. 120 000 m³ Felsausbruch) nebst der planmäßigen Befestigung seiner Ufer und Böschungen;
2. die Schüttung der Uferdämme an dem neuen Durchstich und am bestehenden linken Neckarufer, die Auffüllung des Geländes rechts vom Durchstich zwischen Durchstich und Bahn zur Gewinnung von Umschlaggelände und die teilweise Zufüllung des Karlsruhafens;
3. die Überführung der Staatsstraße Heilbronn-Wimpfen über den Durchstich und das beiderseitige Ufergelände mit einer gewölbten Eisenbetonbrücke von 107,20 m Lichtweite und zwei Eisenbetonbalkenbrücken von je 20 m Lichtweite.

Das Gewölbe der als Dreigelenkbogenbrücke mit Auslegern konstruierten Brücke ist in vier einzelne Rippen von 0,60 m Stärke mit darüber liegender Fahrbahnplatte aufgelöst. Bis zu den Viertelpunkten erhalten die Rippen eine untere Druckplatte. Bei einem Abstände der Kämpfergelenke von 112,80 m und einer Höhe des Scheiteltgelenks von 13,70 m über den Kämpfern beträgt das Pfeilverhältnis $\frac{1}{8,25}$. Der Querschnitt der Brückentafel besteht aus einer Fahrbahn von 8,50 m für Straßenfahrwerke und Straßenbahn und zwei beiderseits auskragenden Gehwegen von je 2 m Breite zwischen den Geländern. Zwischen den beiden mittleren Rippen ist die Druckplatte über den Scheitel hinweg durchgeführt, so daß die vorgesehenen Gas-, Wasser-, Sole- und elektrischen Leitungen untergebracht werden können.

Die an die Flußöffnung beiderseits anschließenden Unterführungen von Eisenbahngleisen und Straßen sind mit Eisenbetonbalkenbrücken von je 20 m Lichtweite überbrückt. Das feste Auflager ist an dem Ausleger des Dreigelenkbogens, das bewegliche Auflager auf dem Widerlager angeordnet. Die Aufteilung der Längsträger und der Querschnitt der Brückentafel entspricht dem Dreigelenkbogen über die Flußöffnung.

Die Fahrbahn der Gesamtbrücke mit einem größten Längsgefälle von 2,2 ‰ erhält einen Gußasphaltbelag von 5 cm Stärke. Im Bereich des in der Mitte der Fahrbahn gelegenen Straßenbahngleises wird die Fahrbahn aus Kleinpflaster hergestellt. Die Gehwege sind mit einem Zementglattstrich versehen.

Die Widerlager des Dreigelenkbogens wurden auf der in etwa 6,50 m unter Gelände anstehenden Lettenkohle gegründet. Infolge der plattigen Lagerung der Lettenkohle wurde das Widerlager mit dem tiefer gelegenen

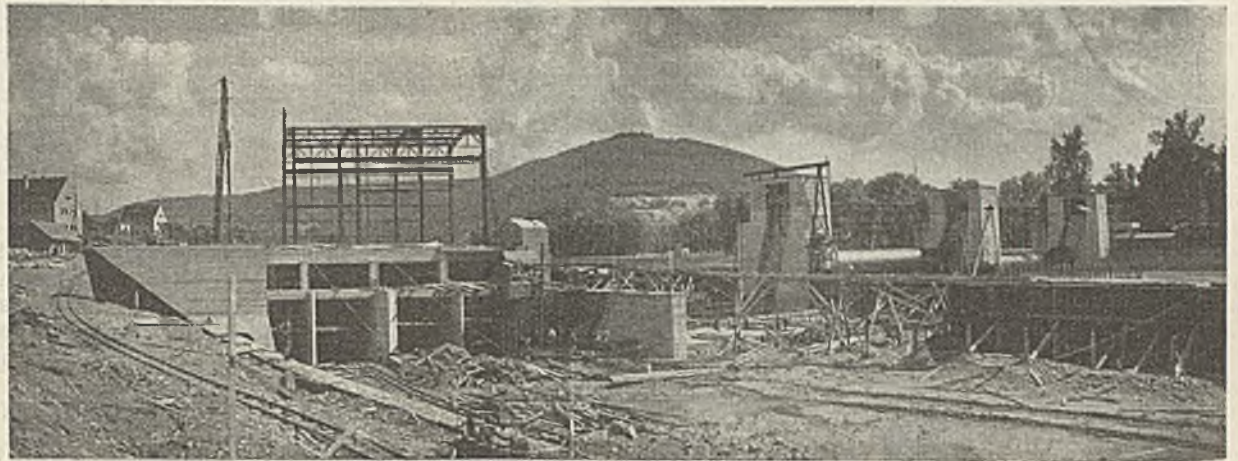


Abb. 44. Staustufe Kleinheubach.
Gesamtansicht der Baustelle vom Unterwasser aus (Mitte Juni 1931).

kompakten Muschelkalkfels durch Rundeisen verankert. Die Widerlager und Flügelmauern der Balkenbrücken über die Seitenöffnungen wurden mittels Eisenbetonpfähle gegründet, da diese Gründungsart nach den angestellten Berechnungen sich als wirtschaftlicher erwiesen hat als das Aufsetzen der Widerlager auf dem Felsgrunde.

Die neue Straßenbrücke mit den Nebenbrücken und den zugehörigen Straßenrampen ist fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Von dem Aushub des Durchstichs sind einschl. Felsausbruch über 800 000 m³ geleistet; ferner ist auch ein Teil der Uferbefestigungen aus Beton bereits eingebaut (s. Abb. 43).

Eingesetzt sind vier bis fünf Löffelbagger und Greifer. In teils zwei-, teils dreischichtigem Arbeitsbetrieb sind auf der Baustelle bis zu 650 Arbeitern beschäftigt. Die Arbeiten für diesen Teilausbau der Staustufe Heilbronn werden bis Ende 1932 fertig sein.

9. Die Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Im Jahre 1931 konnten die Arbeiten an der Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtstraße anfänglich befriedigend gefördert werden. Etwa von Mitte des Jahres an machte es die Katastrophe in der deutschen Wirtschaft wie an anderen größeren Baustellen auch hier notwendig, das Zeitmaß der angefangenen Bauten zu verlangsamen.

An der Donau wurde eine für die Schifffahrt als schlecht bekannte kleinere Teilstrecke bei Metten im Zusammenhang mit den Hochwasserdambauten des Bayerischen Staates durch Bühnen und Baggerungen auf NW reguliert. Die letztjährigen Aufnahmen der Flußsohle haben ergeben, daß auf der Strecke zwischen Vilshofen und Regensburg auch bei NW schon durchweg eine Fahrtiefe von 1,6 m erreicht wurde.

An der Kachletstufe bei Passau wurde eine Anzahl kleinerer Entwässerungen infolge des erhöhten Grundwasserstandes notwendig. Der Winter 1930/31 hatte nur eine kurze Eisperiode aufzuweisen. Die vorhandenen drei Eisbrecher haben bei der Bekämpfung von Eisstößen gute Dienste geleistet. Auch die im Wehr eingebaute elektrische Heizung hat sich bei den bisher aufgetretenen Kältegraden gut bewährt.

Am Main hat der Vollstau an den Staustufen Obernau, Kleinwallstadt und Klingenberg sich für die Schifffahrt schon jetzt günstig ausgewirkt; größere Schiffsgefäße, die bisher nur bis Aschaffenburg verkehren konnten, fahren weiter bis über Klingenberg hinaus und gehen erst dort auf die Mainkette über. An allen drei genannten Anlagen machte der gehobene Grundwasserstand einzelne Entwässerungsarbeiten erforderlich.

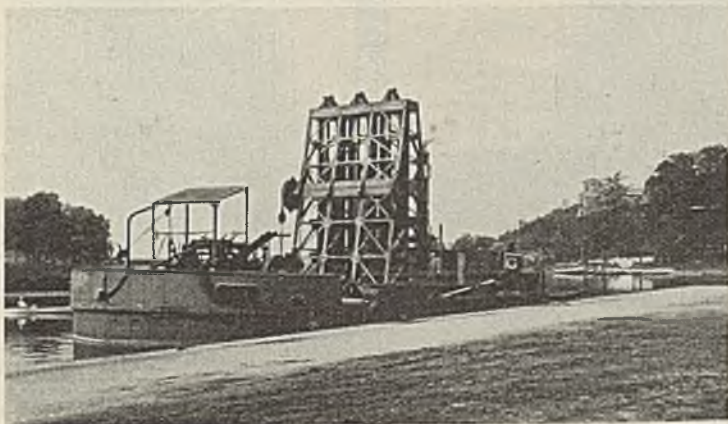


Abb. 45.
Felsmeißelschiff für Lösen von Fels unter Wasser.



Abb. 46. Felsmeißelschiff für Lösen von Fels unter Wasser.
Oberer Aufbau in Kipplage.

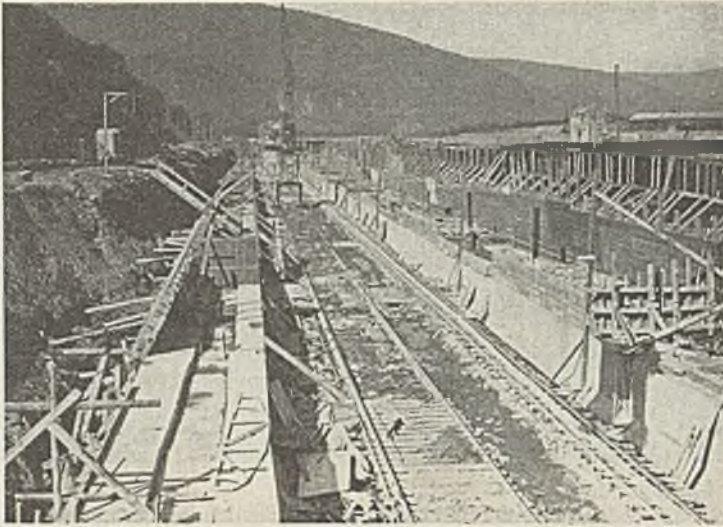


Abb. 47. Staustufe Freudenberg (Okt. 1931).
Schleusenbaugrube gegen Oberhaupt gesehen.

Bei der nächsten Stauanlage Kleinheubach gelangte im Laufe des Jahres 1931 das Kraftwerk und die dritte rechtseitige Wehröffnung zur Vollendung. Jede der 35 m weiten Wehröffnungen erhielt als Verschluss versenkbare Walzen. Der Beginn der Tiefbauarbeiten am Kraftwerk reicht noch in das Jahr 1930 zurück. Das Kraftwerk ist in gleicher Weise wie bei den bisherigen Anlagen auf der der Schleuse gegenüberliegenden Seite, in diesem Falle auf dem rechten Mainufer, unmittelbar neben dem Wehr angeordnet. Ober- und Unterwasser liegen in einer buchtartigen Erweiterung und sind nur durch kurze Betonsporne von dem freien Fluß getrennt. Aus Ersparnisgründen wurde bei diesem Werk versuchsweise erstmalig das Einlaufbauwerk mit Tauchwand, wie es bei den drei unterhalb liegenden Kraftwerken zum Abhalten von Treibzeug und Eis angeordnet worden war, weggelassen. Die Tiefbauarbeiten waren bis zum Frühjahr 1931 so weit gediehen, daß mit dem Kraft- und Schaltheus begonnen werden konnte. Dieses wurde im Laufe des Sommers als Stahlskelettbau ausgeführt und mit Bimsbetonsteinen ausgemauert. Zum Einbau gelangen zwei Kaplan turbinen, die bei 3,8 m Nutzgefälle und 68,2 Umdreh./min je 73 m³/sek verarbeiten und eine Nutzleistung von je 3110 PS ergeben. Die beiden Generatoren erhalten eine Ausbaugröße von je 2500 kVA mit 1300 V Spannung, die durch je einen Transformator gleicher Leistung auf 23 000 V umgespannt werden. Das Kraftwerk speist in das Netz des Bayernwerkes. Die Stauanlage Kleinheubach soll demnächst unter Stau gesetzt werden (s. Abb. 44).

An den sämtlichen Staustufen der Mainkanalisierung muß im oberen Teil der Haltungen die notwendige Fahrwassertiefe von 2,5 m für Schiffe von 1200 bis 1500 t Tragfähigkeit durch Ausbaggerung der Flußsohle hergestellt werden. Diese Arbeiten wurden bei den Anlagen Oberrau, Kleinwallstadt und Klingenberg jeweils im Zusammenhang mit den regelmäßigen Bauarbeiten, teilweise im Anschluß an diese ausgeführt. Aus Mangel an Mitteln mußten die Baggerarbeiten im Laufe des Sommers eingestellt werden. Vielfach wird bei diesen Arbeiten auch Fels angetroffen, der geologisch dem Buntsandstein und Muschelkalk angehört

und geschichtet ist. Da es sich hierbei in der ganzen Mainstrecke zwischen Aschaffenburg und Würzburg um beträchtliche Mengen handelt, die auf möglichst billige Weise gelöst und gefördert werden müssen, so wurde von der Rhein-Main-Donau-AG unter Weiterentwicklung eines im Besitze der bayerischen Staatsbauverwaltung befindlichen Gerätes ein schwerer Felsmeißel durch die Schiffswerft Übigau gebaut.

Das Gerät (s. Abb. 45 u. 46) besteht aus einem Schiffskörper von 27,6 m Länge, 9,2 m Breite und 0,67 m Tiefgang, der durch Trimmung und Ladung auf 1 m vergrößert werden kann. Die Wasserverdrängung des Schiffskörpers beträgt 119 m³, bei voller Ladung 186 m³. Das Schiff kann durch Dampf und Handwinden voraus und seitlich verholt werden. In der Mitte des Schiffskörpers befindet sich ein 1,45 m × 4,50 m großer Schacht zur Durchführung von drei Meißeln. Sie sind in einem über dem Schacht stehenden Turm aus Eisenfachwerk im Abstände von 1,5 m untergebracht. Der Turm kann in halber Höhe umgelegt werden, derart, daß eine größte Höhe des Felsmeißelschiffes von 5,4 m nicht überschritten wird. Das Schiff kann auf diese Weise alle vorhandenen Brücken passieren. Die Meißel haben eine Länge über alles von 5 m, einen Querschnitt von 380/350 mm und ein Gewicht von rd. 5 t; die Meißel bestehen aus Siemens-Martin-Flußstahl mit einer auswechselbaren Spitze aus Siemens-Martin-Hartstahl. Das Anheben der Meißel geschieht mit Dampfwinden; die größte Schlagtiefe ist 3 m unter Schiffboden, d. i. bei getrimmtem Schiff 4 m unter Wasserspiegel. Die Fallhöhe des Meißels ist veränderlich zwischen 3,5 m und 6 m. Die eingebaute Zwilling-Dampfmaschine für den Meißelhub hat eine Leistung von 54 PS₁. Zur Verbindung von Meißel und Winde dienen Drahtseile. Diese unterliegen im Betrieb einem sehr starken Verschleiß. Die Bedienung der drei Meißel geschieht durch einen Mann (Maschinist). Der Felsmeißel wurde bei Kleinwallstadt und Klingenberg unter verschiedenen Strömungsverhältnissen und verschiedenen gearteten Arbeitsfeldern verwendet. Nach Überwindung einiger Anfangsschwierigkeiten, die insbesondere eine Verstärkung des Schiffskörpers und eine Abminderung des großen Seilverschleißes betrafen, hat sich der Schiffsmeißel gut bewährt. Die jeweils zweckmäßigste Schlagtiefe (Vorlage) muß je nach der Beschaffenheit des Felsens ausprobiert werden. Es wurden größte Schlagtiefen bis zu 1,40 m festgestellt, doch gehen hier die Leistungen zurück. Im allgemeinen liegen die zweckmäßigsten Stärken der Vorlagen zwischen 40 und 80 cm, soweit nicht an sich nur geringere Vorlagen zu bewältigen sind. Zeitraubend ist das seitliche Verholen des Schiffes. Im großen Durchschnitt hat sich auf Grund genauer Aufschreibungen in mehrmonatigem Betrieb mit einer durchschnittlichen Arbeitszeit von 9,4 Stunden/Tag ergeben, daß die Durchschnittsleistungen (Schlagarbeit unter Berücksichtigung der laufenden Nebenleistungen) 7,3 m³/h oder 68,6 m³/Tag betragen. Unter Berücksichtigung der laufenden Ausbesserungen, für die das Gerät außer Dienst gestellt werden muß, sinken die Leistungen auf 6,3 m³ bzw. 59,3 m³/Tag. Mit der ersteren Leistung kann auf kurze Zeit, wenn das Gerät tadellos instand gesetzt ist, mit der letzteren auf größeren Zeitraum ohne größere Reparaturen gerechnet werden. Die Jahres-Durchschnittsleistung berechnet sich auf etwa 14000 m³ gewachsenen Fels. Unter Berücksichtigung von angemessenen Abschreibungen und Verzinsungssätzen für die Geräte, von Ausbesserungen, Verschleiß, Betriebskosten und Löhnen errechnen sich 2,68 RM/m³ Kosten. Das geschlagene Material ist genügend zerkleinert, um durch einen Greifer oder Eimerketten-Schwimmbagger gefördert zu werden. Bei Klingenberg wurde ein Polypgreifer mit 0,75 m³ Greiferinhalt und ein Eimerketten-Schwimmbagger mit 80 l Eimer-

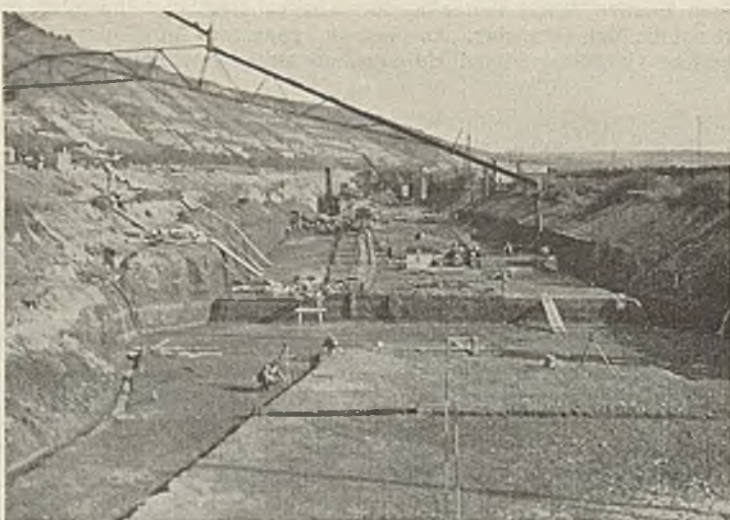


Abb. 48. Staustufe Erlabrunn (Sept. 1931).
Baugrube des Schleusenunterhauptes.

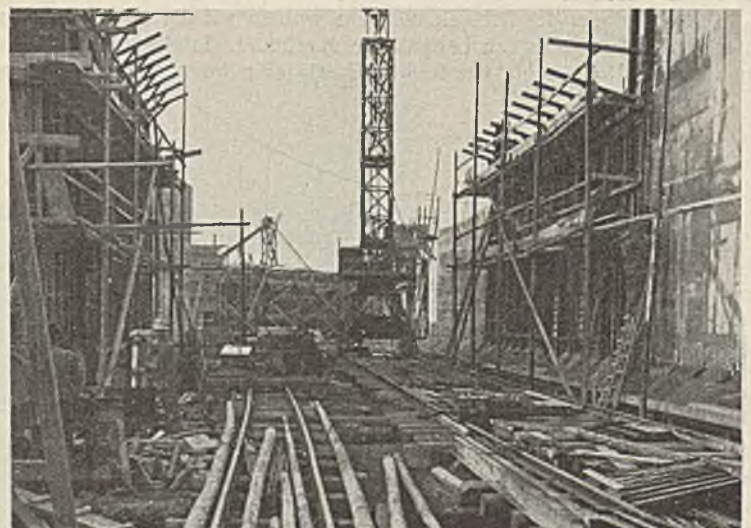


Abb. 49. Staustufe Erlabrunn (Nov. 1931).
Schleusenkammer. Verwendung von Blechschalungen.

inhalt verwendet und dabei mit dem Greifer durchschnittlich 10,45 m³ je Baggerstunde, mit dem Schwimmbagger 26,5 m³ je Baggerstunde gefördert.

Bei der Stauanlage Freudenberg nahmen die Erd-, Fels- und Betonarbeiten an der 300 m langen Schlepplugschleuse ihren Fortgang und sind ungefähr zu zwei Dritteln gediehen (Abb. 47). Im Frühjahr wurden auch das Wehr samt Verschlusskörpern und die Tiefbauarbeiten des Kraftwerkes vergeben. Das Wehr erhält drei Öffnungen von je 35 m lichter Weite. Sie werden durch fest aufsitzende Walzen mit aufgesetzten Klappen verschlossen. Die ganze Abschlusshöhe beträgt 6,30 m; davon entfallen auf die Höhe der Klappe 1,10 m. Im Laufe des Sommers und Herbstes sind von der linken Wehröffnung die Pfeiler und der Wehrboden vollendet worden. Die Montage der Klappenwalze ist im Gange. Gleichzeitig sind die Tiefbauarbeiten des Kraftwerkes vorwärtsgetrieben worden. Das Kraft-

werk ist auf dem linken Mainufer angeordnet und ganz gleichartig wie in Kleinheubach ausgebildet. Die Beton- und Eisenbetonarbeiten sind bis ungefähr 2 m unter dem hochwasserfrei liegenden Maschinenhausfußboden gediehen.

Eine weitere sechste Mainstufe, nämlich Erlabrunn bei Würzburg, ist im Frühjahr als Notstandsarbeit durch Gewährung eines Darlehens der Gesellschaft für öffentliche Arbeiten und durch Leistung der Grundförderung für Notstandsarbeiten seitens des Landesamtes Bayern in Gang gebracht worden. Auch Erlabrunn zeigt grundsätzlich die gleiche Anordnung wie die übrigen schon ausgeführten Staustufen. Zuerst ist die Schlepplugschleuse mit Ober- und Unterkanal, und zwar von der Unterwasserseite her, begonnen worden. Bis zum Spätherbst ist ein großer Teil der Erdarbeiten ausgeführt und das Betonieren des Unterhauptes und der 300 m langen Schleusenammer begonnen worden (Abb. 48 u. 49).

Vermischtes.

Neuer Wassereinflaß für das Versorgungsnetz von Detroit. In Eng. News-Rec. 1931, Bd. 107, Nr. 13 vom 24. September, S. 494, findet sich ein bemerkenswerter Bericht über den Bau eines neuen Einlaufes zur Entnahme von Flußwasser für das Versorgungsnetz von Detroit, dessen Ausführung wegen des Steigens der Bevölkerungsziffer erforderlich wurde.

Eine bereits im Jahre 1924 zusammengetretene Kommission hatte durch eingehende Untersuchungen festgestellt, daß die in bezug auf Baukosten und Güte des Wassers günstigste Entnahmestelle in der Nähe des alten, seit 25 Jahren bestehenden Einlaufes anzunehmen war (Abb. 1). Für die gesamte, erweiterte Anlage wurde eine zukünftige Bevölkerungsziffer von etwa 1 400 000 Köpfen bis zu den Jahren 1950/60 theoretisch ermittelt. Die Abmessungen der Anlage wurden jedoch noch weiter vorgehend gewählt, und zwar für eine tägliche Höchstleistung von 206 000 m³ mit einem Zuleitungstollen von 4,70 m Durchm.

Die weit vorgestreckte Lage des Einlaufes ergab sich aus sanitären Gründen unter Berücksichtigung der durch das Connors- und Fox-Creek in den Fluß eingeführten Verunreinigungen sowie aus topographischen Verhältnissen und unter Berücksichtigung der Stromschiffahrt. Eine noch weiter stromaufwärts gewählte Lage im tiefen Flußbett an der Peach-Insel hätte erhebliche Mehrkosten schon allein wegen des längeren und somit weiteren Stollens verursacht.

Die von den Creeks mitgeführten Verunreinigungen aus Haus- und Fabrikabwässern werden jetzt, mit Ausschluß bei großer Verdünnung durch Regenwasser, durch Pump- und Überwachungsanlagen stromabwärts unterhalb des neuen Einlaufes in den Fluß eingeführt.

Wichtig war auch die Sicherung des Einlaufes gegen Vereisungen. Für besonders gefährlich wurde an der Oberfläche schwimmendes, sich durch Strömung auftürmendes Eis (sheet ice) und ferner im Wasser

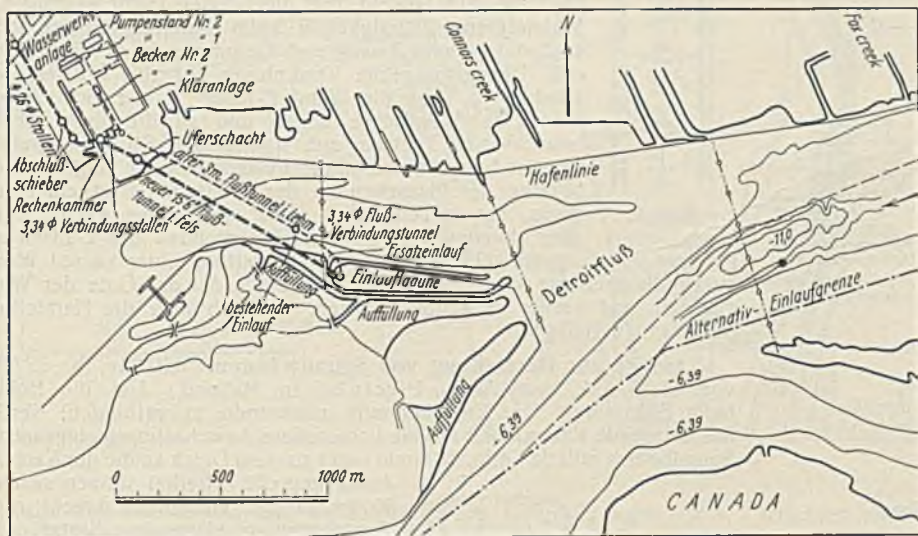


Abb. 1.

Der Lageplan (Abb. 1) läßt die örtliche Lage des Einlaufes und den Verlauf des Stollens erkennen, der dem alten parallel liegt. Der Einlauf selbst wird von einer geschlossenen, durch Schütze teilbaren Kammer aus Eisenbeton von länglichem Grundriß gebildet (Abb. 2). Der kleinere, durch die Schütze abtrennbare Kammerteil ist am Grunde durch einen Verbindungsstollen mit dem alten, stromabwärts gelegenen Einlauf verbunden, während der größere Kammerteil mit dem neuen Stollen in Verbindung steht. Die Einlauföffnungen, und zwar je fünf an jeder Seite, sind unmittelbar über der Sohle angeordnet (Ab-

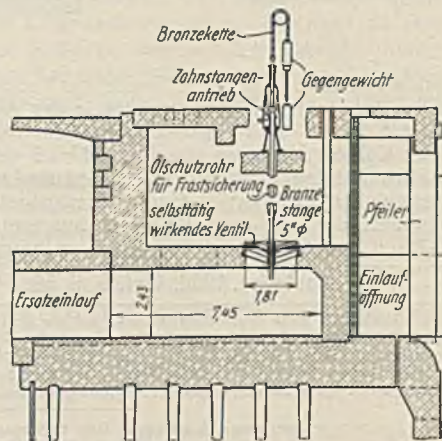


Abb. 4.

Abbildung. 3). Sie haben einen rechteckigen Querschnitt von 2,9 m Höhe und 5,15 m Breite. Zur Sicherung gegen Eisverstopfungen ist noch ein Doppelstollen von 2 x 3,95 x 3 m Querschnitt nach dem Ufer der Insel geführt, der in acht Öffnungen von je 3 x 3,2 m Querschnitt ausläuft. Dieser Ersatzeinlauf mündet am Westende in den Haupteinlauf und ist dort selbsttätig abschließbar durch sechs Kontrollventile von 1,82 m Durchm. Abb. 4 zeigt eines dieser Ventile im lotrechten Schnitt.

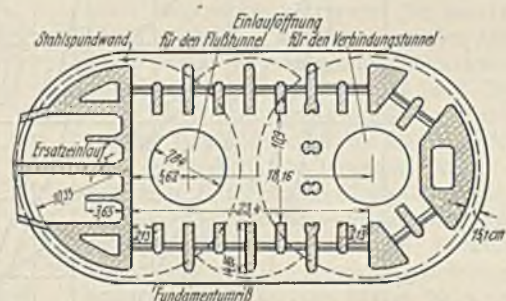


Abb. 2. Waagerechter Schnitt über Fundamentsohle.



Abb. 3. Querschnitt durch den Einlauf.

schwebendes Eis (frazil ice) erachtet. Man wählte deshalb eine in der Insel angelegte, durch Schotter- und Erdämme eingegrenzte Lagune zum Schutz des Einlaufes, in deren ruhigem Wasser sich nur eine glatte Eisdecke bilden kann. An dieser Eisdecke wird sich ferner das schwebende Eis bei entsprechend gering gewählter Durchflußgeschwindigkeit bald festsetzen, ohne in den Einlauf hinabgezogen zu werden. Die günstigste Form der Lagune ergab sich durch Versuche an einem im Maßstabe 1:33 hergestellten Modell.

Über Erdbebenwirkungen und über Schutzmaßnahmen. Erdbeben gehören zu den unberechenbaren und nicht vorherzusehenden Naturkatastrophen; nach den Erfahrungen der letzten Jahrhunderte sind zwar nur an bestimmten Orten der Erdoberfläche — z. B. an der Westküste von Nord- und Südamerika, in den Mittelmeerländern, in der Mandchurei, in Japan und auf den nördlich und östlich von Australien gelegenen Inselgruppen — Erdbeben von besonderer Heftigkeit und Häufigkeit zu verzeichnen, während in anderen Landgebieten nur selten schwächere Erdbeben nachzuweisen sind. Seebebengebiete finden sich im südlichen Atlantischen Ozean und gelegentlich auch in den übrigen Ozeanen.

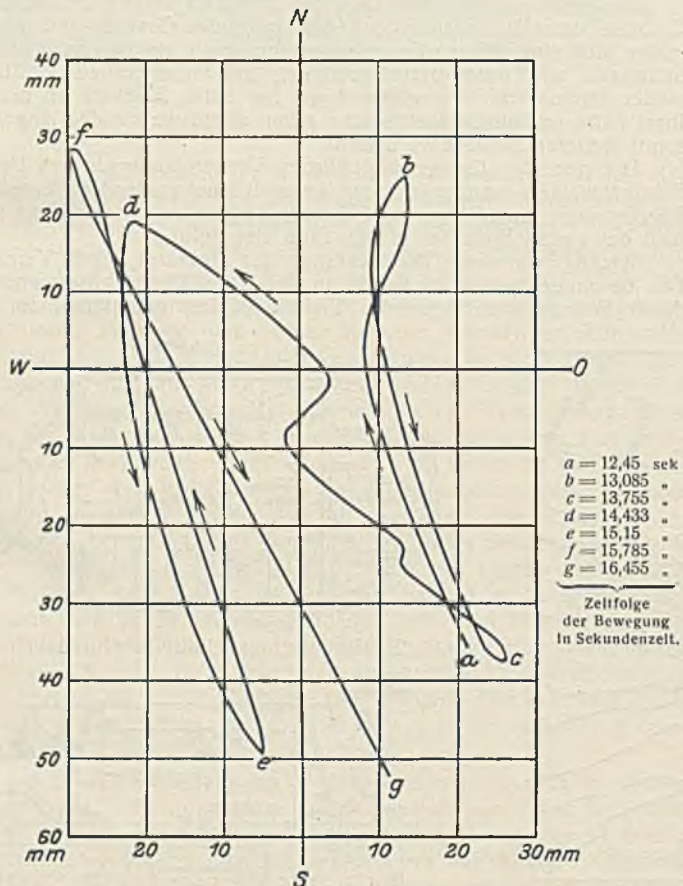
Bedenkt man, daß die geologischen Zeitschnitte nach Jahrmillionen zählen, so erscheint es unberechtigt, aus den nur über einige Jahrhunderte sich erstreckenden Erfahrungen etwa nach menschlicher Kenntnis bisher vom Erdbeben nicht betroffene Gebiete als unbedingt sichere Orte anzusprechen; Erdbeben können vielmehr infolge der ständigen Dynamik des Erdkernes und infolge der dauernden Spannungsänderungen in der erstarrten Erdkrinde überall vorkommen. Aus diesem Grunde hat die

Erdbebenforschung und die Nutzenanwendung der bei Erdbeben gemachten Erfahrungen unbedingt eine allgemeine Bedeutung.

Der bekannte amerikanische Ingenieur Dr.-Ing. e. h. John R. Freeman hat in diesem Jahre ein umfangreiches Buch über Erdbebenschäden sowie Erdbeben-Schutz und -Versicherung herausgegeben, das in Ingenieurkreisen weitgehende Beachtung verdient:

Earthquake damage and earthquake insurance. — Studies of a rational basis for Earthquake Insurance also studies of Engineering data for earthquake-resisting construction. — New York and London 1932. (904 Seiten und zahlreiche Abbildungen.)

In vorzüglichen Lichtbildern und mit Skizzen und Übersichtskarten wird in diesem Buche die Wirkung und Ausdehnung der großen Erdbeben gezeigt, insbesondere die Auswirkung der Erdbeben in Charleston 1886, in San Francisco am 18. April 1906, in Inglewood (Los Angeles) am 21. Juni 1920, in St. Lawrence am 28. Februar 1925, in Santa Barbara am 29. Juni 1925, in Calexico Mexicali am Colorado-Flusse am 1. Januar 1927 sowie am 1. März 1930; besonders eingehend ist auch das japanische Erdbeben in Tokio am 1. September 1923 sowie das Erdbeben auf Messina am 28. Dezember 1908 behandelt worden.



Waagerechte Bewegung beim Beginn des japanischen Erdbebens am 1. September 1923 (natürliche Größe).

Für den Bauingenieur wie für den Architekten sind die Lehren und Nutzenanwendungen aus den Erdbebenwirkungen an Gebäuden verschiedener Bauart von Bedeutung; im allgemeinen haben sich eisenbewehrte Betonbauten und besonders solche mit Stahlrahmen (Stahlskelettbauten) am widerstandsfähigsten erwiesen. Außerdem werden die Erdschwingungstheorien verschiedener Forscher dargestellt sowie seismographische Aufnahmen als Zeitweglinien der Bodenbewegungen und -schwingungen oder als Polardiagramme in mehreren Abbildungen wiedergegeben und besprochen. Diese Aufnahmen überraschen zuweilen durch die Größe der Schwingungsamplituden, die z. B. bei dem japanischen Erdbeben am 1. September 1923 den großen Wert von rd. 88 mm erreichten (vgl. obenstehende Abbildung, die dem Buche von Freeman, S. 755, entnommen wurde). Diese Bewegung irgend eines Punktes der Erdoberfläche im Erdbebengebiete von rd. 88 mm wurde in $\frac{2}{3}$ sek ausgeführt, wie aus der mitgeteilten Zeitfolge der einzelnen Bewegungen entnommen werden kann; a = Beginn der Bewegung (12,45 sek), b wurde in 13,085 — 12,45 = 0,635 sek erreicht, und der zurückgelegte Weg von a nach b beträgt ungefähr 64 mm; hieraus kann auf die Stärke und Heftigkeit dieser Erdstöße geschlossen werden.

Der Wert des obengenannten Buches beruht nicht nur allein in der Vielseitigkeit der Darstellungen und Beschreibungen, sondern vor allem in den Folgerungen und Nutzenanwendungen, die sich aus den zahlreichen Beobachtungen ergeben und die zu einer Reihe von Bauvorschlägen und Bauvorschriften führten (Municipal building codes for protection against earthquake damage). Das Buch bietet eine Fülle von wertvollen Anregungen, deren Beachtung sich überall empfiehlt.

Danzig.

Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

Die 35. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V.¹⁾ findet am 31. März 1932 in der Technischen Hochschule Berlin statt. An die um 9⁰⁰ Uhr beginnende geschlossene Mitglieder-Versammlung schließt sich von 13⁰⁰ bis 18⁰⁰ Uhr in der Aula eine Versammlung für Mitglieder und Gäste an.

In dieser werden sprechen: Regierungsbaurat a. D. O. Henninger, Freiburg i. B., über den Bau des Schluchseewerkes; Dipl.-Ing. E. Burckas, Dortmund, über die Druckluftgründung und Betonarbeiten für das Maschinenhaus des Rheinkraftwerkes Albrück-Dogern i. B.; Dr.-Ing. Enzweiler, Berlin-Siemensstadt, über den Bau der Groß-Wasserkraftanlage am Dnjepr; Regierungsbaumeister a. D. Knör, Berlin, über Fortschritte in der Anwendung des Preßbetonverfahrens im Ingenieurbau; Regierungsbaumeister a. D. F. Rudolph, Halle a. d. S., über den Bau der Bleilochalsperre; Dr.-Ing. Finsterwalder, Wiesbaden-Biebrich, über den Bau des Kaischuppens 59 in Hamburg.

Patentschau.

Geschlossene eiserne Spundwand aus im Schloß zug- und druckfest verbundenen I-Eisen mit den Stegen senkrecht zur Wandachse. (Kl. 84c, Nr. 524 422 vom 19. 7. 1928 von Enno Becker in Bremen.) Um nicht nur eine zug- und drucksichere Verbindung der I-Eisen in Richtung der Wandachse zu schaffen, sondern auch eine Unverschieblichkeit in Richtung senkrecht zur Wandachse zu gewährleisten, wird eine Zweiteilung der Verbindung der I-Eisen untereinander vorgenommen, derart, daß zur zug- und drucksicheren Aufnahme der in Richtung der Wandachse wirkenden Kräfte ein in oder nahe der Wandachse liegendes Schloßisen benutzt wird und daß die Unverschieblichkeit der I-Eisen untereinander senkrecht

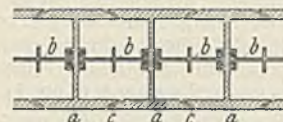


Abb. 1.



Abb. 2.

zur Wandachse durch die Ausbildung der Flanschen der I-Eisen geschieht. Durch diese Zweiteilung der Verbindung wird erreicht, daß die I-Eisen leicht walzbar und Walztoleranzschwierigkeiten beim Rammen ausgeschaltet sind; ferner wird Zwang und Klemmung in den Schloßern und Übertragung der Verdrehung auf die I-Eisen vermieden. a sind die Wand-I-Eisen, b die Schloßisen, die in der Wandachse liegen und an die Stege zweier benachbarter I-Eisen mit irgendeiner Schloßverbindung zug- und drucksicher angeschlossen sind. c zeigt die Ausbildung der Flanschen der I-Eisen. d ist ein Flacheisen, das in Teilstücken oben und unten wechselweise oder durchgehend an den Flanschen der I-Eisen angeietet oder angeschweißt ist. Nach Fertigstellung einer kurzen Wandstrecke können die Verbindungseisen b unbeschadet der Güte der Wand gezogen und wieder verwendet werden, wodurch sich die Herstellung der Wand verbilligt.

Anlage zur Herstellung von Spundwänden. (Kl. 84c, Nr. 527 364 vom 31. 5. 1927 von Arturo Piccinini in Mailand.) Um die Bohlen beim Einrammen ohne Zwischenraum miteinander zu verbinden, werden die ohne jede Rammarbeit in eine vorbereitete Ausschachtung eingesetzten Spundbohlen mittels Kolbenhämmer unter starkem Druck an die der Nachbarbohle gepreßt. Hierbei stützen sich die Kolbenhämmer auf eine senkrecht in der Ausschachtung eingesetzte Stütze, z. B. ein Profileisen, auf deren anderer Seite eine Grabelnrichtung arbeitet. An der Stütze sind weiter zwei Schilde angebracht, die sich gegen die Wände der Ausschachtung stützen und zur Führung der Bohlen während des Verschiebens dienen. Die Bohlen 1 sind in die Ausschachtung 3 eingesetzt; gegen die letzte

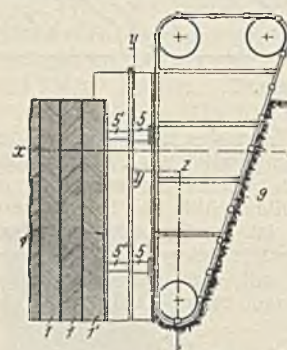


Abb. 1.

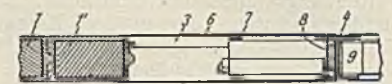


Abb. 2.

Bohle 1 wird der seitliche Druck zur Verbindung mit der Nachbarbohle ausgeübt; 4 ist ein I-Eisen, das in der Ausschachtung 3 senkrecht eingesetzt ist; 5 sind Kolbenhämmer zur Ausübung des Druckes mittels ihrer Kolben 5' gegen die Bohle 1; 6 sind Eisenbleche (Schilde), die seitlich mit den I-Eisen 4 verbunden sind und die Bohle 1 während des Verschiebens führen; 7 sind Führungsbretter zum Halten der Kolbenhämmer, die auf dem Balken 8 aufgesetzt sind und sich gegen das I-Eisen 4 stützen; 9 ist die Grabvorrichtung.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 5, S. 58.

INHALT: Neue Leuchtfeuerwerke auf der Unterelbe beim Osteriff. — Die Verstärkung der Eisenbahnbrücke über die Rega bei Regenwalde. — Die Arbeiten der Reichwasserstraßenverwaltung im Jahre 1931. (Schluß.) — Vermischtes: Neuer Wasserlauf für das Versorgungsnetz von Detroit. — Über Erdbebenwirkungen und über Schutzmaßnahmen. — 35. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. — Patentschau.

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