

DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 7. Januar 1938

Heft 1

Fünfzehn Jahre „Bautechnik“.

Seit unserem Rückblick auf die „Bautechnik“ zu Beginn des Jahres 1933 sind wieder fünf Jahre ins Land gegangen. Das vorliegende Heft 1 des Jahrganges 1938 zeigt, daß wir heute wie damals uns der Mitarbeit der maßgebenden Deutschen Reichs- und Staatsbehörden sowie der Fachwelt überhaupt erfreuen dürfen.

Die Abonnentenzahl unserer Zeitschrift ist weiter gestiegen, der Kreis unserer Leser von Jahr zu Jahr umfangreicher geworden. Die in den letzten Jahren neu erschienenen Bücher aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens haben, wie der Fachmann leicht erkennen kann, die „Bautechnik“ als ergiebige Fundgrube für wertvolle neue Bauweisen, Versuche und Erfahrungen mit gutem Erfolg ausgewertet.

Auch die Beilage der „Bautechnik“, der „Stahlbau“, hat sich inhaltlich noch wesentlich vervollkommenet. Vom 1. Januar 1938 ab werden „Bautechnik“ und „Stahlbau“ auf Kunstdruckpapier erscheinen. Die Einrichtung der „Bautechnik“-Abonnementpreise hat sich gut bewährt und ist deshalb beibehalten worden.

Die bisherige Art der Herausgabe der „Bautechnik“, wöchentlich erscheinende Hefte und außerdem verstärkte Vierteljahrshefte, hat sich als durchaus zweckmäßig erwiesen; konnte doch auf diese Weise manch wertvolle umfangreiche Abhandlung abgeschlossen unseren Lesern vorgelegt werden.

Anlässlich des fünfzehnjährigen Bestehens der „Bautechnik“ sprechen wir dem großen Kreise unserer Mitarbeiter, den Reichs-, Staats- und städtischen Behörden sowie allen, die uns mit ihrem Rate unterstützt haben, unsern verbindlichen Dank aus. Wir bitten, der „Bautechnik“ auch fernerhin ihr Wohlwollen und ihre Mitarbeit zu erhalten.

Verlag.

Schriftleitung.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1937.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn stand im Jahre 1937 unter dem Einfluß des Vierjahresplanes und des Stahlmangels.

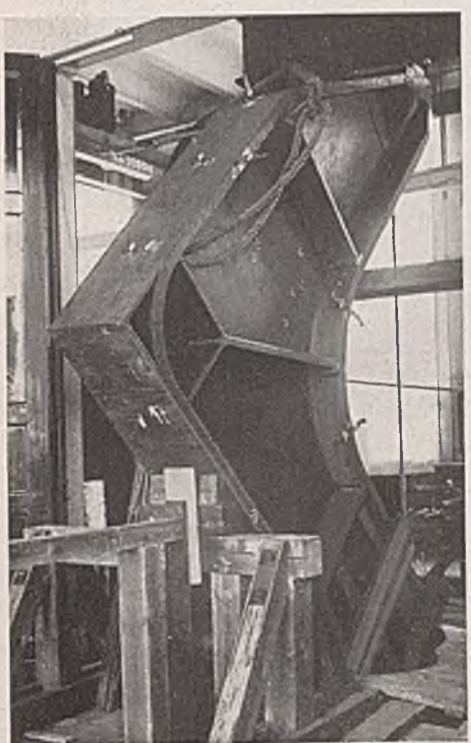


Abb. 1. Rahmenecke in der Druckmaschine.

Wo es irgend zugänglich war, wurde bei dem Ersatz zu schwacher und abgängiger Brücken von der Massivbauweise, in erster Linie von der Bauweise in Natursteinen und in Beton, in zweiter Linie von der Eisenbetonbauweise Gebrauch gemacht. In den Fällen, in denen nur die Stahlbauweise in Frage kam, wurde durch Verwendung des hochwertigen Baustahls St 52 und des Schweißverfahrens an Stahlmengen gespart.

Auf dem Gebiete des Rostschutzes der Stahlbauten wurden umfangreiche Forschungs- und Versuchsarbeiten mit dem Ziele, ausländische Rohstoffe zu sparen, durchgeführt. Am Ende des Jahres 1936 wurden mit Rücksicht auf die Bleiknappheit bleifreie Grund- und Deckfarben zugelassen, und zwar als Grundfarbe

natürliches oder künstliches Eisenoxyd mit Zinkoxyd und als Deckfarbe Zinkoxyd mit Graphit oder Hammerschlag (Eisenoxyduloxyd). Die mit Schwerspat und Eisenoxydrot zur Ersparnis an Bleimenge verschnittenen Bleimennigefarben haben sich gut bewährt. Die Versuche, Leinöl durch einheimische Rohstoffe zu ersetzen, haben noch zu keinem vollen Erfolge geführt. Es steht aber zu erwarten, daß Kunstharzbindemittel (Alkydale) bald so vervollkommenet sein werden, daß sie Leinöl ersetzen können.

Auf Grund von Versuchen und Ausführungen hat die Deutsche Reichsbahn der Verwendung von deutschem Naturasphalt für Abdichtungen von Bauwerken, für Hartgußasphaltdecken von Brücken, Bahnsteigen und

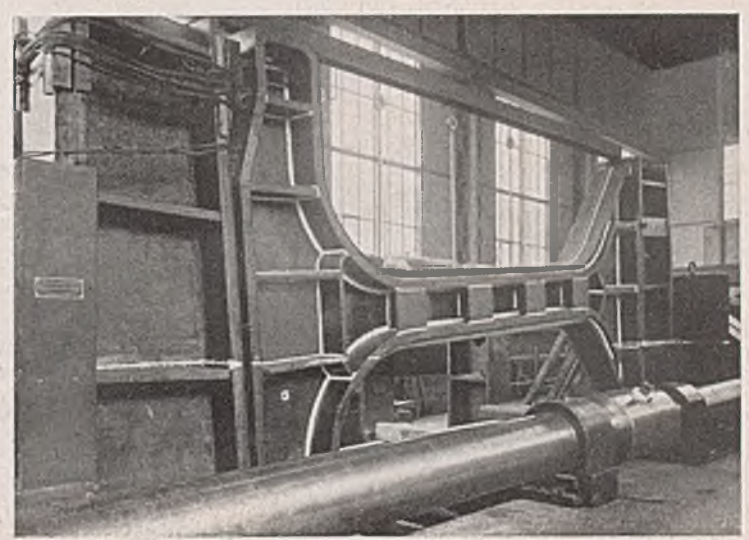


Abb. 2. Stütze in der 3000-t-Press.

Fußböden und für Bankettbefestigungen die Wege geebnet und dazu eine „Vorläufige Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken unter Verwendung von deutschem Naturasphalt“ und „Vorläufige Richtlinien für die Zusammensetzung und Prüfung der Abdichtungsmassen aus deutschem Naturasphalt unter Zusatz von Bitumen“ erlassen.

Auf dem Gebiete des Schweißens von Stahlbauten wurde weitere Klärung durch Versuche geschaffen. Beim Schweißen von vollwandigen Rahmenträgern und vollwandigen I-förmigen Stützen entstehen beim Schweißen in den Stegblechen der Ecken Schrumpfspannungen, die in der Größenordnung von 2000 bis 2600 kg/cm² liegen. Es bestanden erhebliche Zweifel, ob diese hohen Spannungen sich unter der Betriebslast als unschädlich und ungefährlich erweisen würden. Durch je einen statischen Versuch an einer Rahmenecke und einer I-förmigen Stütze in natürlicher Größe wurde der Beweis geführt, daß auch für die genannten Trägergebilde die Schrumpfspannungen ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit sind.

Die Rahmenecke wurde in einer Druckmaschine (Abb. 1) geprüft. Hätten sich die in der Druckmaschine erzeugten Spannungen einfach mit den Schrumpfspannungen überlagert, so hätte die aus St 37 bestehende Ecke ungefähr bei einer Versuchsspannung von 1200 kg/cm² zu Bruch gehen müssen. Sie ertrug aber sogar 2500 kg/cm² Versuchsspannung, ohne daß sich die geringsten Zerstörungserscheinungen zeigten. Eine höhere Belastung konnte in der Versuchsmaschine nicht erzielt werden.

Die I-förmige aus St 37 bestehende Stütze wurde liegend in der bekannten 3000-t-Presse im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem in der in Abb. 2 mit einer weißen Linie angedeuteten Richtung exzentrisch auf

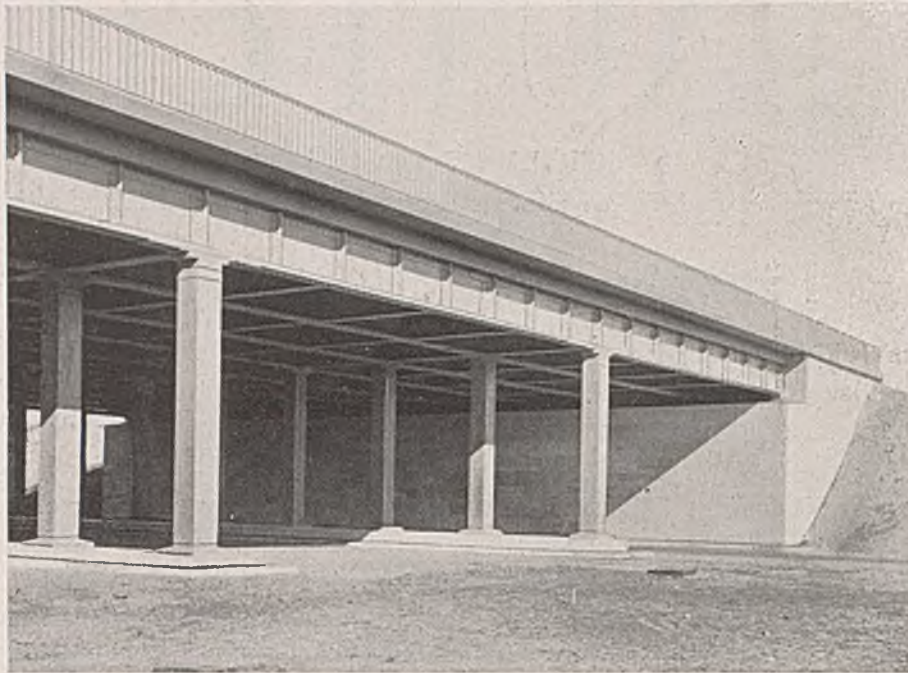


Abb. 4. Straßenunterführung am Bahnhof Langwasser.

Druck beansprucht, wobei der Druck durch Zwischenstücke in den Punkten eingeleitet wurde, wo im Bauwerk die Auflager der stählernen Überbauten liegen.

In der Stütze, die im regelmäßigen Betriebe etwa eine Last von 330 t erhält, traten bei einem Druck von 860 t die ersten Anrisse in einzelnen Schweißnähten zwischen Stegblechaussteifungen und Gurtungen auf, ohne daß dadurch die Tragfähigkeit der Stütze beeinträchtigt wurde. Erst bei einem Druck von 1360 t zeigten sich starke bleibende Verformungen, ohne daß in den Hauptnähten oder im Mutterwerkstoff Risse entstanden.

Die Erklärung für die Tatsache, daß die Schrumpfspannungen den Betriebspannungen nicht gefährlich werden können, ist darin

zu suchen, daß die Teile mit sehr hohen Beanspruchungen von weniger hoch beanspruchten Teilen umgeben sind und die letzteren die Spannungen der hochbeanspruchten Nachbarteile abbauen, sobald diese die Streckgrenze überschreiten wollen.

Um die Schweißbarkeit des St 52 zu gewährleisten, wurde von der Deutschen Reichsbahn hinsichtlich seiner chemischen Zusammensetzung vorgeschrieben, daß der C-Gehalt 0,20%, der Si-Gehalt 0,50%, der Mn-Gehalt 1,2% und der Cu-Gehalt 0,55% nicht überschreiten soll. Hierzu werden wahlweise zusätzlich zugelassen: 0,30% Mn oder 0,40% Cu oder 0,20% Mo. Der Schwefel- und Phosphorgehalt soll höchstens je 0,06%, zusammen höchstens 0,10% betragen.

Um auf dem Gebiete der massiven Ingenieurbauten für die Preisermittlung ähnlich sichere Grundlagen wie für den Stahlbau zu schaffen, wurde ein aus drei Reichsbahnbeamten und drei Industrievertretern bestehender ständiger Preisermittlungsausschuß für massive Ingenieurbauten eingesetzt. Dem Ausschuß sind folgende Aufgaben übertragen worden:

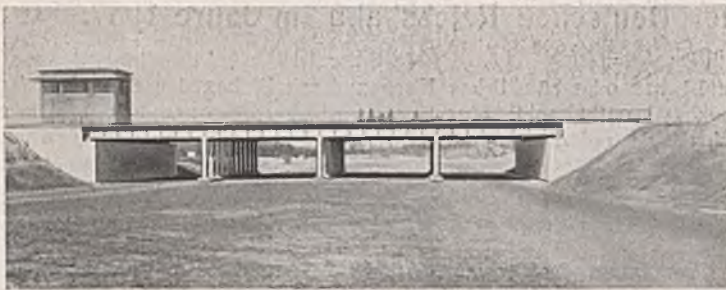


Abb. 3. Straßenunterführung am Bahnhof Langwasser.

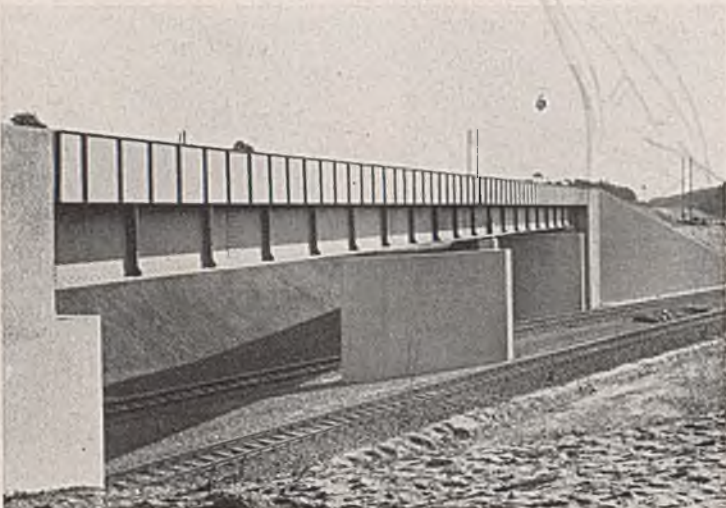


Abb. 5. Kreuzungsbauwerk 8a im Reichsparteitaggelände.

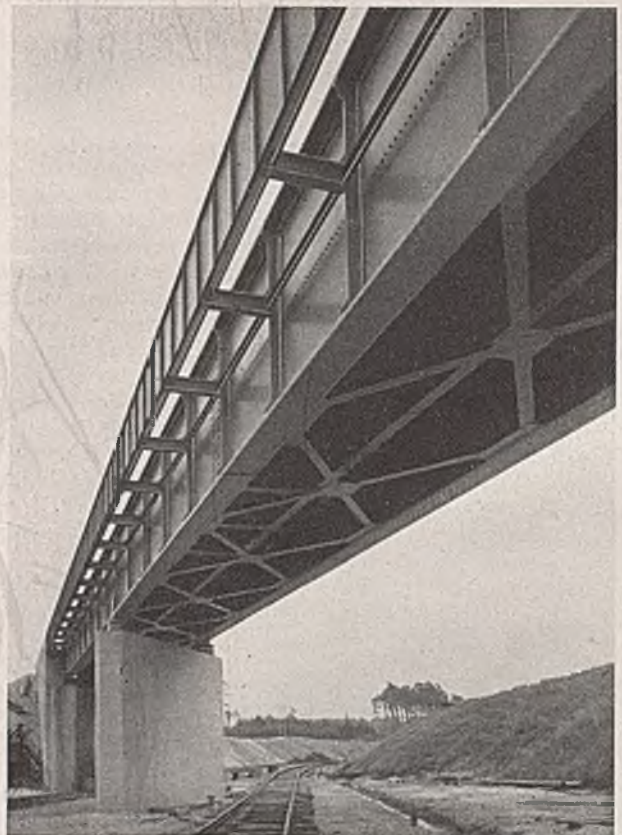


Abb. 6. Kreuzungsbauwerk 8a im Reichsparteitaggelände.



Abb. 8. Bahnbrücke Siegsdorf.



Abb. 9. Unterführung der Concordia-Straße in Oberhausen.

- a) Schaffung einheitlicher Ausschreibungsbedingungen und Leistungsbeschreibungen,
- b) Nachprüfung aller vorhandenen Grundlagen für die Preisermittlung und Preisprüfung,
- c) Ermittlung angemessener Preise für in besonderen Fällen erforderlich werdende freihändige Vergebung.

Für Beamte, die mit dem Rostschutz der Stahlbauten zu tun haben, wurden zwei Lehrgänge über Rostschutzfarben in der Chemischen Versuchsanstalt in Kirchmöser abgehalten. — Für die Vorstände der Baustoffprüfstellen und deren Vertreter wurden zwei Kurse zur Einführung in die neue Auflage der „Anweisung für Mörtel und Beton“ und in die „Vorläufige Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ durchgeführt. — Für Beamte, die mit Röntgenuntersuchungen beschäftigt sind, fand ein Lehrgang für zerstörungsfreie Prüfverfahren bei der Reichsröntgenstelle in Berlin-Dahlem statt.



Abb. 7. Kreuzungsbauwerk 3a im Reichsparteitagsgelände.

Die wichtigsten der im Jahre 1937 begonnenen, weiter geförderten und vollendeten Brücken und Ingenieurhochbauten sind die folgenden:

1. Straßenunterführung am Bahnhof Langwasser im Reichsparteitagsgelände bei Nürnberg (Reichsbahndirektion Nürnberg) (Abb. 3 u. 4).

Der stählerne, genietete Überbau besteht aus elf Hauptträgern, Querträgern, welche die gleiche Höhe wie die Hauptträger haben, und aus Buckelblechen, welche die Fahrbahntafel bilden. Die Hauptträger laufen über vier Öffnungen durch, die Stützweiten betragen 12,75 — 2 × 12,50 — 12,75 m. Die Zwischenstützen sind geschweißte, viereckige Stahlsäulen, deren Gelenke fast gar nicht in die Erscheinung treten (Abb. 4). Die Widerlager haben Parallelfügel und sind mit großen, schönen Natursteinen verkleidet.

2. Kreuzungsbauwerk 8a im Reichsparteitagsgelände bei Nürnberg (Reichsbahndirektion Nürnberg) (Abb. 5 u. 6).

Die eingleisige Strecke Nürnberg—Regensburg wird mit diesem Bauwerk über die zweigleisige Strecke

Nürnberg Rbf.—Bahnhof Märzfeld geführt. Die obere Strecke ist gerade, die untere liegt in einer Krümmung mit einem Halbmesser von 650 m. Der Kreuzungswinkel ist sehr spitz, er beträgt $16^{\circ} 25'$. Zwischen den beiden unteren Gleisen ließ sich ein Betonpfeiler anordnen, so daß das Bauwerk zweifeldrig ausgebildet werden konnte. Die vollwandigen, parallelgurtigen beiden Hauptträger gehen ohne Gelenke über beide Öffnungen durch. Die Stützweiten betragen 25,10 und 34,10 m. Einzelheiten des stählernen Überbaues sind aus Abb. 6 zu ersehen. Das Gelände wurde mit Rücksicht auf die spätere Elektrisierung der unteren Strecke vollwandig ausgebildet.

3. Kreuzungsbauwerk 3a im Reichsparteitagsgelände bei Nürnberg (Reichsbahndirektion Nürnberg) (Abb. 7).

Mit diesem Bauwerk ist die zweigleisige Strecke Rangierbahnhof: Einfahrtbahnhof—Bahnhof Märzfeld über die zweigleisige Strecke Rangierbahnhof Zolthaus—Bahnhof Märzfeld geführt. Die obere Strecke liegt in einer

Krümmung von 500 m Halbmesser, die untere in einer Krümmung von 400 m Halbmesser. Die Krümmungsmittelpunkte beider Strecken liegen auf ein und derselben Seite. Der Kreuzungswinkel beträgt nur $15^{\circ} 4' 18''$. Bei diesem Bauwerk konnte nicht wie bei dem Bauwerk 8a ein Pfeiler zwischen den unteren Gleisen angeordnet werden; hier mußte als Mittelstütze des zweifeldrigen Bauwerks ein die unteren Gleise überspannender stählerner Zweigelenkrahmen errichtet werden. Jede der beiden Öffnungen wird von stählernen, vollwandigen Trägern auf zwei Stützen überbrückt, die einerseits auf einem der beiden Widerlager, andererseits auf dem stählernen Rahmen aufliegen. Für jedes der beiden Gleise ist ein Überbau vorgesehen. Die Stützweiten der Hauptträger liegen zwischen 24 und 36 m. Auch hier sind die Geländer mit Rücksicht auf die spätere Elektrisierung der unteren Gleise vollwandig. Die Widerlager bestehen aus Beton, die Ansichtsflächen sind steinmetzmäßig bearbeitet. Das Bauwerk macht einen ruhigen, geschlossenen Eindruck.

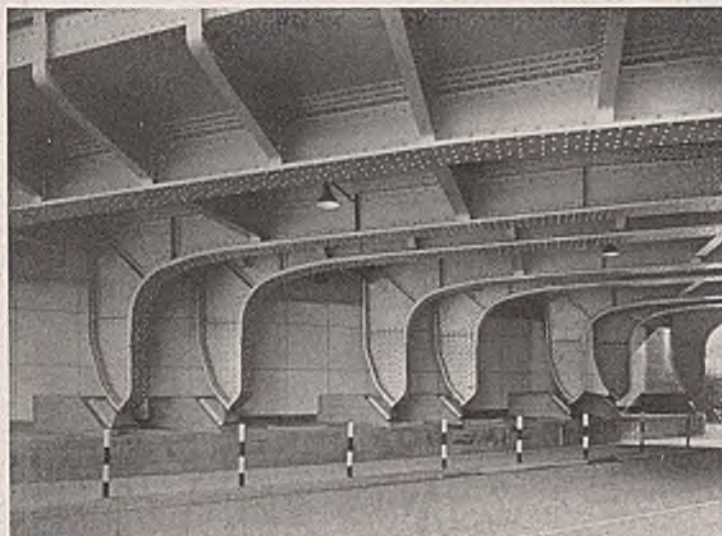


Abb. 10. Unterführung der Meckenheimer Allee in Bonn.

4. Bahnbrücke Siegsdorf in km 5,199 der eingleisigen Strecke Traunstein—Ruhpolding (Reichsbahndirektion München) (Abb. 8).

Eingleisiger Stahlüberbau mit vollwandigen, parallelgurtigen Hauptträgern von 35,5 m Stützweite.

5. Unterführung der Concordia-Straße in Oberhausen unter dreizehn Gleisen (Reichsbahndirektion Essen) (Abb. 9).

Vollwandige Zweigelenrahmen mit Zugband unter der Straße. Stützweite 18,30 m.

6. Unterführung der Meckenheimer Allee in Bonn unter vier Gleisen der Strecke Köln—Koblenz (Reichsbahndirektion Köln) (Abb. 10).

Acht vollwandige Zweigelenrahmen von 18,30 m Stützweite. Der Fuß der Widerlager ist aus Basaltlava gemauert, die aufgehenden Mauern sind mit Keramikplatten verkleidet.

7. Erneuerung einer Fußgängerbrücke und der Eisenbahnbrücke über den Rhein in Konstanz (Reichsbahndirektion Karlsruhe) (Abb. 11 u. 12).



Abb. 11. Rheinbrücke in Konstanz.



Abb. 12. Rheinbrücke in Konstanz. Seitenöffnung.

Die Rheinbrücke in Konstanz wird erneuert und verbreitert. Die Pfeiler werden verlängert und verstärkt. Dabei baut die Stadt den Straßenbrückenteil, die Reichsbahn einen Fußgängersteig, der unabhängig von der übrigen Brücke ist, und zunächst einen eingleisigen Eisenbahnüberbau. Die Hauptträger der Überbauten für den Fußgängersteig, für die Eisenbahn und die Straße erhalten die gleichen Umrißlinien. Es sind vollwandige, durchlaufende Balkenträger auf vier Stützen. Die Obergurte verlaufen annähernd waagrecht. Der Untergurt in der Mittelöffnung ist bogenförmig (Abb. 11). Die Untergurte in den Seitenöffnungen verlaufen von den Mittelpfeilern aus zunächst auch bogenförmig und gehen weiter in eine Waagerechte über (Abb. 12).

Die alte Rheinbrücke hatte in allen drei Öffnungen die gleiche Form wie die neue Brücke in der Mittelöffnung (s. die alten Träger im Hintergrunde der Abb. 12). Das Trägergebilde war statisch unklar. Die Stützweiten der neuen Brücke betragen $3 \times 42,6$ m. (Schluß folgt.)

Die Wasserversorgung für die „Wassergenossenschaft Obstbaugbiet Glindow und Umgegend“.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Bauassessor Dr.-Ing. Fritz Schuster, Potsdam.

Lage und örtliche Verhältnisse.

Etwa 40 km westlich von Berlin und südlich der Eisenbahnlinie Berlin—Magdeburg liegt die „Märkische Obstkammer“, das Werdersche Obstbaugbiet. Von der Gesamtgröße von rd. 3000 ha gehören nur etwa 700 ha zur Gemarkung Werder, etwa 300 ha zu den Gemarkungen Ferch, Geltow und Caputh, etwa 2000 ha zu den Gemarkungen Glindow, Plessow, Plötzin, Bliesendorf, Kammerode und Petzow (Abb. 1).

Während der Obstanbau in Werder seine Anfänge gegen Ende des 18. Jahrhunderts hat, setzte er in Glindow und Umgegend erst gegen Ende des vorigen Jahrhunderts ein. Der Grund dafür liegt darin, daß die in den längs des Glindow-Sees gelegenen Ziegeleien beschäftigten Arbeiter durch die beendete Ausbeute des anstehenden Toncs brotlos wurden und in dem Obstanbau einen neuen Broterwerb suchten.

Das Gebiet besteht nach seinem geologischen Aufbau aus diluvialen Sanden, die sehr trocken und durchlässig sind. Die vereinzelt auftretenden Lehmbeimengungen vermögen die leichten Eigenschaften nicht zu beeinflussen. Die ausgegrabenen Findlinge lassen den Schluß zu, daß das Gebiet eine Endmoräne der Diluvialzeit darstellt. Das Gelände liegt durchschnittlich auf +60 m NN und hat welligen Charakter. Das Grundwasser steht hier ungefähr auf +30 bis 35 m NN; der Wasserspiegel des Glindow-Sees, der mit der Havel in unmittelbarer Verbindung steht, liegt bei NNW auf +28,78, bei MW auf +29,16, bei HHW auf

+30,34 m NN. In wechselnden Tiefen von rd. 3 m in den kleinen Gebieten auf rd. +30 bis 35 m NN, von rd. 20 bis 30 m in den Gebieten auf rd. +60 m NN und mehr stehen unter Gelände wahllos zahlreiche Tonschichten an, deren Mächtigkeit zwischen 0,10 m und 4 bis 5 m wechselt. Auf diesen Schichten fließt das versickerterte Oberflächenwasser unterirdisch ab und speist so die umliegenden Seen und damit die Havel. Dem Nachteil des tiefen Grundwasserstandes steht als einziger Vorteil gegenüber, daß der leichte Boden sich im Frühjahr leicht und schnell erwärmt und damit das frühe Wachstum fördert. Dieser Vorteil ist aber nur sehr gering im Verhältnis zum Nachteil des zu tiefen Wasserstandes.

In klimatischer Hinsicht muß festgestellt werden, daß durch den Einfluß der benachbarten Seen der relative Feuchtigkeitsgehalt der Luft groß ist. Dadurch werden — besonders im Frühjahr — Temperaturschwankungen ausgeglichen und ergeben so ein ausgeglichenes, mildes Klima. An Niederschlägen dagegen mangelt es; als Mittel aus 30 Beobachtungsjahren wurde eine Regenhöhe von rd. 570 mm gezogen. Dies beweist, daß die Niederschlagshöhe der unteren Grenze der für Norddeutschland ermittelten Regenhöhe von 550 mm sehr nahe kommt und sogar unter der für die Stadt Berlin ermittelten Regenhöhe von 583 mm liegt.

Auf den Flächen werden von den Obstsorten rd. 16% Kirschen, je rd. 12% Pflaumen und Äpfel, je rund 8% Pfirsiche und Birnen, rd. 12% Stachel- und Johannisbeeren, rd. 22% Erdbeeren angebaut, während der

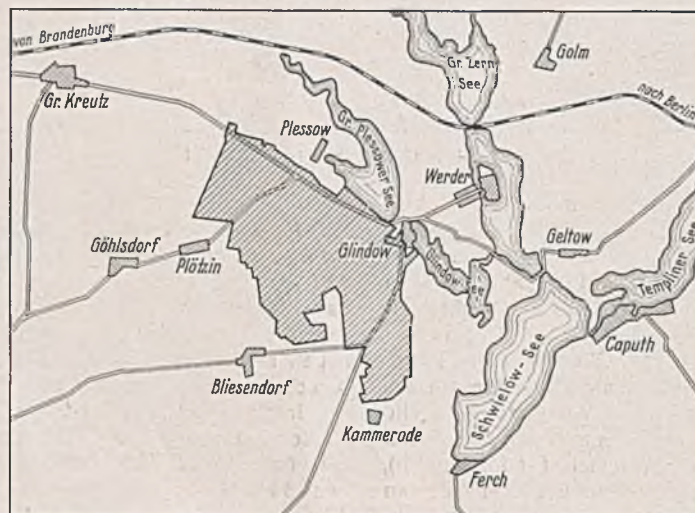


Abb. 1. Lageplan.

Rest von 10% auf Tomatenanbau entfällt. Der Gemüseanbau spielt wegen der mangelnden Niederschläge und der bisher bestehenden Schwierigkeit, die Kulturen mit Wasser zu versorgen, eine untergeordnete Rolle. Nach den Durchschnittspreisen der letzten Jahre berechnet, brachten die Kulturen im Durchschnitt einen Rohertrag von rd. 1750 RM/ha. Gemessen an den Arbeitsaufwendungen ist dieser Rohertrag an sich schon sehr klein. Durch längere Trockenperioden geht die Ernte teilweise ganz verloren, und damit wird der Rohertrag wesentlich geringer.

Um den Mangel an Wasser zu beheben, damit durch Bewässerung die Ernten sicherzustellen, wurde schon vor Jahren die Möglichkeit einer zentralen Wasserversorgung erwogen. Die Ausführung blieb der Jetztzeit vorbehalten.

Möglichkeiten einer zentralen Wasserversorgung.

Es wurde zunächst erwogen, ob ein Anschluß des Obstbaugbietes an das bestehende Wasserwerk der Stadt Werder möglich und zweckmäßig sei. Dieses Wasserwerk ist ausgebaut auf eine Leistung von 6200 m³ je Tag, wovon 600 m³ für die Trinkwasserversorgung der Stadt, 5600 m³ für die Bewässerung von 560 ha Obstland (also 10 m³/ha) gelten sollen. Unter Beibehaltung dieser Mengenabgabe zur Bewässerung das gesamte Gebiet von Glindow und Umgegend anzuschließen, hätte bedeutet, daß allein für die Bewässerung rd. 20 000 m³/Tag gefordert werden mußten. Der Anschluß eines kleineren Teilgebietes von rd. 900 ha würde die Fördermenge um 9000 m³ auf insgesamt rd. 16 000 m³/Tag erhöht haben.

Sicherheit bei besonders starkem Verbrauch in einer Hitzeperiode bei Entnahme aus Brunnen nicht immer gegeben erschien. Als Nachteil mußte dabei allerdings in Kauf genommen werden, daß eine Trinkwasserversorgung der Gemeinde Glindow nicht in Betracht kommen konnte. Wenn auch dem Seewasser die Vorteile zugeschrieben werden, daß es höhere Temperatur und einen gewissen Gehalt an Pflanzenaufbaustoffen hat, so waren diese allein nicht ausschlaggebend für die Wahl; vielmehr waren die gesamten wirtschaftlichen Vorteile maßgebend dafür, daß der Gedanke der Versorgung mit Seewasser weiter verfolgt wurde.

Form des Unternehmens.

Zuerst war daran gedacht, die Wasserversorgung als kommunalen Betrieb einzurichten. In Anbetracht der Tatsache, daß das Versorgungsgebiet sich über mehrere Gemarkungen und Gemeindebezirke erstreckt, hätten sich bei einem Zusammenschluß der Gemeinden gewisse Nachteile auf verwaltungstechnischem Gebiete ergeben. Es erschien weiter nicht ratsam, die Gemeinde Glindow als alleinigen Träger der Wasserversorgung auftreten zu lassen. Bei allen Überlegungen war maßgebend, daß der Charakter der Gemeinnützigkeit vorangestellt werden sollte. Es wurde daher auf Grund des Wassergesetzes — § 206, Abs. 4 — eine Wassergenossenschaft gebildet, die auch den Beitrittszwang nach § 238 anwandte; sie ist mit Erlaß der Satzungen am 11. November 1936 eine öffentlich-rechtliche Körperschaft geworden. Sie umfaßt ein Gebiet von rd. 2200 ha, wovon rd. 200 ha als beitragsfreie Flächen der Genossenschaft angehören.

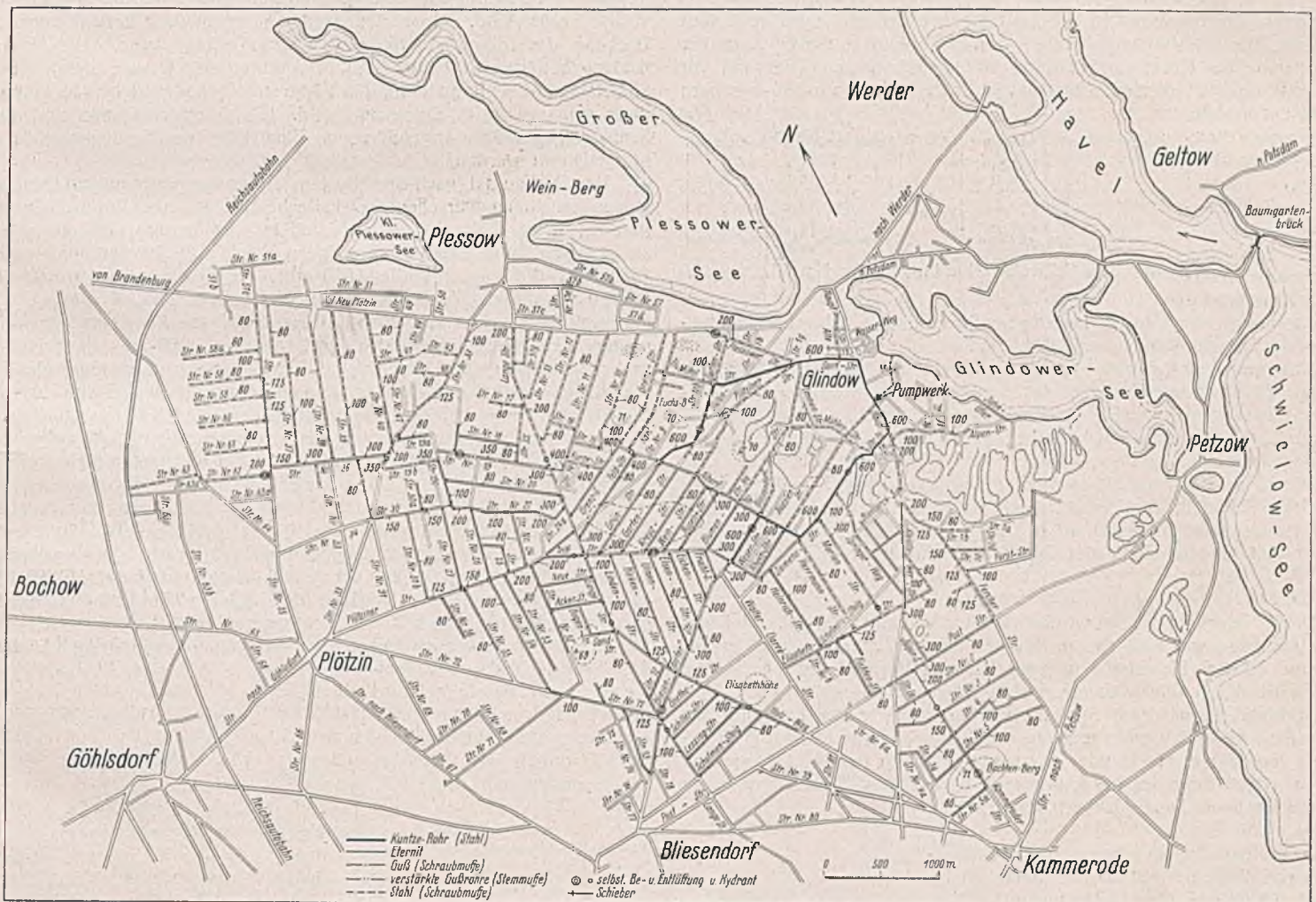


Abb. 2. Lageplan des Rohrleitungsnetzes.

Auch diese Menge konnte nur durch erhebliche Zusatzbauten und Veränderungen in den Zuleitungen gefördert werden, die kostenmäßig einer Neuanlage gleichkamen. Der Anschlußplan wurde daher verworfen.

Da aus Erfahrungen anzunehmen war, daß der Grundwasserträger in Glindow der gleiche von Werder sei (Kiesschicht von rd. 8 m Mächtigkeit in 12 bis 15 m unter Gelände der Höhen von rd. + 30 m NN), so war als zweite Möglichkeit gegeben, das Wasser in Glindow dem Grundwasser zu entnehmen. Als nächste Möglichkeit kam die Entnahme aus dem Glindow-See in Frage. Die Abwägung der Vor- und Nachteile ergab, daß der letzteren Entnahme der Vorrang gegeben werden sollte. Da das Grundwasser einen reichlich hohen Eisengehalt hat (bis 2 mg/l), so waren bei den vorzusehenden 40 bis 45 Brunnen und allen anderen Bauten rd. 350 000 RM an Baukosten zu ersparen gegenüber den Baukosten für die Entnahme des Seewassers. Hinzu kam, daß die unbedingte

Rohrleitungen.

Ausgehend von den Erfahrungen des schon bewässerten Werderschen Gebietes, wurde der Verbrauch mit 0,15 l/sek/ha in die Berechnung eingeführt. Das entspricht einer Leistung von rd. 1200 m³/Std. Es wurde dabei angenommen, daß die Wasserabgabe für rd. 10 bis 12 Std./Tag erforderlich sein wird. Der Spitzenbedarf kann mit 1700 bis 1800 m³/Std. angenommen werden. Mit diesen Werten wurde das Rohrleitungsnetz berechnet. Das Leitungsnetz ist in Abb. 2 dargestellt.

Infolge der natürlichen Höhenverhältnisse und der Forderung, daß an der Verbrauchsstelle 2,5 bis 3,0 atü Druck vorhanden sein müssen, ergab sich in dem tieferen Gelände der Gemarkung Glindow ein Druck von 8 bis 10 atü. Die Druckverhältnisse in den einzelnen Gebieten waren entscheidend für die Wahl der Werkstoffe für die Rohrleitung. So fanden hierbei folgende Mengen Verwendung:



Abb. 3. Verlegung eines 40-m-Stoßes.



Abb. 4. Verlegung eines Krümmerstranges.

rd. 4 600 m autogen geschweißte Stahlrohre 600 mm Durchm.,
rd. 30 100 m Stahlrohre der Weiten 200 bis 80 mm Durchm.,
rd. 13 600 m Gußrohre der Weiten 400 bis 100 mm Durchm.,
rd. 57 800 m Eternit-(Zement-Asbest)-

Rohr der Weiten . . . 300 bis 80 mm Durchm.

Es wurden also insgesamt rd. 108 km Leitungen verlegt. Schwierigkeiten bereitete nur die Verlegung der 600-mm-Hauptleitungen, die im Zuge der Hauptstraße bei Grundwasserhaltung im angeschnittenen Triebsand vor sich gehen mußte. Verlegt wurden diese Rohre in Stößen bis 40 m Länge; in Abb. 3 ist die beginnende Verlegung eines 40-m-Stoßes, in Abb. 4 die eines Krümmerstranges gezeigt. Die Krümmer und Formstücke wurden auf der Baustelle gefertigt, diese ganze Leitung geschweißt. Die Schweißverbindungen wurden nach Abb. 5 ausgeführt.



Abb. 5. Schweißverbindungen der Hauptleitungen.

Die Grundstücksanschlüsse werden bei Stahl- und Gußrohren durch bügellose Schellen, bei Eternit durch Anbohrschellen mit Bügeln ausgeführt; sie werden bis 1 m in die Grundstücke eingeführt. Der weitere Anschluß ist Sache der Genossenschaftsmitglieder.

Das gesamte Rohrnetz wurde nach dem Verästelungssystem entworfen, da ein Ringsystem bei späteren Erweiterungen jetzt unzweckmäßig gewesen wäre. Um die Drücke ausgleichen zu können, ist die Hauptleitung jedoch zweimal als Ring durch je eine 300-mm-Leitung geschlossen worden.

Die Grundstücksanschlüsse werden bei Stahl- und Gußrohren durch bügellose Schellen, bei Eternit durch Anbohrschellen mit Bügeln ausgeführt; sie werden bis 1 m in die Grundstücke eingeführt. Der weitere Anschluß ist Sache der Genossenschaftsmitglieder.

Wasserwerk.

Das Wasserwerk selbst wurde im Orte Glindow erbaut. Bei der Wahl der Lage war maßgebend, daß die unmittelbare Lage am Straßennetz und an der Hauptstraße in jeder Hinsicht Vorteile bot. Außerdem wurden die Kosten für den offenen Zulaufgraben billiger als eine Rohrleitung als Zuleitung zum Straßennetz, die im Falle der Lage am See erforderlich geworden wäre und die gegebenenfalls aus Mangel an Rohstoffen vorläufig gar nicht oder nur sehr spät hätte fertiggestellt werden können. Die Kosten für das Wasserwerk bzw. dessen Gründung konnten nämlich für beide Fälle praktisch gleichgesetzt werden.

Der offene Zulaufgraben hat eine Sohlenbreite von 2 m, im Mittel eine obere Breite von rd. 10 m und eine Länge von rd. 480 m. Es waren dabei rd. 7500 m³ Boden zu bewegen; es wurden dabei weiter eine einspurige hölzerne Feldwegbrücke, ein Holzener Fußsteig und ein Doppelrohrdurchlaß im Zuge der gekreuzten Wege erbaut; dem Rohrdurchlaß ist ein Grobregen vorgebaut.

Die Höhenlage des Werkes war abhängig von dem NNW-Stande des Glindow-Sees. Nach Abzug des Spiegelgefälles für den Zulaufgraben liegt der NNW-Stand am Einlauf des Wasserwerkes auf + 28,46 m NN. Die Sohle des Einlaufs liegt auf + 27,70 m NN. Die übrigen Höhenangaben sind in Abb. 6 angegeben.

Die Gründung geschah zwischen Spundwänden, Hoesch Profil II, die eine Länge von 7,50 m hatten. Die Sohle des Bauwerkes (doppelt

bewehrt) und die aufgehenden Wände sind in Eisenbeton hergestellt. Die Grundwasserhaltung bereitete wegen der Verworfenheit der Kies-, Sand- und Tonschichten besondere Schwierigkeiten.

Das Wasserwerk ist als Zwillingswerk ausgebildet. Jede der beiden Seiten ist mit gleichen Reinigungs- und Pumpaggregaten für eine Leistung von je 1200 m³/Std. ausgerüstet, damit bei kommenden Erweiterungen die Deckung des Spitzenbedarfs gewährleistet werden kann. Die Gesamtleistung beträgt also 2400 m³/Std. Das eintretende Wasser durchfließt den Stabrechen, durchfließt dann die Siebtrommel und tritt in den Pumpenraum ein, von wo es abgepumpt wird. Die einzelnen Räume sind durch Schieber gegenseitig abgeschlossen. Eine Hälfte des Zwillingswerkes soll hier erläutert werden.

Der Rechen ist nach dem System „Passavant“ mit umlaufender Abstreichvorrichtung versehen. Der Rechenrost ist aus Profilstäben hergestellt; diese Stäbe haben abgerundete und verdickte Köpfe und in Strömungsrichtung einen verjüngenden Steg. Die Rostfeldhöhe beträgt 1300 mm, die Rostfeldbreite 1810 mm, die Schlitzweite 10 mm. Die Rechen werden angetrieben durch einen Motor von 2,05 PS = 1,5 kW über ein Schneckengetriebe und einen Kettenantrieb. Der Achsabstand zwischen oberer und unterer Umlenkrollenrolle beträgt 4950 mm. Die Umlaufketten, an denen vier Abstreikkämme angebracht sind, sind gewöhnliche, einlaschige Gallketten. Die Umlaufgeschwindigkeit der Abstreikkämme beträgt rd. 10 cm/sek; das Leistungsvermögen bei NNW ist 300 l/sek.

Das durch den Umlaufrechen von groben Schwimmstoffen gereinigte Wasser tritt in das Innere der Siebtrommel ein und läuft durch die Siebspannung nach außen ab. Die Maschenweite ist 0,25 mm². Die Siebtrommel, deren hintere Seite geschlossen ist und deren vordere offene Seite durch einen Wandring gedichtet ist, hat einen äußeren Durchmesser von 3500 mm. Der Antrieb geschieht mittels eines Motors von 2,5 PS durch ein Übersetzungsgetriebe über ein Triebstockrad und eine Triebstockverzahnung, die auf dem Umfange der hinteren Trommelscheibe sitzt; die Umfangsgeschwindigkeit der Siebtrommel beträgt rd. 6 cm/sek. Die von den Sieben zurückgehaltenen Schmutzteile werden, durch Drehung der Trommel nach oben kommend, durch das zugeführte Druckwasser von außen wieder abgespritzt und in einem Fangtrog innerhalb der Trommel aufgenommen und abgeleitet.

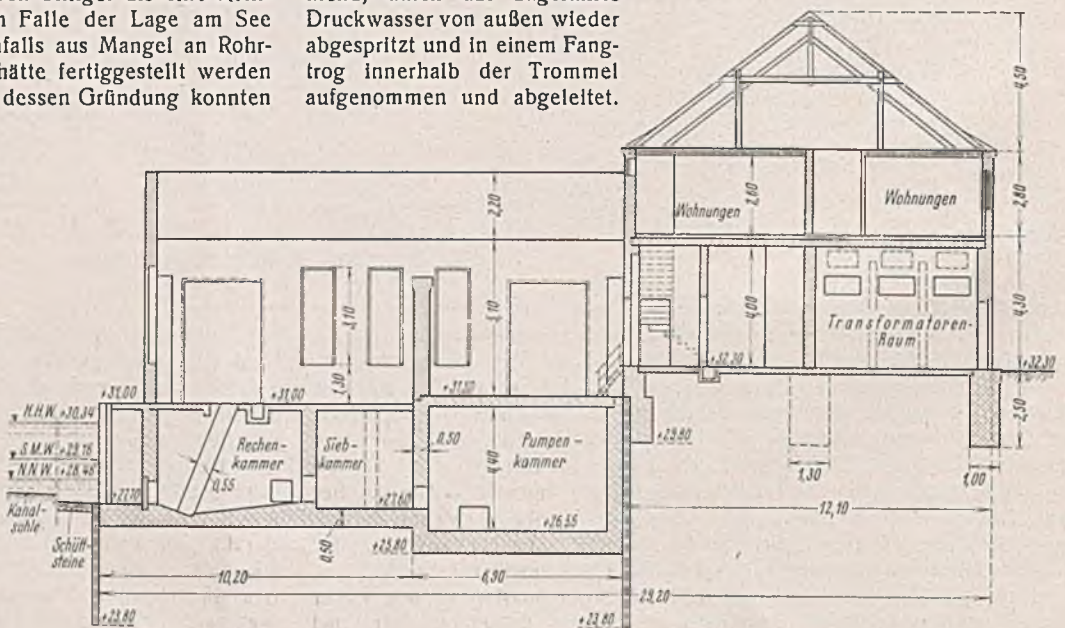


Abb. 6. Längsschnitt durch das Wasserwerk.

Im Pumpenraum, dessen Sohle 1,05 m tiefer als die Sohle des Siebtrommelraumes ist, sind vier Pumpen aufgestellt. Es sind Bohrlochkreislumpen mit unmittelbar gekuppeltem stehendem Motor, ihre Leistungen sind abgestuft; sie betragen 24, 200, 500 und 500 m³/Std., zusammen also ≈ 1200 m³/Std., da die kleine Pumpe als Starterpumpe jeweils nur kurze Zeit läuft. Die verwendete Pumpentype, die gegenüber der gewöhnlichen liegenden Pumpe zwar teurer ist, hat neben anderen besonders die Vorteile, daß sie ständig betriebsbereit ist (weil der Pumpenkörper noch bei NNW-Wasserständen überflutet ist) und nur einen geringen Platzbedarf hat, so daß die Gebäudekosten sich geringer stellen im Vergleich zu liegenden Pumpen. Der Energiebedarf stellt sich auf 20, 100, 238 und 238 PS, zusammen also 696 PS für die Pumpen je Teil des Zwillingswerkes.

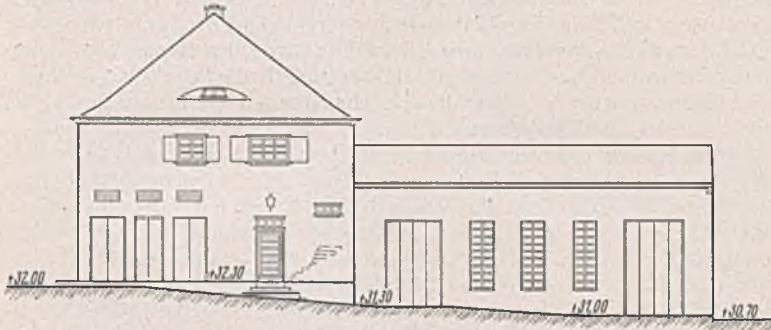


Abb. 7. Ansicht des Wasserwerkes von Süden.

wiederum abgeschaltet wird und eine weitere 500-m³-Pumpe mit bereits fördernden 1000 m³ leistet. Sollte auch diese Menge nicht ausreichen, so wird schließlich die 200 m³ leistende Pumpe wieder hinzugesetzt.

Im Belleben der Betriebsleitung liegt es, die eine oder die andere Pumpengruppe als Anlaufgruppe jeweils zuerst zum Fördern zu bringen, und zwar durch eine einfache elektrische Umschaltung mittels eines Wahlschalters. Steigt der Bedarf über 1200 m³/Std., so wird durch einen weiteren Durchflußanzeiger, der an einem dritten Venturi-Einsatz als Wirkdruckgeber arbeitet, die 200-m³-Pumpe der zweiten Pumpenhälfte zugeschaltet und schließlich auch nacheinander die beiden 500-m³-Pumpen. Somit paßt sich also die Gesamtanlage eng dem jeweiligen Bedarf selbsttätig an, und jede einzelne Pumpe arbeitet mit ihrem denkbar besten

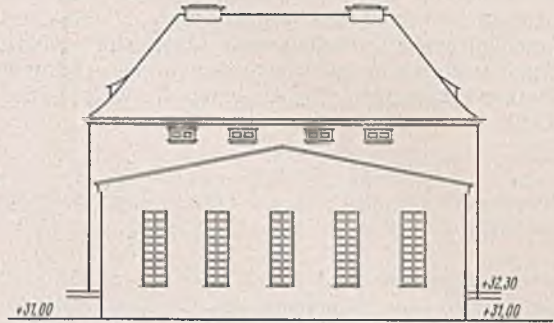


Abb. 8. Ansicht des Wasserwerkes von Osten.

Weil die Gesamtanlage zweiteilig gebaut wird, so, daß die linke Seite das Spiegelbild der rechten bildet, wurden die Pumpengruppen 200, 500 und 500 m³/Std. je rechts und links vorgesehen. Der Betriebspunkt sämtlicher Pumpen liegt bei einer Förderhöhe von 90 m. Für das Inbetriebbringen der Pumpen sowie für das Ausschalten nach Maßgabe des Verbrauchs im Netz wurde eine bisher unbekannte Steuerung gefunden:

Sowohl die linke als auch die rechte Anlagehälfte erhalten je eine stehend gelagerte Kreiselpumpe von 24 m³ Stundenleistung für eine Förderhöhe bis 110 m, die beide als sogenannte Anlaufpumpen gedacht sind. Diese beiden Pumpen fördern druckabhängig und sollen dazu dienen, kleinste Abnahmen (Lässigkeiten- und Leckverluste) sicherzustellen, damit es nicht notwendig ist, größere Pumpeneinheiten anlaufen zu lassen. Diese beiden Pumpen arbeiten an Druckwasserkesseln von je 18 m³ Inhalt. Diese sind vorgesehen, um ein vielfaches Einschalten der Anlaufpumpen zu verhindern, sie wirken also als Verzögerungselemente.

Bei Wasserverlusten im Rohrnetz oder kleinsten Entnahmen wird bei einem eingestellten Mindestdruck von 90 m eine der beiden Anlaufpumpen zur Förderung gebracht und wieder ausgeschaltet, sobald in dem Gesamtnetz und somit auch in den Druckwasserkesseln der gewünschte Höchstdruck von etwa 105 m erreicht ist. Ist die Abnahme aber größer, als diese Pumpe zuzuleisten vermag, so wird sich dies durch ein weiteres Absinken des Druckes in den Druckwasserkesseln bemerkbar machen, und es wird, wie auch im soeben dargestellten Falle, durch ein weiteres Kontaktmanometer eine 200-m³-Pumpe eingeschaltet. Bei diesem Vorgang setzt sich die Anlaufpumpe von 24 m³ still. Infolge ihrer verhältnismäßig flachen Charakteristik vermag diese Pumpe über einen ziemlich großen Betriebsbereich noch mit bestem Wirkungsgrad zu fördern, so daß sie also die Verbräuche zwischen 24 und 200 m³ je Stunde abdeckt. Wird der Verbrauch kleiner, so wird diese Pumpe druckabhängig wie im ersten Falle ausgeschaltet. Bei ansteigendem Bedarf jedoch wird die eben beschriebene druckabhängige Steuerung durch eine mengenabhängige übernommen, d. h., durch einen in der Druckleitung eingebauten Venturi-Einsatz als Wirkdruckgeber wird im dazugehörigen Durchflußanzeiger (Schwimmer-Differentialmanometer) ein Schaltsystem zum Ansprechen gebracht.

Die 200-m³-Pumpe wird also bei steigendem Bedarf durch eine 500 m³ leistende Maschine abgelöst und bei noch weiter steigendem Verbrauch wieder zum Fördern gebracht, bis sie bei noch größerem Verbrauch

Wirkungsgrad, also die Gesamtanlage wirtschaftlich, da Fördermengen von 200, 500, 700 1000, 1200, 1400, 1900 und 2400 m³ abgegeben werden können. Das ordnungsgemäße Fördern der Pumpen wird außerdem elektrisch durch Differentialmanometer und Fallklappenrelais mit optischer und akustischer Signalgabe überwacht.

Durch das gleiche Schaltsystem werden auch die Motoren der vorgeschalteten Siebtrommeln und Rechen ein- und ausgeschaltet, so daß also jede Bedienung von Hand wegfällt.

Zum Antrieb der Pumpen sind stehende Drehstrommotoren vorgesehen, die als Spezial-Nuttläufer unmittelbar, also ohne besondere Anlaufapparaturen eingeschaltet werden können. Zur Verfügung steht Drehstrom von 15 000 V. Er wird auf die Gebrauchsspannung von 380 V transformiert. Aufgestellt wird für jede Pumpengruppe der größeren Pumpen ein Transformator von 500 kVA. Ein dritter Transformator der gleichen Leistung dient zur Reserve; zwei weitere Transformatoren von je 50 kVA dienen zur Versorgung sowohl der beiden Motoren für die Anlaufpumpen als auch der für die Rechen- und Siebtrommeln und Kompressoren. Der eine oder andere der 50-kVA-Transformatoren ist für gewöhnlich im Betrieb, d. h. von Hand eingeschaltet, die größeren Betriebstransformatoren von je 500 kVA jedoch stehen bei Betriebsruhe im ausgeschalteten Zustande, und erst mit dem Schaltbefehl, den die 200-m³-Pumpe und schließlich auch die folgenden erhalten, wird der zugehörige Transformator an Spannung gelegt, und die Motoren laufen dann über ebenfalls selbsttätig gesteuerte Motorschutzschalter an.

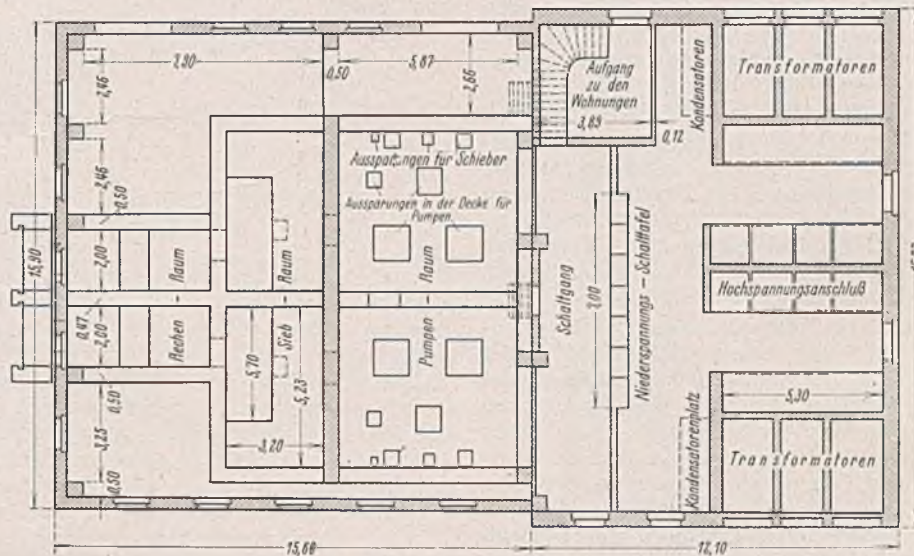


Abb. 9. Grundriß des Wasserwerkes.

Die zweite Pumpengruppe wird genau so geschaltet, daß also nach voller Einschaltung der ersten Gruppe mit dem weiter steigenden Bedarf durch den Schaltbefehl des Durchflußanzeigers auch der zweite Transformator von 500 kVA selbsttätig an Spannung gelegt und somit auch die zweite Pumpengruppe zum Fördern gebracht wird.

Der Transformatorenraum liegt unmittelbar neben dem Pumpenraum und enthält Schaltgang und Transformatorenstation. Der Schaltgang nimmt die Schalttafel auf, die aus sieben Feldern besteht. Während das mittlere Feld Spannungs- und Stromzeiger und Hauptschalter für die Hochspannungsseite aufnimmt, dienen vier weitere Felder mit Stromzeigern und Signallampen sowie Schaltern der Kraftverteilung. Die beiden äußeren Felder nehmen die eigentlichen steuerungstechnischen Instrumente und Apparate auf. Durch Signallampen und Relais-Einrichtungen kann der

ordnungsgemäße Betrieb leicht überwacht und bei Störungen durch diese Einrichtungen die Fehlerquelle und der Fehlerort sofort festgestellt werden.

Die Pumpanlage arbeitet bei gewissen betrieblichen Zuständen im Rohmetz mit Verzögerung, d. h. die Möglichkeit ist ausgeschlossen, Pendelungen im Betrieb zu bekommen, so daß vielleicht die Anlaufpumpe oder gar die 200-m³-Pumpe sich vielfach in der Stunde ein- und ausschalten, was bei Druckwasserkesselbetrieben immerhin eintreten könnte. Die Verzögerung wurde erreicht durch eine einfache Rückschlagklappe mit regelbarer Umföhrung. Im übrigen läßt sich die Gesamtanlage verhältnismäßig leicht dem jeweiligen Betriebe anpassen bzw. auf neue Betriebsverhältnisse umstellen, da die Kommandogebir, die Durchflußanzeiger, verstellbare Grenzkontakte besitzen. Der Netzdruck wird fortlaufend überwacht, wobei ebenfalls akustische Signalgabe geschieht, sobald der Druck einen nicht gewünschten niedrigen Wert annimmt. Eine besondere Schaltungsvorrichtung ermöglicht die Umstellung von „Automatik“ auf Handbetrieb.

Über dem Transformatorenraum sind zwei Wohnungen für die Maschinisten des Werkes eingerichtet. Die Ansichten des Werkes sind in Abb. 7 u. 8 gezeigt, der Grundriß in Abb. 9.

Kosten.

Die Gesamtkosten belaufen sich auf 1,5 Mill. RM. Nach dem Kostenanschlage entfallen davon auf dessen hauptsächlichsten Teile folgende Beträge:

Rohrverlegungsarbeiten	rd. 453 000 RM
Rohrlieferungen einschl. Formstücke	580 000 „
Bautechnischer Teil des Wasserwerks	190 000 „
Maschinelle und elektrische Einrichtungen des Wasserwerks	150 000 „

Alle Rechte
vorbehalten.

Über die Ursachen der Wasserstandshebung an der deutschen Nordseeküste.

Von Bauassessor Walter Hensen, Wasserstraßendirektion Hamburg.

Die Frage nach den Ursachen des aus Pegelbeobachtungen seit Jahrzehnten allgemein und einwandfrei festgestellten Ansteigens der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste ist schon mehrfach erörtert worden. Ob es sich dabei nur um ein scheinbares Ansteigen infolge einer noch heute vorhandenen Küstensenkung oder um eine wirkliche Hebung der Wasserstände aus anderen, in erster Linie meteorologischen Ursachen (Zunahme der stauenden Winde) oder um ein Zusammenwirken verschiedener Ursachen handelt, ist bis heute noch nicht restlos klargestellt worden¹⁾.

Neben dem rein wissenschaftlichen Interesse hat die Kenntnis der Ursachen für die Hebung des mittleren Tidehochwassers eine erhebliche praktische Bedeutung, z. B. für die Beurteilung der Sturmflutgefahr und der Deichsicherheit, sowie auch für die Aussichten von Landgewinnungsarbeiten. Besondere Beachtung verdient dabei noch die Frage, ob sich die bisher festgestellte Hebung der Wasserstände weiter fortsetzen wird.

Die Wasserstraßendirektion Hamburg hat für die Elbe näher untersucht, ob heute gegen frühere Zeiten eine größere Sturmflutgefahr besteht. In einer Elngabe haben neuerdings Elbeanlieger das Vorhandensein einer erhöhten Sturmflutgefahr vermutet und deshalb Besorgnisse für die Sicherheit von Elbdeichen geäußert. Bei der Bearbeitung dieser Frage sind auch die nachstehenden Untersuchungen über die Ursachen der Wasserstandshebung an der deutschen Nordseeküste angestellt worden.

Über das Ansteigen des mittleren Tidehochwassers in Wilhelmshaven hat kürzlich Dr. K. Lüders²⁾ eine Arbeit veröffentlicht, in der er zu dem Ergebnis kommt, daß „fast der gesamte Betrag des Ansteigens der Tidehochwasserstände durch Windstau verursacht wird, daß es sich hierbei also um eine meteorologische Erscheinung handelt“. Diese Arbeit gab den Anlaß zur Veröffentlichung der Untersuchungen über die Änderungen der Wasserstände am Pegel Cuxhaven. Vorweg sei bemerkt, daß sich dabei ein der Arbeit von Lüders entgegengesetztes Ergebnis herausstellte, insofern als den meteorologischen Einflüssen keine nennenswerte Bedeutung zukommt, während für das Ansteigen des mittleren Tidehochwassers im wesentlichen nur eine Küstensenkung in Betracht kommen kann.

1. Unterlagen der Untersuchung.

Der Pegel Cuxhaven besteht als Lattenpegel seit 1841. Bei der Errichtung der „Alten Liebe“ (1863/64) wurde in einem Schacht ein sogenannter Stellpegel eingebaut, dessen Schwimmer bei Tidehoch- und -niedrigwasser durch einen Sperrhaken festgehalten wurde. Die so erhaltenen Wasserstände sind nicht immer unbedingt zuverlässig, vielmehr

¹⁾ Vgl. dazu G. Jacoby, Beiträge zur Untersuchung der Senkung unserer Küstengebiete. Annalen der Hydrographie 1935, Heft III. — Diese Arbeit stellt eine Kritik der in der Frage der Küstensenkung erschienenen Abhandlungen dar und enthält ein ausführliches Schrifttum-Verzeichnis.

²⁾ K. Lüders, Über das Ansteigen der Wasserstände an der deutschen Nordseeküste. Ztrbl. d. Bauv. 1936, Heft 50.

Ausführung.

Vorbereitende Ausschüsse zur Beschaffung einer zentralen Wasserversorgung sind bereits vor Jahren eingesetzt worden. Nach der Gründung der Wassergenossenschaft wurde zunächst der vorliegende Entwurf eines Privatingenieurs umgearbeitet; noch während dieser Arbeiten wurden die festliegenden Bauarbeiten beschleunigt ausgeschrieben, und mit den ersten Rohrverlegungsarbeiten wurde Ende Dezember 1936 begonnen. Die Winterzeit unterbrach diese Arbeiten; sie wurden gegen Mitte Februar 1937 wieder aufgenommen. Die Arbeiten für das Wasserwerk waren Ende November beendet.

Bei den Rohrverlegungsarbeiten sind im ganzen rd. 20 000 Tagewerke, bei den Arbeiten am Wasserwerk rd. 4000 Tagewerke geleistet. Die Rohrverlegungen sind von den Firmen Hempel in Berlin-Charlottenburg 9, Hartemink in Berlin-Tegel, Petersen in Berlin-Pankow, Rohrleitungsbau „Stahl“ in Berlin-Charlottenburg 4, Hirsch in Essen, Niedermeyer in Stettin und Francke in Bremen ausgeführt; die Erdarbeiten des Zulaufgrabens, die Eisenbetonarbeiten und die Hochbauarbeiten sind von der Firma Gebr. Dreßler in Potsdam ausgeführt.

Die Rechen- und Siebtrommelanlagen wurden von den Passavant-Werken in Michelbach, die Pumpen von Gebr. Sulzer in Ludwigshafen/Rhein, die Motoren von den Schorch-Werken in Rheydt geliefert. Die elektrischen Einrichtungen stellt E. Neumann, Berlin-Charlottenburg, her, die Steuerungseinrichtung wird von Pollux, Ludwigshafen/Rhein, ausgerüstet.

Die gesamten Anlagen sind nach den Abänderungen des der Genossenschaftsgründung als Grundlage dienenden Entwurfes gebaut. Die Staatsaufsicht über die Arbeiten liegt in den Händen des Kulturbaubeamten in Potsdam, des Regierungsbaurats Baumgärtel; die Bauleitung wurde vom Verfasser ausgeübt.

bei unruhigem Wasser für Tidehochwasser etwas zu hoch, für Tide-niedrigwasser etwas zu niedrig. Doch sind nach gleichzeitigen sorgfältigen Vergleichsbeobachtungen am Lattenpegel die Abweichungen im allgemeinen sehr gering gewesen. Seit 1899 besteht ein Schreibpegel. Gewisse Unsicherheiten in seinen Aufzeichnungen sind vorhanden gewesen. Die aus den Küsten-Feinnivellements bekannten Höhenabweichungen wurden bei der nachstehenden Bearbeitung berücksichtigt. Die sonstigen Unsicherheiten (zeitweilig verschieden hoher Wasserstand im Pegelschacht und Außenwasser durch Unterschiede im Salzgehalt und vorübergehende Verschlickung des Pegelzuflußrohres) sind für die folgenden Betrachtungen unerheblich.

Um einen Vergleich mit den Arbeiten von Lüders²⁾ ³⁾ zu ermöglichen, sind nur die Beobachtungen seit 1875 herangezogen worden.

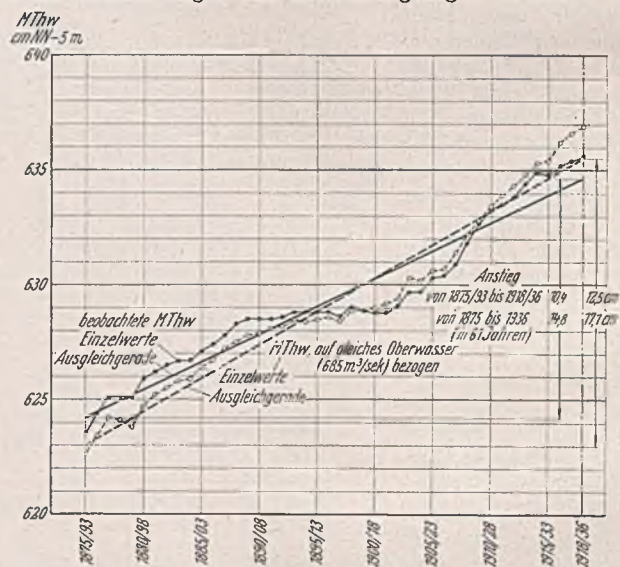


Abb. 1. Mittleres Tidehochwasser in Cuxhaven (19jährige Mittel).

2. Änderung des mittleren Tidehochwassers in Cuxhaven.

Abb. 1 zeigt die 19jährigen Jahresmittel des mittleren Tidehochwassers (MThw) in Cuxhaven. Die Bildung von 19jährigen Mittelwerten wurde nach dem Vorbilde von Lentz⁴⁾ vorgenommen, um den Einfluß der schwankenden Monddeklinatlon auf die Tidegröße auszuschalten.

³⁾ K. Lüders, Die Sturmfluten der Nordsee in der Jade. Bautechn. 1936, Heft 13 u. 15.

⁴⁾ H. Lentz, Fluth und Ebbe und die Wirkungen des Windes auf den Meeresspiegel. Hamburg 1879.

Es ergibt sich ein Anstieg von 14,8 cm in 61 Jahren (von 1875 bis 1936) = im Mittel 0,24 cm/Jahr⁵⁾. Auf gleichen Oberwasserabfluß der Elbe bezogen, beträgt der Anstieg 0,29 cm/Jahr. Die Oberwasserführung der Elbe ist im Laufe der Zeit etwas geringer geworden. Der Anstieg des MThw in Cuxhaven ist daher kleiner, als er bei gleichbleibendem Oberwasserabfluß gewesen wäre. Wie die Oberwasserführung berücksichtigt wurde, wird unten näher erklärt werden.

Die Ausgleichgeraden wurden hier und im folgenden nach der Methode der kleinsten Quadrate ermittelt. Es sei betont, daß diese Ausgleichgeraden nur dazu dienen, vergleichbare Endwerte zu schaffen. Sie haben mit den Einzelwerten keinen inneren gesetzmäßigen Zusammenhang und lassen daher auch keine Extrapolation zu.

3. Zunahme der Sturmfluten.

In Abb. 2 ist die Häufigkeit der Sturmfluten in Cuxhaven dargestellt. Als „Sturmflut“ ist zunächst jedes Tidehochwasser gezählt worden, das die Höhe von 730 cm NN — 5 m überschritten hat (Kurve a)⁶⁾. Es ergibt sich dabei eine Zunahme der jährlich auftretenden Sturmfluten von 8,3 im Mittel des Zeitraumes 1875 bis 1893 auf 14,4 im Mittel des Zeitraumes 1918 bis 1936, d. h. von 6,1 in 43 Neunzehnjahresreihen oder $6,1 \cdot \frac{61}{43} = 8,7$ in 61 Jahren (von 1875 bis 1936). Berücksichtigt man dagegen den Anstieg des MThw, indem man nur die Wasserstände als Sturmfluten zählt, die höher als 1,20 m über dem ausgeglichenen ansteigenden MThw (Abb. 1) liegen — was gleichbedeutend ist mit der Annahme, daß dieser Anstieg nicht aus einer Zunahme der Sturmfluten herrührt —, dann bleibt nach Kurve b noch eine Zunahme von 5,9 auf 7,1 Sturmfluten im Jahre, d. h. ein Zuwachs von $1,2 \cdot \frac{61}{43} = 1,7$ in 61 Jahren bestehen.

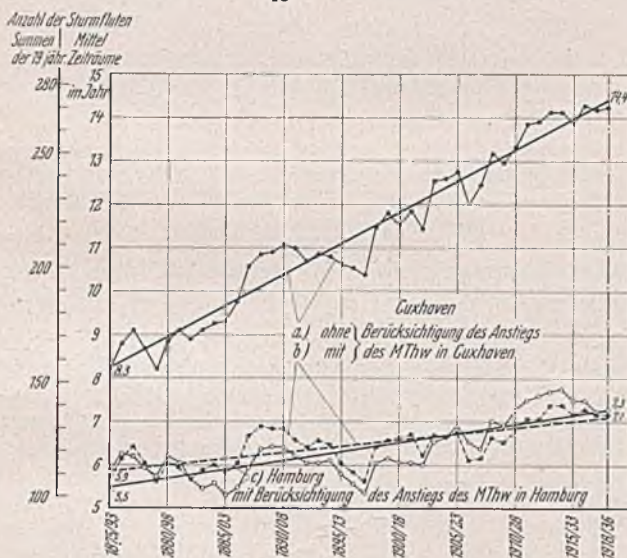


Abb. 2. Sturmfluthäufigkeit in Cuxhaven und Hamburg von 1875 bis 1893 und 1918 bis 1936.

Die mittlere Erhebung einer Sturmflut über MThw beträgt (im Zeitraum 1875 bis 1936) bei Cuxhaven etwa 1,6 m. Da bei der mittleren Tidedauer von 12 h 25 min im Jahre durchschnittlich 705 Thw eintreten, erhöht eine Sturmflut das MThw eines Jahres um $1,6 \cdot 100 : 705 = 0,23$ cm. Der Zuwachs von 1,7 Sturmfluten bedeutet also nur einen Anstieg des MThw von rd. 0,4 cm. Selbst der Zunahme von 8,7 Sturmfluten, die sich ohne Berücksichtigung des Anstiegs des MThw ergibt, würde nur eine Erhöhung des MThw von 2 cm entsprechen.

Man kann also mit Sicherheit behaupten, daß die Zunahme der Sturmfluten den Anstieg des mittleren Tidehochwassers in Cuxhaven nicht verursacht hat.

Daß die Vermehrung der Sturmfluten nach Kurve a nur scheinbar ist, daß also nur durch den Anstieg des MThw zunehmend mehr Wasserstände, die allmählich den Sturmflutgrenzwasserstand von 730 cm NN — 5 m überschreiten, als „Sturmfluten“ gezählt werden, ohne durch Stürme auf diese Höhe gehoben worden zu sein, erkennt man auch aus einem Vergleich mit den in Hamburg aufgetretenen Sturmfluten (Kurve c). In Hamburg hat sich das MThw von 1875 bis 1936 nur um 1,3 cm gehoben von 659,5 auf 660,8 cm NN — 5 m). Wäre die aus Kurve a hervorgehende Zunahme der Sturmfluten wirklich vorhanden, dann müßte sich auch in Hamburg eine entsprechende Vermehrung der Sturmfluten feststellen lassen. Das ist jedoch nicht der Fall, vielmehr ist nach der Aus-

⁵⁾ Nach Lüders³⁾ beträgt der Anstieg des MThw in Wilhelmshaven 14,3 cm in 60 Jahren.

⁶⁾ Pegelnull liegt im Tidegebiet der deutschen Nordsee jetzt einheitlich auf NN — 5 m.

gleichung die Sturmfluthäufigkeit in Hamburg 1936 nur um 2,6 Sturmfluten im Jahre größer als 1875⁷⁾. Diese Zunahme ist etwas größer als die für Cuxhaven bei Berücksichtigung des Anstiegs des MThw gefundene Zunahme von 1,7. In dem — an sich unbedeutenden — Unterschied zeigt sich die Wirkung der im Laufe der Jahre in der Elbe ausgeführten Stromregelungen und -vertiefungen, die einem unbehinderteren Auflaufen der Tidewelle gegen früher förderlich waren.

4. Änderung der meteorologischen Verhältnisse.

Es bliebe nun zu untersuchen, ob etwa eine allgemeine Zunahme der Winde aus westlichen Richtungen, die den Wasserstand an der deutschen Nordseeküste heben, oder eine Abnahme der Winde aus östlichen Richtungen, die den Wasserstand senken, im Laufe der Zeit in solcher Höhe eingetreten ist, daß das Ansteigen des MThw damit erklärt werden könnte. Aus den Windbeobachtungen selbst geht über eine derartige Änderung bisher nichts hervor. Zwar treten (absolut geringe) langperiodische Schwankungen der mittleren Windstärke auf⁸⁾, doch ist von einer Änderung der mittleren jährlichen Windrichtung (SW) und -geschwindigkeit (rd. 4 m/sek) an der deutschen Nordseeküste⁹⁾ bisher nichts bekannt geworden. Auch eine Auswertung der regelmäßigen meteorologischen Beobachtungen an Bord des Feuerschiffes „Elbe 4“¹⁰⁾ für den zehnjährigen Zeitraum 1925 bis 1934 ließ keine wesentlichen Änderungen erkennen.

Wenn somit auch bereits aus den Windbeobachtungen nicht anzunehmen ist, daß meteorologische Einflüsse das Ansteigen des Wasserstandes an der deutschen Nordseeküste bewirkt haben, so soll doch noch versucht werden, an Hand der Wasserstandsbeobachtungen diese Frage zu klären.

5. Häufigkeiten der Wasserstände.

Unter Berücksichtigung des Anstiegs der MThw sind für die Stufen von je 20 cm über und unter dem durch die Ausgleichgerade erhaltenen MThw in Cuxhaven (Abb. 1) die in den Jahren 1875 bis 1936 beobachteten 43 749 Thw ausgezählt und zu 19jährigen Mittelwerten zusammengefaßt worden. Die Endwerte der für die einzelnen Stufen berechneten Ausgleichgeraden sind in der folgenden Tafel zusammengestellt. Die Unterschiede lassen erkennen, daß im allgemeinen die Häufigkeit der höheren und

⁷⁾ Es soll hier nicht unerwähnt bleiben, daß die Sturmfluthäufigkeit in Hamburg gegen 1841 (Beginn der regelmäßigen Wasserstandsbeobachtungen) heute geringer ist. Es treten lediglich Schwankungen der Sturmfluthäufigkeit in längeren Zeiträumen auf, die je nach dem betrachteten Zeitraum in der Ausgleichung eine Zu- oder Abnahme der Häufigkeit ergeben. Die eingangs erwähnten Vermutungen über eine erhöhte Sturmflutgefahr sind also unbegründet, soweit sie sich auf die scheinbare Zunahme der Sturmfluten stützen. Da die Hebung des MThw oberhalb Cuxhaven zunehmend kleiner wird, liegt aber auch wegen dieser allgemeinen Hebung der Wasserstände zur Zeit kein Grund zu Besorgnissen vor.

⁸⁾ Ferd. Travniček, Das Wesen der vieljährigen Klimaänderungen in neuer Beleuchtung. Annalen der Hydrographie 1937, Heft VI.

⁹⁾ Für Helgoland (1874 bis 1894) nach J. Kres, Deutsche Küstenflüsse. Berlin 1911.

¹⁰⁾ Meereskundliche Beobachtungen auf deutschen Feuerschiffen der Nord- und Ostsee. Deutsche Seewarte Hamburg.

Höhenstufe cm	Anzahl der beobachteten Tidehochwasser im Mittel des Zeitraumes		1918/36		1936	
	1875/93	1918/36	weniger als 1875/93	mehr als 1875/93	weniger als 1875	mehr als 1875
Thw über MThw						
121 und höher	5,9	7,1		1,2		1,7
101 bis 120	5,2	5,7		0,5		0,7
81 " 100	8,4	9,8		1,4		2,0
61 " 80	18,5	19,3		0,8		1,1
41 " 60	33,9	40,8		0,9		1,3
21 " 40	95,4	95,0	0,4		0,6	
1 " 20	171,0	157,3	13,7		19,5	
zus.	344,3	335,0	14,1	4,8	20,1	6,8
MThw ^{x)}	9,5	8,8	0,7		1,0	
Thw unter MThw						
1 bis 20	171,4	166,7	4,7		6,7	
21 " 40	104,6	110,0		5,4		7,7
41 " 60	43,4	50,1		6,7		9,5
61 " 80	17,5	16,6		1,1		1,6
81 " 100	7,7	6,9	0,8		1,1	
101 " 120	3,6	4,2		0,6		0,9
121 und tiefer	3,0	4,7		1,7		2,4
zus.	351,2	361,2	5,5	15,5	7,8	22,1

^{x)} Das durch die Ausgleichgerade (Abb. 1) erhaltene MThw ist als Bezugshöhe gewählt worden. Der Anstieg des MThw ist in der Tafel also berücksichtigt.

Häufigkeit der Tidehochwasser in Cuxhaven 1875 bis 1936. Endwerte der aus 19jährigen Mitteln errechneten Ausgleichgeraden.

niedrigeren Wasserstände zugenommen, der mittleren Wasserstände dagegen abgenommen hat. Der Vermehrung der Sturmfluten (das sind Wasserstände von 121 cm und mehr über MThw) steht eine sogar noch etwas größere Zunahme der entsprechend (121 cm und mehr) unter MThw eingetretenen (durch östliche Winde gesenkten) Wasserstände gegenüber, womit die schon geringe Wirkung der größeren Sturmfluthäufigkeit auf die Höhe des MThw bereits mehr als aufgewogen wird.

Aus der Tafel läßt sich der Schluß ziehen, daß in dem betrachteten Zeitraum eine geringe Zunahme der Häufigkeit oder Stärke der westlichen und östlichen Winde eingetreten sein muß.

6. Verwertung der Wasserstandshäufigkeiten zur Beurteilung der Ursachen ihrer Schwankungen.

Es entsteht nun die Frage, ob die Häufigkeitsverteilung der Wasserstände allein überhaupt erkennen läßt, wodurch Änderungen ihrer Verteilung verursacht worden sind. Zur Beantwortung möge folgende Überlegung dienen:

Theoretisch fallen die Tidehochwasser im Laufe eines Jahres wegen der periodisch wechselnden Größe der einzelnen, die Tidewelle erzeugenden kosmischen Kräfte nicht auf einen Wasserstand, sondern ordnen sich in einer bestimmten Häufigkeitsverteilung um das MThw des Jahres an.

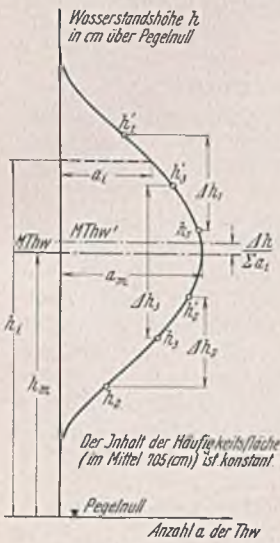


Abb. 3.

Häufigkeitsverteilung der Tidehochwasser.

Faßt man das Häufigkeitsbild der Thw (Abb. 3) als eine Fläche auf, deren Schwerachse von der Linie des MThw gebildet wird — entsprechend der Berechnung des MThw aus der Beziehung $MThw = h_m = \frac{\sum(a_i h_i)}{\sum a_i}$ —, dann sieht man, daß

a) die aus Windstau entstehende Hebung eines über MThw gelegenen Wasserstandes h_1 um das Maß Δh_1 das MThw um den Betrag $\Delta h_1 : \sum a_i$ erhöht, wodurch die Anzahl der oberhalb des neuen MThw' gelegenen Wasserstände sich verringert.

b) Dasselbe ergibt sich, wenn ein unter MThw gelegener Wasserstand h_2 gehoben wird, aber nicht über MThw.

c) Wenn dagegen ein unter MThw gelegener Wasserstand h_3 über MThw gehoben wird, dann wird die Gesamtzahl der über MThw gelegenen Wasserstände entweder größer oder kleiner, und zwar wird sie größer/kleiner, wenn $+1 - \frac{\Delta h_3}{\sum a_i} \cdot a_m \geq 0$ wird, d. h. wenn mit $\sum a_i = 705$ und

mit $a_m = (9,5 + 8,8) 0,5 = 9,15$ (vgl. die Tafel) die Hebung $\Delta h_3 \leq 78$ cm ist.

Entsprechendes gilt umgekehrt für Senkungen der Wasserstände. Man kann daher zusammenfassend sagen, daß zwar die Häufigkeit der über MThw gelegenen Wasserstände bei größerer Höhe des MThw kleiner oder größer werden kann, daß aber im allgemeinen als Folge wasserstandhebender westlicher (wasserstandsenkender östlicher) Winde eine Abnahme (Zunahme) der Anzahl der über MThw liegenden Wasserstände eintreten wird. Umgekehrt müßte man aus einer geringer werdenden Anzahl der über MThw liegenden Wasserstände auf eine überwiegende Zunahme westlicher oder auch Abnahme östlicher Winde und aus einer größer werdenden Anzahl auf eine überwiegende Zunahme östlicher oder auch Abnahme westlicher Winde schließen können.

Die Thw-Beobachtungen in Cuxhaven sind für die Jahre 1875 bis 1936 in dieser Richtung ausgewertet worden. Für jedes Jahr wurde die Häufigkeit der über dem zugehörigen Jahres-MThw gelegenen Thw ermittelt. Das Ergebnis zeigt Abb. 4. Die vermutete Gesetzmäßigkeit bestätigt sich.

Der Zeitraum von 1875 bis 1936 ist in die drei annähernd gleich großen Abschnitte von 1875 bis 1895, 1896 bis 1916 und 1917 bis 1936 geteilt worden. Für jede Gruppe wurde eine Ausgleichgerade berechnet. Aus ihnen erkennt man vor allem, daß der aus dem Übereinanderliegen dieser Ausgleichgeraden ersichtliche Anstieg des MThw nicht durch meteorologische Einflüsse entstanden sein kann, denn trotz gleicher Windverhältnisse, d. h. bei gleicher Häufigkeit der über MThw liegenden Wasserstände, steigen die MThw im Laufe der Zeit durchweg an.

Aus den drei Ausgleichgeraden läßt sich ferner entnehmen, daß in Übereinstimmung mit den auf der Tafel wiedergegebenen Zahlen im Mittel des Zeitraumes 1917 bis 1936 eine geringe Abnahme der Häufigkeit der über MThw liegenden Wasserstände im Vergleich mit 1875 bis 1895 eingetreten ist — von 48,6 auf 47,4 % —, was nach dem Vorstehenden den Schluß zuläßt, daß die westlichen Winde etwas mehr als die östlichen zugenommen haben. Die davon herrührende Erhöhung des MThw ist aus Abb. 4 mit $\Delta h = 1,1$ cm zu entnehmen, das entspricht einer Erhöhung von 1,6 cm für 61 Jahre (1875 bis 1936). Dieser Betrag

ist im Verhältnis zu der festgestellten Hebung des MThw in Cuxhaven von 14,8 cm nur klein und liefert somit einen weiteren Hinweis dafür, daß das Ansteigen des MThw nicht meteorologisch bedingt ist.

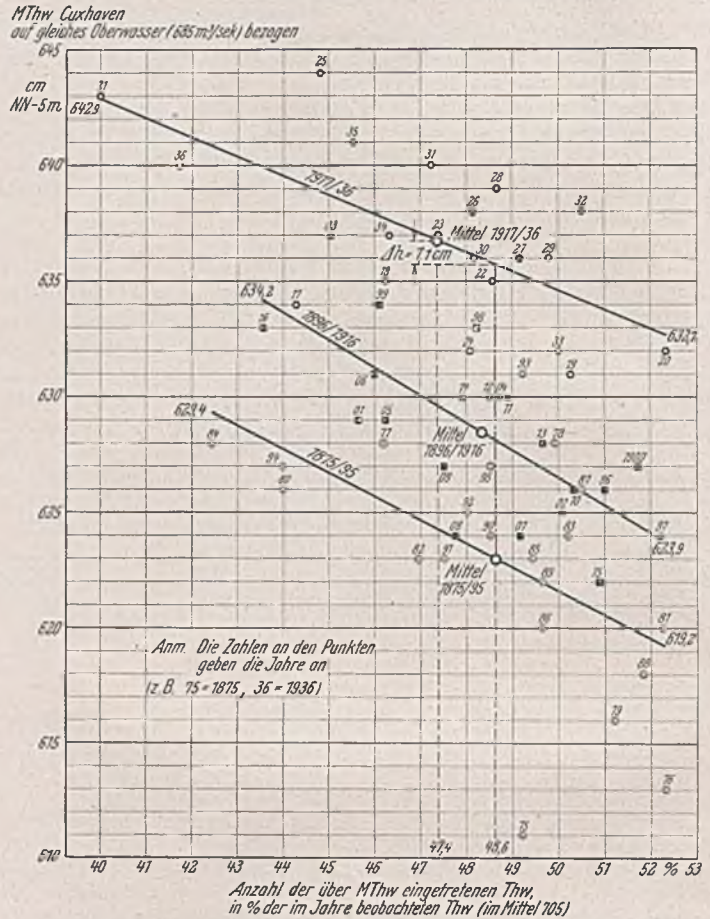


Abb. 4. Zusammenhang zwischen Wasserstand (Jahres-MThw) und Häufigkeitsverteilung der Wasserstände (über Jahres-MThw) in Cuxhaven 1875 bis 1936.

Die in Abb. 4 noch vorhandene Streuung der Einzelwerte muß einmal auf die unter c) angegebenen Fälle zurückgeführt werden, zum anderen auf eine noch nicht hinreichend genaue Berücksichtigung des Oberwasserabflusses der Elbe. Die MThw in Cuxhaven wurden in der Weise auf

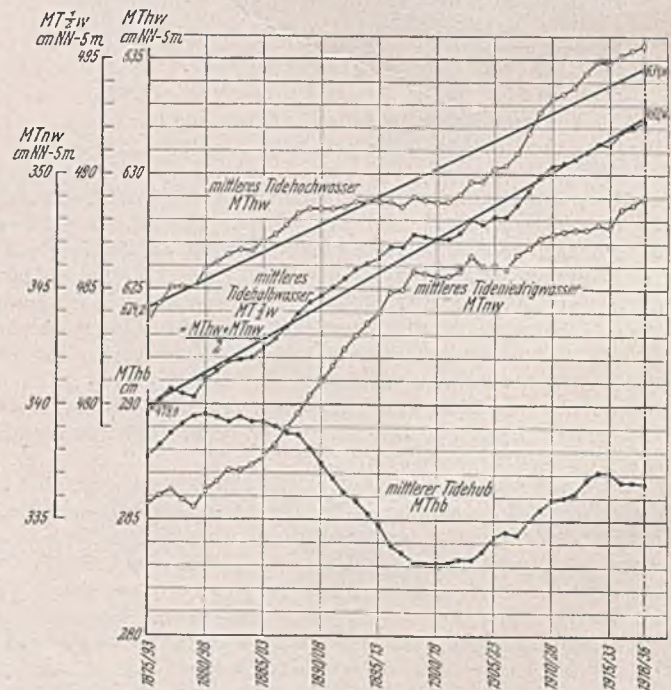


Abb. 5. Verlauf der Tideverhältnisse in Cuxhaven (19jährige Mittel).

gleiches Oberwasser (685 m³/sek = Mittel 1875 bis 1936) bezogen, daß für je 100 m³/sek Änderung der Oberwassermenge eine Wasserstandsänderung von 2 cm eingesetzt wurde. Dieser Wert dürfte — wie aus näheren Untersuchungen hervorgeht — den wirklichen Verhältnissen ziemlich nahe kommen.

7. Andere Ursachen für die Wasserstandshebung.

Nachdem somit erwiesen ist, daß für das Ansteigen des MThw in Cuxhaven meteorologische Ursachen nicht in Betracht kommen, bleibt noch festzustellen, welche Einflüsse sonst etwa noch das Ansteigen veranlaßt haben könnten.

Die bereits erwähnten einzelnen Unsicherheiten in den Pegelaufzeichnungen scheiden dabei aus, da ihre Größe und damit ihr Einfluß nur sehr gering sind, was sich auch aus der guten Übereinstimmung der Größe des Anstieges des MThw in Cuxhaven im Vergleich mit Wilhelmshaven ergibt.

Dagegen ist der Tideverlauf bei Cuxhaven, erkennbar durch den Tidehub, langperiodischen Schwankungen unterworfen (Abb. 5). Bei Untersuchungen über die Strömungsverhältnisse im Mündungsgebiete der Elbe ergab sich, daß die Schwankungen des MThb durch Veränderungen im Strombett der Elbe verursacht sein werden. Gegen 1875 ist heute (1936) allerdings keine nennenswerte Änderung des MThb vorhanden, so daß auch dieser Vorgang an dem Ansteigen des MThw nicht beteiligt ist.

Im übrigen sei darauf hingewiesen, daß die Änderung des MThb bei Cuxhaven nicht gleichsinnig verläuft mit der Änderung des MThb in Wilhelmshaven und Bremerhaven, ein Zeichen dafür, daß die Schwankung des MThb nicht meteorologisch oder astronomisch, sondern aus den Stromverhältnissen der Mündungsgebiete zu erklären ist.

Schließlich könnte das Ansteigen der Wasserstände noch mit einem allgemeinen Anstieg des Nordseewasserstandes, etwa als Wirkung einer Wasserstandshebung des Atlantischen Ozeans zusammenhängen. Diese Möglichkeit kann hier nicht näher untersucht werden. Die Verschiedenheit der Größe des Anstieges der Wasserstände sowohl an der deutschen Nordseeküste als auch an der deutschen Ostseeküste²⁾ spricht gegen eine solche Möglichkeit.

8. Küstensenkung.

Als letzte und wahrscheinlichste Ursache für das Ansteigen der Wasserstände kommt demnach nur eine Küstensenkung in Betracht.

Der Anstieg des Mitteltidehalbwassers ($MT^{1/2}w =$ arithmetisches Mittel aus MThw und MTnw) ist, da er von der langperiodischen Schwankung der Tidegröße kaum beeinflusst wird, der Betrag der Wasserstandshebung bei Cuxhaven, der für die Küstensenkung einzusetzen ist. Er beträgt 17,7 cm in 61 Jahren = im Mittel 0,3 cm/Jahr und ist somit etwas größer als der Anstieg des MThw.

Der bemerkenswert gleichmäßige Anstieg des $MT^{1/2}w$ läßt ein Abklingen der Küstensenkung bisher nicht erkennen und auch für die Zukunft mit einiger Wahrscheinlichkeit nicht erwarten. Eine sichere Vorhersage kann allerdings nicht gemacht werden, da — wie bereits erwähnt — eine Extrapolation der Ausgleichgeraden natürlich unzulässig ist.

9. Zusammenfassung der Ergebnisse.

a) In Übereinstimmung mit den Beobachtungen am Pegel Wilhelmshaven (wie auch an anderen Nordseepegeln) ist am Pegel Cuxhaven ein Ansteigen des MThw festzustellen.

b) Aus den Wasserständen und ihrer Häufigkeitsverteilung ergibt sich als Folge einer etwas lebhafteren allgemeinen Windtätigkeit eine geringe Zunahme der höheren und niedrigeren Tidehochwasserstände. Die Zunahme der anstauenden westlichen Winde überwiegt dabei ein wenig.

c) Das Ansteigen des MThw in Cuxhaven ist nicht auf die gegen früher größere Sturmfluthäufigkeit und auch nicht auf die Zunahme der anstauenden westlichen Winde zurückzuführen. Der Einfluß meteorologischer Vorgänge auf das MThw ist gering.

d) Als wahrscheinlichste Ursache des Anstieges des MThw in Cuxhaven ist in erster Linie eine Küstensenkung anzunehmen. Daneben tritt in der Elbmündung noch eine langjährige Schwankung des mittleren Tidehubes auf.

e) Die zukünftige Entwicklung ist mit Sicherheit nicht vorauszusagen, doch dürfte eine fortschreitende Küstensenkung und damit verbunden eine weitere Hebung der Wasserstände wahrscheinlicher sein als ein Aufhören der Senkung oder gar eine Hebung der Küste. Der Senkungsbetrag beträgt für Cuxhaven im Mittel des Zeitraumes 1875 bis 1936 0,3 cm/Jahr.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung.

Von Regierungsbaurat Niebuhr, Berlin.

Von der Firma Siemens-Bau-Union wurden im Sommer 1936 in anerkannter Weise an der Aussteifungskonstruktion einer U-Bahn-Baugrube Messungen vorgenommen. Die Ergebnisse der Messungen und ihre Auswertung sind von Dr. Spilker in der „Bautechnik“ mitgeteilt worden¹⁾. Gemessen wurden die Steifendrucke in verschiedenen Steifenlagen. Die Messungen sowie ihre Auswertung sind im einzelnen in dem genannten Aufsatz beschrieben. Da die Steifenkräfte nicht unmittelbar gemessen werden konnten, mußte ihre Größe aus dem aufgenommenen Kraftdehnungsdiagramm ermittelt werden. Wenn auch in diesem Verfahren eine gewisse Unsicherheit liegt, so können angenähert die ermittelten Kräfte als richtig angenommen werden. Die gemessenen Kräfte zeigen nun nach Angabe des Verfassers für die beiden oberen Steifen durchweg höhere Werte als die errechneten, für die beiden unteren dagegen niedrigere als diese. Hieraus schließt er, daß „die Verteilung des Erddrucks über die Höhe des Trägers keine dreieckförmige sein kann“, wie sie nach der Erddrucktheorie im allgemeinen angenommen wird. Er verweist hierbei auf Terzaghi, der ähnliche Beobachtungen gemacht haben soll. Bevor ein solcher Rückschluß gemacht werden kann, erscheint es notwendig, die vorliegenden Verhältnisse eingehend zu prüfen. Verfasser erwähnt selbst, daß „die Art der Baugrubenherstellung sowie die dabei auftretenden elastischen und willkürlichen Verschiebungen der Aussteifungskonstruktion auf Größe und Verteilung des Erddrucks von Einfluß sind“. Anscheinend sind aber in der Rechnung der Steifenkräfte diese Einflüsse nicht genügend berücksichtigt worden. Verfasser hat, ausgehend vom Endzustande der Baugrube, die Steifenkräfte ermittelt, die man „unter der üblichen Voraussetzung freier Auflagerung der einzelnen Rammträgerabschnitte auf den Steifen bei dreieckförmiger Verteilung des Erddrucks erhält“:

1. zerfällt der Rammträger nicht in einzelne Abschnitte, sondern ruht als durchlaufender Träger auf sämtlichen Steifen und ist außerdem im Boden mehr oder weniger eingespannt;

2. darf bei der Berechnung der Steifen nicht vom Endzustande ausgegangen werden, da die Steifen schon vorher während der Bauausführung belastet werden und entsprechende elastische Formänderungen erleiden.

Der Bauvorgang ist, wie bekannt, folgender:

Die Baugrube wird bis zur Steifenlage 1 oder richtiger bis etwa 0,5 m unterhalb der Steifenlage, um den Einbau zu ermöglichen, ausgehoben, dann wird die Steife eingebaut. Nach dem Einbau der Steife

wird der Aushub fortgesetzt bis unterhalb der Steifenlage 2. Bis zu dieser Aushubtiefe hat die Steifenlage 1 den vollen Erddruck aufzunehmen. Steife und Wand erleiden entsprechende elastische Formänderungen, die sich in den folgenden Bauzuständen kaum oder nur unbedeutend zurückbilden werden, d. h. die Steifenkraft 1 ändert sich im Verlauf des weiteren Bauvorganges nicht mehr wesentlich. Es folgt der Einbau der Steifenlage 2 und der Aushub bis zur Steifenlage 3. Will man jetzt den Erddruck, der auf Steifenlage 2 kommt, errechnen, so ist die Steifenkraft 1 aus dem Bauzustande (1) als bekannte Größe einzusetzen. Die Steifenkraft 2 ergibt sich dann aus einer einfachen Momentengleichung um den Momentennullpunkt, den man nach Brennecke-Lohmeyer (Verfahren

Zusammenstellung.

Lage	Berechnungsgrundlagen				
	$\lambda a = 0,4; e = 0,5 \text{ m}; h' = 1,05 \text{ h}$			$\lambda a = 0,4; e = 0,5 \text{ m}; h' = 1,10 \text{ h}$	
	gemessen im Mittel	gerechnet	Unterschied	gerechnet	Unterschied
	t	t	t	t	t
Steifengruppe 4, 5, 6.					
1	(7,5) ¹⁾	3,3	(-4,2)	3,7	(-3,8)
2	12,1	11,2	-0,9	12,0	-0,1
3	13,6	15,4	+1,8	15,2	+1,6
4	7,7	11,4	+3,7	7,8	+0,1
Steifengruppe 7, 8.					
1	—	3,2	—	3,3	—
2	12,1 ²⁾	11,0	-1,1	11,4	+0,3
3	14,0	13,4	-0,6	12,8	+1,2
4	7,0	10,8	+3,8	8,7	+1,7
Steifengruppe 9, 10.					
1	—	3,0	—	3,4	—
2	12,1	10,6	-1,5	11,6	-0,5
3	10,6	12,0	+1,4	11,0	+0,4
4	10,0	10,2	+0,2	8,4	-1,6
4 ³⁾	5,5	—	—	5,8	+0,3

¹⁾ Beeinflusst durch Verkeilen der Steifen, s. oben.

²⁾ Mittel der Gruppe 4, 5, 6.

³⁾ Lage 4 der Gruppe 10.

¹⁾ Spilker, Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung. Bautechn. 1937, Heft 1, S. 16.

des Ersatzbalkens) etwa in $\frac{1}{10}h$ unter Aushubsohle annehmen kann. In der gleichen Weise werden die übrigen Steifenkräfte errechnet. Für die Steifengruppe 4, 5 und 6 ist die Rechnung am Schluß dieses Aufsatzes entsprechend durchgeführt. Bei Ermittlung der Steifenkraft 4 ist mit Rücksicht auf den unter Baugrubensohle anstehenden festen Mergel die Ersatzkraft C etwa $\frac{1}{10}s$ (vgl. Abb.) unter Baugrubensohle angenommen.

Berechnung der Steifengruppe 4, 5 und 6.

Die Bodenkonstanten werden wie folgt angenommen:

$\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$
 $\rho = 37^\circ$
 $\delta = 26^\circ$

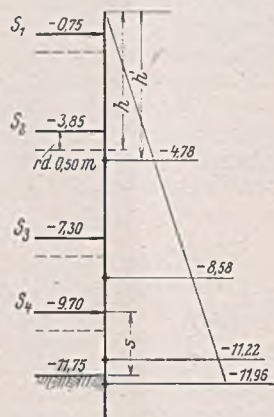
$\lambda a = 0,236 \cdot 1,4 = 0,40$
 $x = \frac{1}{10}h$

$S_1 = \frac{1}{4,03} \cdot \frac{0,4 \cdot 4,78^3}{6} = 1,85 \text{ t/m}$

$S_2 = \frac{1}{4,73} \left(\frac{0,4}{6} \cdot 8,58^3 - 1,85 \cdot 7,83 \right) = \frac{28,5}{4,73} = 6,0 \text{ t/m}$

$S_3 = \frac{1}{3,92} \left(\frac{0,4}{6} \cdot 11,22^3 - 1,85 \cdot 10,47 - 6,0 \cdot 7,37 \right) = \frac{29,9}{3,92} = 7,6 \text{ t/m}$

$S_4 = \frac{1}{2,26} \left(\frac{0,4}{6} \cdot 11,96^3 - 1,85 \cdot 11,21 - 6,0 \cdot 8,11 - 7,6 \cdot 4,66 \right) = \frac{8,8}{2,26} = 3,9 \text{ t/m}$



Die so errechneten Drücke zeigen gegenüber den Werten von Dr. Spilker nicht unerhebliche Unterschiede. Die Kräfte der beiden

oberen Steifenlagen sind größer als die von Dr. Spilker errechneten, die der beiden unteren kleiner. In der vorstehenden Zusammenstellung sind auch für die übrigen Baugrubenquerschnitte die errechneten Kräfte angegeben und dem Mittelwerte der gemessenen Kräfte gegenübergestellt. Außer für $x = \frac{1}{10}h$ wurde die Rechnung auch für $x = \frac{1}{20}h$ durchgeführt. Die Zusammenstellung zeigt für $x = \frac{1}{10}h$ mit Ausnahme der Steife 1 recht gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Die Fehler bleiben innerhalb der Grenzen, die durch die Ungenauigkeit in den Berechnungsgrundlagen sowie besonders auch im Meßverfahren liegen.

Bei den Steifenlagen 1 (Messung Nr. 1 bis 3) sind offensichtlich andere Einflüsse wirksam gewesen. Die verhältnismäßig hohen Kräfte sind vermutlich auf das Ankeilen der Steifen zurückzuführen. Eine Erhöhung der Kraft um 3 bis 4 t ist dabei durchaus möglich. Bei den tiefer liegenden Steifenlagen kann das Ankeilen wegen der größeren aufzunehmenden Kräfte das Bild der Kraftverteilung weniger verfälschen. Nur bei den Messungen Nr. 7 und 8, die unwahrscheinlich große Werte ergeben haben, scheinen ebenfalls fremde Einflüsse geltend gewesen zu sein. Sie sind daher bei Errechnung des Mittelwertes nicht berücksichtigt worden.

Die mitgeteilten Beobachtungen berechtigen daher wohl noch nicht dazu, die dreieckförmige Verteilung des Erddrucks als unrichtig hinzustellen. Vielmehr liefert die gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung einen weiteren Beweis für die Brauchbarkeit der anerkannten Erddrucktheorie. Es dürften keine Bedenken bestehen, „im Interesse einer wirtschaftlichen Aussteifung“ die Steifen den tatsächlichen Verhältnissen entsprechend zu bemessen, die wie aus vorstehendem hervorgeht, zur Erddrucktheorie keineswegs in Widerspruch stehen. Voraussetzung ist dabei, daß die Rammträger genügend steif sind, um die auftretenden Biegemomente aufzunehmen.

Dem Verfasser wird zuzustimmen sein, wenn er es für wünschenswert hält, durch Messungen an anderen Bauwerken die aufgeworfenen Fragen weiter nachzuprüfen und zu klären.

Alle Rechte vorbehalten.

Zeitgemäße Betrachtung über Holztragwerke.

Von W. Greim, Bauingenieur, Berlin.

Mit der Rohstoffbewirtschaftung aus dem Vierjahresplan machte sich auf dem Baumarkt eine Stahlverknappung bemerkbar, die eine gesteigerte Nachfrage nach Holz als geeignetem Ersatzstoff zur Folge hatte. Eine ähnliche Ablösung von Stahl auf Holz hat bereits vor nunmehr 23 Jahren stattgefunden, als während des Weltkrieges die verfügbaren Stahlmengen durch das Rüstungsprogramm gebunden waren. Dieser Zeit verdankt der Holzbau einen wichtigen Entwicklungsabschnitt der letzten hundert Jahre. Not macht erfinderisch; nicht nur der Baumarkt ist seinerzeit zu neuem Tun angeregt und belebt geworden.

Sieht man von den kühnen Holzbrückenbauten des neunzehnten Jahrhunderts ab, so kann man die Jahre 1915 bis 1925 als die Geburtsjahre des neuzeitlichen Ingenieurholzbaues bezeichnen. Zuerst war es der Bau weitgespannter Schuppen- und Hallendächer mit ruhenden Lasten, der dem Holzbau die Aufgaben stellte. Mit der Vergrößerung der Spannweiten in Tragwerken versuchte man auch, den an den Eisenbau verlorenen

Brückenbau zurückzuerobern, wobei der altbewährte Bogen mit seinen statisch klaren Bedingungen die Konstrukteure immer wieder verlockte. Je weiter die Forschung in der Verhütung der Fäulnis von Holz vorankam, um so mehr stieg der Wagemut bei der Überbrückung größerer Spannweiten auch zur Aufnahme rollender Lasten.

Allerdings kamen der damals sprunghaften Entwicklung günstige Umstände zu Hilfe in der Erweiterung der eigenen unzulänglichen Holzherzeugung durch die Holzvorräte der Donaumonarchie und die wertvollen Holzmassen der in Rußland besetzten Gebiete. Damit standen die besten Holzkmern Europas der deutschen Wirtschaft uneingeschränkt zur Verfügung.

Es verlohnt immerhin, die damalige Entwicklung des Holzbaues im kurzen Überblick zu verfolgen. Hetzers Holzvollwandträger hatten

bereits bei Kriegsausbruch beachtliche Leistungen zu verzeichnen, waren jedoch zu sehr auf sorgfältige Holzpflege und gut überwachte Werkstattarbeit einer Handwerkerakademie abgestellt. Beide Voraussetzungen entfielen während des Krieges. Der Fachwerkträger bot in dem amerikanischen Howe-Träger der handwerksmäßigen Herstellung ein geeignetes Beispiel. Der verhältnismäßig große Holz- und Stahlverbrauch dieser statisch unbestimmten Fachwerke wurde durch Verwendung einer sich schnell erweiternden Reihe von Holzverbindungsmiteln in statisch bestimmten Trag-

werken eingeschränkt. Man übernahm aus dem Eisenbau das Knotenblech und setzte Sperrholz an Stelle des Stahles. Der alte amerikanische Ringdübel, eine Erfindung des vorigen Jahrhunderts, wurde der Ausgangspunkt von etwa einem Dutzend Ringdübelpatenten zur Aufnahme von Stabkräften in Fachwerk-Knotenpunkten. Aus den Hartholz-Rechteckdübeln entstanden Bandeiseneinlagen, Kreuz- und Rohrdübel, während sich aus den gezahnten Blecheinlagen alter Brückenkonstruktionen die Greifplatten und Krallendübel entwickelten.

Aber diese Dübel waren nur Hilfsmittel und stellten keine endgültige Lösung der bei dem Baustoff Holz sich



Abb. 1. Innenansicht Maschinensaal Königsberg.

ergebenden Schwierigkeiten im Bau von Tragwerken dar. Die Hauptaufgabe wurde dem Holzkonstrukteur zugewiesen, der sich auch mit den unangenehmen Eigenschaften seines gewachsenen Baustoffes, wie Quellen, Schwinden, mit der Ästigkeit und geringen Querfestigkeit auseinandersetzen hatte. Der deutsche Holzkonstrukteur wurde in langsamer Entwicklung durch viele Fehlschläge dazu erzogen, aus seinem eigenartigen Baustoff statisch einwandfreie Tragwerke zu erstellen. Im Jahre 1925 brachte die Deutsche Reichsbahn die „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“ heraus, auf deren Grundlage im Jahre 1933 als wichtigster Abschluß die DIN 1052 entstanden. Damit waren endlich viele Unklarheiten der Be-

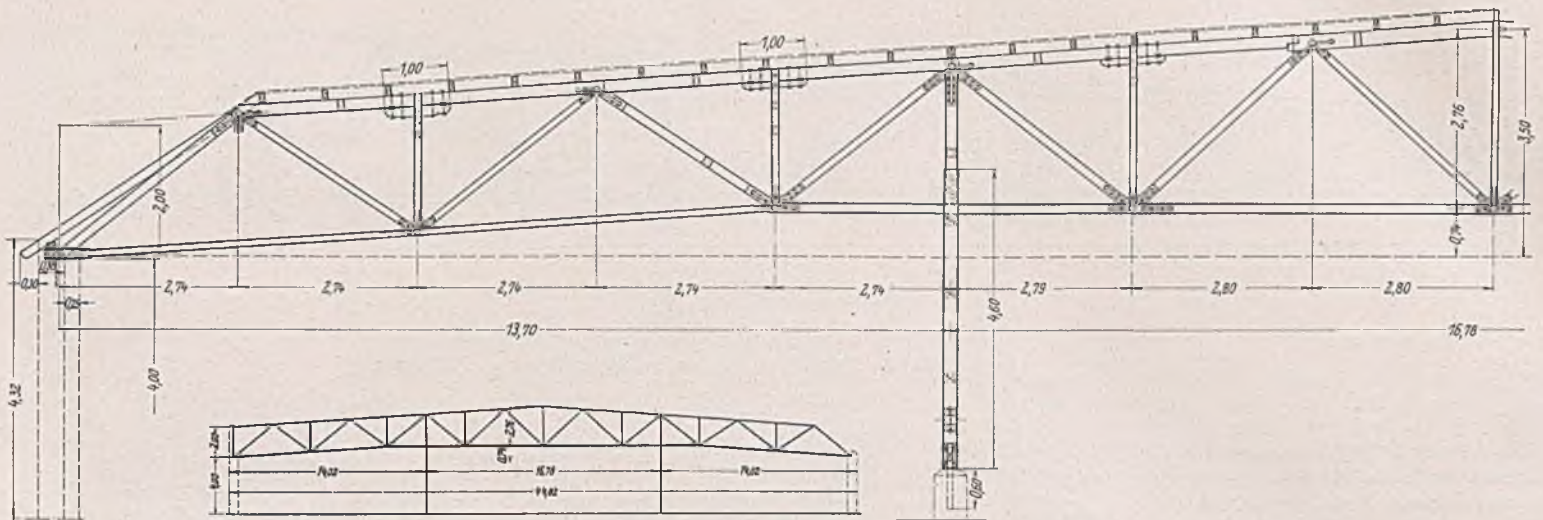


Abb. 1 a. Schnitt durch den halben Maschinensaal in Königsberg.

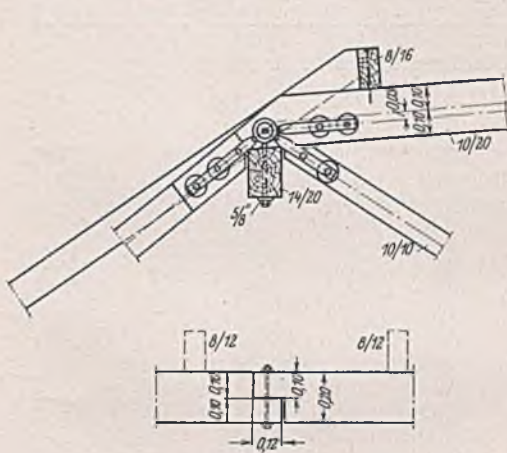


Abb. 1 b. Einzelheit am Mansardknickpunkt.

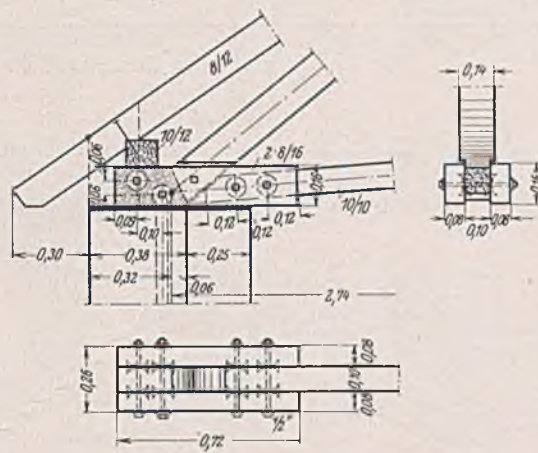


Abb. 1 c. Einzelheit am Auflager.

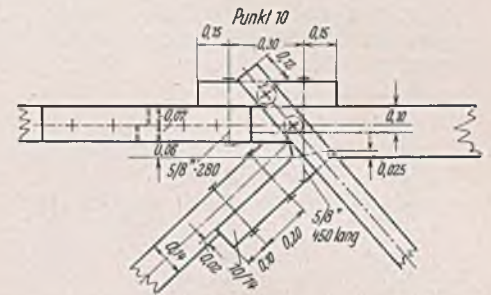


Abb. 1 d.

Die Tendenz dieses Holzverbrauches auf weite Sicht ist zwangsweise als steigend anzusehen. Seit dem Jahre 1865 ist Deutschland ein Holzeinfuhrland geworden. Von den angeführten Holzverwendungsarten wird heute nur der

rechnungsgrundlagen beseitigt, aber auch dem ältesten Holzverbindungs- mittel — dem Nagel — dank der langjährigen Bemühungen Dr. Stoy's zu seinem Recht verholfen.

Etwa seit Jahresfrist tritt der Ingenieur-Holzbau wieder durch Ausführung umfangreicherer Bauten in den Vordergrund, nachdem in den Krisen Jahren von 1930 bis 1934 der Wettbewerb zwischen Stahl und Holz heftig getobt hatte. Und wieder ist es der Fachwerkträger, der den Holzkonstrukteuren das geeignete Trägerelement zur Lösung der gestellten Aufgaben zu sein scheint. Weniger Beachtung findet der Holzvollwandträger in den bisher bekannten Bauweisen. Aus den DIN 1074 wird der Grund der Vernachlässigung solcher Vollwandträger deutlicher durch die wesentliche Einschränkung in der Berechnung verdübelter Träger aus zwei und drei Lagen. Abstand 20 bzw. 40% beträgt die geforderte Minderung des Widerstandsmomentes bei der Verwendung solcher Träger, die zum größeren Teil auf die mangelhafte Bindung der Schubkräfte zurückzuführen sind. Aber auch die Berechnungsgrundlagen sind hierbei mitbestimmend an der geübten Vorsicht der Vorschrift. Die Naviersche Gleichung setzt bei Biegung verhältnismäßige Spannungen voraus, die beim Holzbalken nur in den ersten Belastungsstufen vorhanden sind. Hier fehlt es noch an grundlegender Forschungsarbeit, um dem Holzbau das Gebiet des Vollwandträgers zu erschließen.

Im Vergleich mit den Bedingungen und Voraussetzungen der Entwicklungszeit des Holzbaues vor 23 Jahren mit der heutigen Marktlage sind jedoch wesentliche Unterschiede zu verzeichnen. Der deutsche Jahresverbrauch an Holz läßt sich in runden Zahlen wie folgt darstellen:

1. Brennholz . . .	von 23	bis 28,7	Mill. fm
2. Bauholz . . .	18	25	" "
3. Grubenholz . . .	5	6	" "
4. Zellulose . . .	5	6	" "
5. Schleifholz . . .	2	5	" "
6. Schwellen . . .	1	1,2	" "
7. Masten . . .	0,1	0,1	" "
8. Andere Hölzer . . .	0,9	2,0	" "

zusammen: 55,0 bis 72,0 Mill. fm¹⁾.

¹⁾ Angaben entnommen dem Vortrage Prof. Dr. Heske in der Hochschule Tharandt am 12. Mai 1936.

Brennholzbedarf aus Eigenerzeugung nahezu gedeckt. Der Nutzholzbedarf muß ständig durch Einfuhr von 10 bis 15 Mill. Festmetern ergänzt werden. Wenn es auch nicht gelingen dürfte, zu einer vollständigen Holz-„Autarkie“ in Ansehung des derzeitigen deutschen Raumes zu gelangen, so ist es doch in der Bauwirtschaft heute geboten, der gedankenlosen Verschwendung von Holz Einhalt zu gebieten und dafür planmäßige Berechnung der in Bauwerken zu verwendenden Hölzer treten zu lassen. Dieser Forderung hat bisher nur der Ingenieur-Holzbau entsprochen, während allgemein die Berechnung von Balkenlagen, Dachverbänden, Schalungen und Fußböden nicht üblich war. Zweckdienliche und nennenswerte Einsparungen lassen sich nur an den Gattungen „Brennholz“ und „Bauholz“ vornehmen, da diese Verwendungsgebiete rund dreiviertel des Gesamtverbrauches ausmachen.

Während wir in Deutschland vor 23 Jahren den Baustoff Holz in ausreichenden Mengen zur Verfügung hatten, tritt jetzt auch hierin ein fühlbarer Mangel auf. Die Unterbringung von Holzlisten bereitet heute dem Konstrukteur erhebliche Schwierigkeiten und erfordert viel Zeit und Mühe. Holzlängen über 7 m werden von den Sägewerken in größeren Mengen nur unter erheblichen Zugeständnissen an die Lieferbedingungen übernommen und können nur von Werken geliefert werden, die über einen beträchtlichen Vorrat von Rundholz verfügen. Aber nicht nur diese zusätzlichen Sorgen der Holzbeschaffung und Auslese hat der Konstrukteur heute zu verwinden. Wenn der Stahlbedarf bei Holztragwerken auch verhältnismäßig klein ist, so heißt es auch darin für den Holzbau-Ingenieur, sich größter Sparsamkeit zu befleißigen. Die hierbei beschrittenen Wege sind nicht immer die gleichen, sondern suchen sich von Fall zu Fall den Besonderheiten der Bauaufgaben anzupassen. Wie der Konstrukteur den erhöhten Anforderungen gerecht zu werden versucht, soll an zwei Ausführungsbeispielen in folgendem gezeigt werden.

Im Jahre 1930 erbaute die Siemens-Baunion in Königsberg (Pr.) eine Maschinensaal-Überdachung, wobei rd. 45 m Stützweite mit Holzfachwerkträgern auf vier Stützen überdeckt wurden. Bei einer Binderfeldweite von 5,45 m wurde ein Gerberträger ausgeführt, der zwischen den Holzmittelstützen 16,78 m und in den Seitenschiffen zweimal 13,70 m Stützweiten aufwies. Die Koppelträger der beiden Endfelder lagerten einerseits auf den Umfassungswänden des Saales, andererseits auf dem 2,74 m ausladenden Kragarm des Mittelschiffträgers auf. Die Ausführung ge-

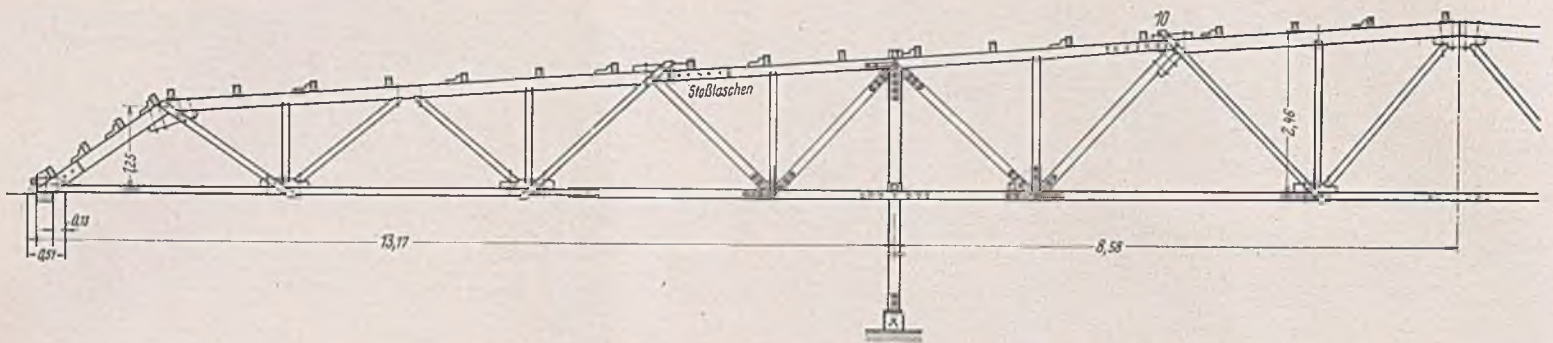


Abb. 2. Schnitt durch die Schuppenhälfte in Hamburg.

schah in der Stahlgelenkbauweise der Siemens-Bauunion²⁾. Abb. 1 gibt eine Schnittzeichnung des halben Fachwerkträgers, aus der Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung ersichtlich sind. Die Stahlfrage hat in dieser Zeitspanne noch keine Rolle gespielt, wie die Knotenpunktlösung deutlich erkennen läßt.

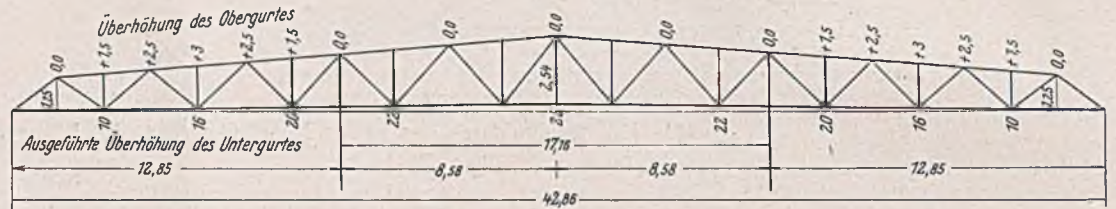


Abb. 2a. Schematische Darstellung des Holzfachwerkträgers in Hamburg.

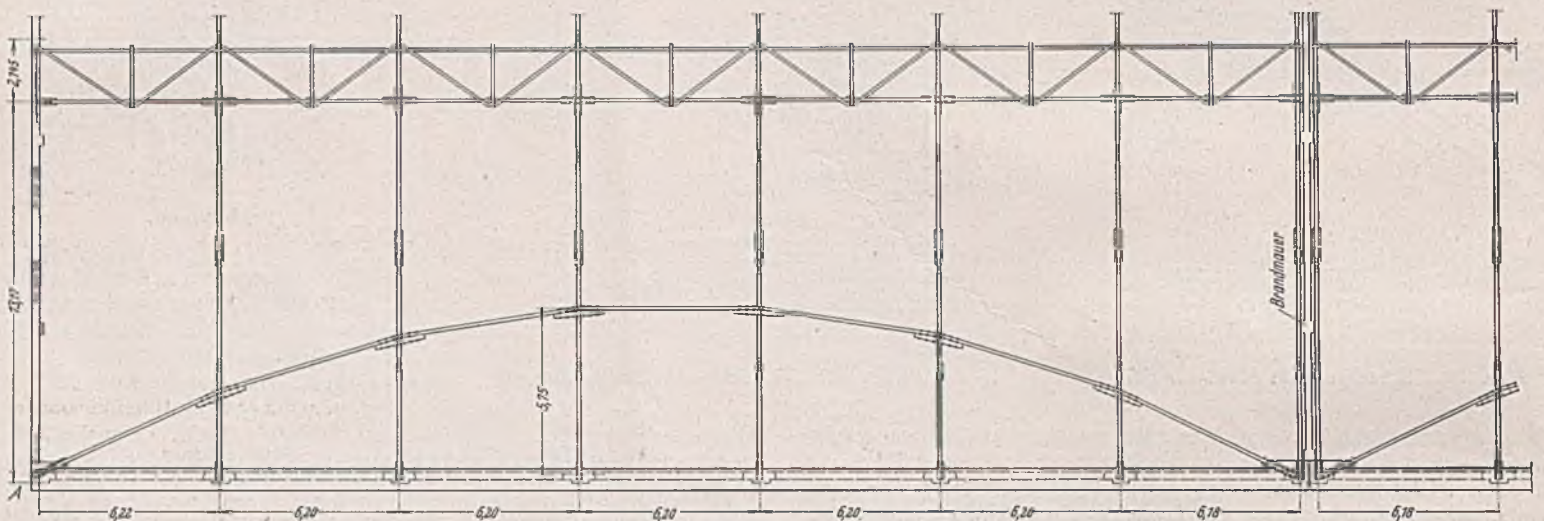


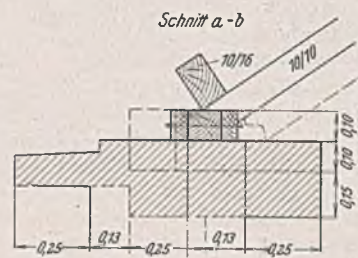
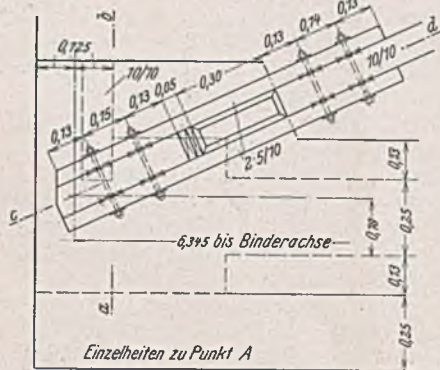
Abb. 3. Grundrißausschnitt mit Windverband des Hamburger Schuppens.

Von der gleichen Firma gelangte im Jahre 1937 in Hamburg ein Schuppen zur Ausführung, der sich sowohl in den Spannweiten wie auch in der Gesamtkonstruktion mit der Königsberger Ausführung sehr gut vergleichen läßt. Der Holzfachwerkträger von rd. 43 m Spannweite steht hier ebenfalls auf vier Stützen und wurde auch als Gerberträger ausgebildet. Die Binderfeldweite ist allerdings etwas größer und beträgt 6,20 m gegenüber 5,45 m in Königsberg; zwischen den mittleren Holzstützen beträgt die Stützweite 17,16 m, in den Seitenschiffen zweimal 12,85 m, so daß die Abweichungen der beiden Beispiele in der Binderaufteilung nur Zentimeter betragen. Es entfielen je Mittelstütze berechnet:

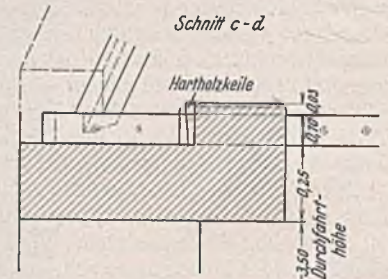
$$\text{in Königsberg } 5,45 (13,70 + 16,78) \frac{1}{2} = 83 \text{ m}^2,$$

$$\text{in Hamburg } 6,20 (12,85 + 17,16) \frac{1}{2} = 93 \text{ m}^2.$$

²⁾ Über die Einzelheiten dieser Bauweise siehe den Aufsatz von E. Traub, Bauing. 1934, Heft 49/50. — Ferner Gesteschi, Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen, Bautechn. 1928, Heft 25, besonders S. 334 bis 336.



Zu Abb. 3.



Außer diesem größeren Tragvermögen kommt in Hamburg noch die Anordnung einer untergespannten Leichtbaustoffdecke hinzu.

Die Hamburger Ausführung wird in Abb. 2 gleichfalls als Schnittzeichnung des halben Trägers gebracht. In beiden Ausführungsbeispielen sind die Sparren parallel zu den Traufen als Gerberpfetten angeordnet worden, so daß auch hierin Gleichheit der Konstruktion vorliegt.

Ogleich nun die Hamburger Konstruktionsaufgabe von beiden die schwerere darstellt, so hat sich der Konstrukteur doch zu einer Lösung entschlossen, die das Stahlgelenk nur noch an den statisch hochbeanspruchten Knotenpunkten, nämlich in unmittelbarer Nähe der Gelenke vorsah. In der Mehrzahl der Fälle behielt sich der Konstrukteur bei der Ausbildung der Anschlüsse mit zweitelligen Zugdiagonalen und künstlich vergrößerten Anschlußflächen an den Ober- und Untergurten, während

die Druckdiagonalen mit Versatzungen und Genickbolzen angeschlossen wurden. Hierbei wurde der mittige Anschluß der Fachwerkstäbe streng beachtet, um Nebenkräfte auszuschalten.

Eine neuartige Konstruktionslösung brachte die Hamburger Ausführung außerdem in der Anordnung des Windverbandes. In Abb. 3 ist der Grundriß des Bauwerks dargestellt, dessen Längswände je einen flach gespannten Bogenzug zur Aufnahme der seitlichen Windkräfte erhalten haben. Zum Anschluß an die Umfassungswände dienen be-

sondere Betonkonsolen, um die der Windverband herumfaßt und mittels Hartholzkeile verspannt wird. Der Bogenzug ist unter den Untergurten der Tragwerke aufgehängt. —

Aus dem wilden Drängen nach Gestaltung sind im Laufe zweier Jahrzehnte gesetzmäßige Holztragwerke entstanden. Erst in der Beschränkung zeigt sich der Meister; so ist zu erhoffen, daß der Holzbau aus der Zeit erhöhter Anforderungen neue Belebungen erfahren wird, um zur Erfüllung des Vierjahresplanes den Dienst am Volk verrichten zu können.

Der Lincoln-Tunnel, ein neuer Straßentunnel unter dem Hudson in New York.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Lincoln-Tunnel kreuzt den Hudson zwischen der Mitte der Insel Manhattan und dem Stadtteil Weehawken auf der Seite von New Jersey. Nach einem Bericht im Engineer 1937, Heft 4261/2, liegt die große Bedeutung der Anlage in der Schaffung einer unmittelbaren festen Verbindung zwischen den Geschäftsvierteln auf Manhattan und den Wohngebieten im nördlichen New Jersey. Das eine der beiden Tunnelrohre — für jede Fahrtrichtung ist ein besonderes Tunnelrohr vorgesehen — ist im Rohbau bereits fertiggestellt; es soll Anfang 1938 dem Verkehr übergeben werden. Das zweite, nördliche Tunnelrohr ist kürzlich in Angriff genommen worden und soll bis Mitte 1940 fertig sein. Der Grund für diesen Zeitunterschied in der Baudurchführung beider Tunnel liegt darin, daß man nicht das ganze Kapital auf einmal aufbringen und daß man möglichst rasch wenigstens aus dem einen Tunnel Einnahmen erzielen wollte. Im übrigen bedeutet ja schon die Inbetriebnahme des einen Tunnels, der bis zur Fertigstellung des zweiten Tunnels in beiden Richtungen befahren werden darf, eine wesentliche Verbesserung der Verkehrsverhältnisse; kann doch die Errichtung von Beförderungsmöglichkeiten zwischen den Ufern des Hudson kaum mit dem Anwachsen der Fahrzeugzahl Schritt halten. Während 1915 die damals allein vorhandenen Fähren 5 Mill. Fahrzeuge beförderten, kreuzten im Jahre 1936 rd. 31,5 Mill. Fahrzeuge den Fluß, und zwar über eine Brücke, einen Tunnel und 19 Fähren. Allein der 1927 eröffnete Holland-Tunnel¹⁾ wurde im Jahre 1936 von fast 12 Mill. Fahrzeugen benutzt, während die Ende 1931 dem Verkehr übergebene George-Washington-Brücke im letzten Jahr von rd. 7 Mill. Fahrzeugen befahren wurde. Diese Zahlen erhellen die Bedeutung der festen Anlagen: Nahezu $\frac{2}{3}$ des gesamten Verkehrs gingen über die Brücke und durch den Tunnel. Nun liegen aber diese beiden Bauwerke 16 km auseinander, so daß schon seit längerem ein dringendes Bedürfnis nach einer dazwischenliegenden festen Verbindung beider Ufer besteht. Demzufolge wurde der Lincoln-Tunnel 5 km nördlich des Holland-Tunnels und 11 km südlich der George-Washington-Brücke errichtet. Man rechnet damit, daß der demnächst fertige eine Tunnel jährlich von 5 bis 6 Mill. Fahrzeugen benutzt werden wird, während 1940 nach Fertigstellung des zweiten Tunnels 10 Mill. Fahrzeuge durch den Tunnel verkehren werden, d. h. daß die Anlage etwa $\frac{1}{4}$ des gesamten für 1940 erwarteten Verkehrs übernehmen wird.

Die durch die Verkehrsbedürfnisse gegebene Lage des neuen Tunnels war für die Baudurchführung nicht sonderlich günstig. Abgesehen von Schwierigkeiten, wie sie bei der Schaffung der Tunnelanfahrten in dem dicht bebauten Gelände zu überwinden waren, ergaben sich weitere Schwierigkeiten durch die vorhandenen Anlagen an den Flußufern, z. B. die beiderseitigen Uferbefestigungen, ferner in New Jersey durch die Kreuzung mit den tief liegenden Fundamenten einer Hochbahn und mit einer Unterpflaster-Güterbahn. Eine wesentliche Störung der Arbeiten ergab sich hierdurch aber nicht.

Der bereits fertige südliche Tunnel (Abb. 1) hat von Öffnung zu Öffnung eine Länge von 2504 m, während der zweite, noch in Bau befindliche Tunnel 2256 m lang ist, da seine Einfahrt auf der New Yorker Seite dem Flußufer näher liegt. Die eigentliche Flußunterfahrung ist bei beiden Tunneln rd. 1400 m lang. Auf der Seite von New Jersey sind im Anschluß an das dortige Belüftungsgebäude beide Tunnel 230 m durch einen Felsen geführt, von hier auf 70 m im Einschnitt zum Weehawken-Platz. Auf der New Yorker Seite sind zwei Belüftungsgebäude vorgesehen, das eine am Manhattan-Bollwerk, das andere 300 m land-

einwärts. Jede Belüftungsanlage dient zur Belüftung der auf dem betreffenden Ufer gelegenen Abschnitte, ferner zur Belüftung der Flußunterfahrung. Die Führung des Tunnels unter dem Fluß ist aus Abb. 1 ersichtlich. Das Tunnelrohr hat einen Außendurchmesser von 9,45 m. Seine Oberkante liegt etwa 23 m unter M.H.W. und trägt mindestens 6,1 m typischen Hudson-Schlückes.

Das Tunnelrohr unter dem Fluß ist aus gußeisernen Ringen (Abb. 2) zusammengesetzt. Nur in Tunnelmitte am Sumpf wurden für 6 m Länge Gußstahlringe verwendet, ebenso auf beiden Ufern für kürzere Stücke nahe den Belüftungsgebäuden. Dort, wo das Tunnelrohr am Flußufer in den Uferfelsen übergeht, ist der Außendurchmesser etwas größer als unter dem Fluß; jeder Ring des Rohres ist hier 18,3 m breit und aus elf Abschnitten

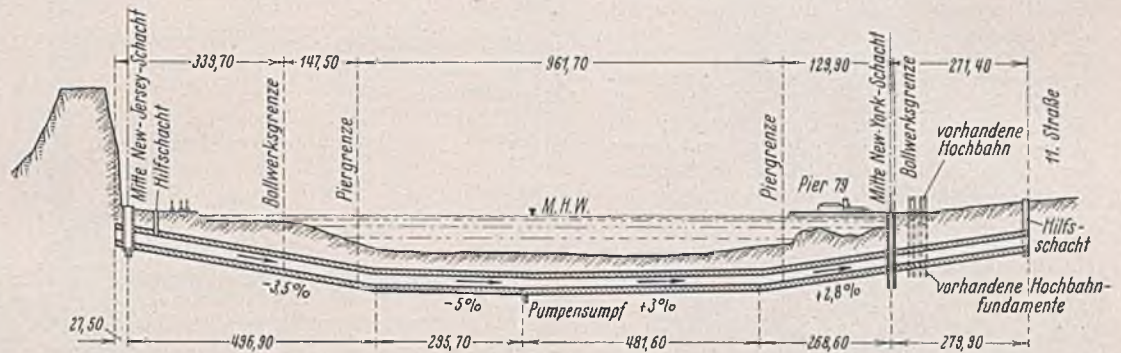


Abb. 1.

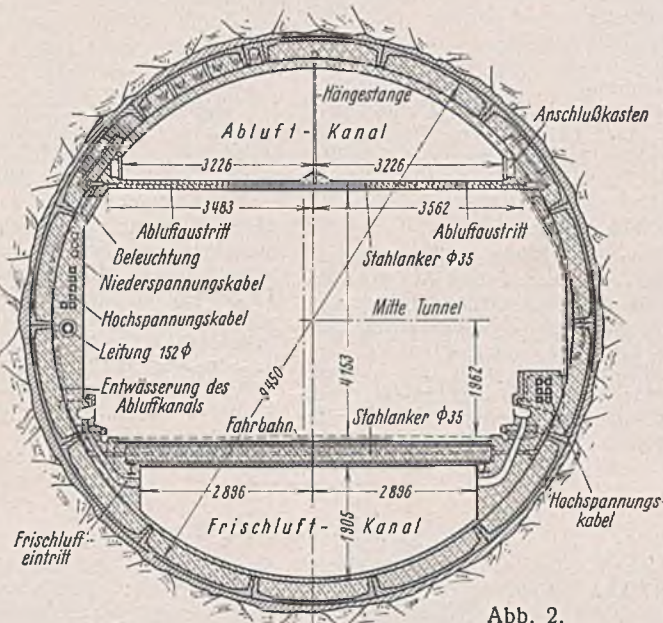
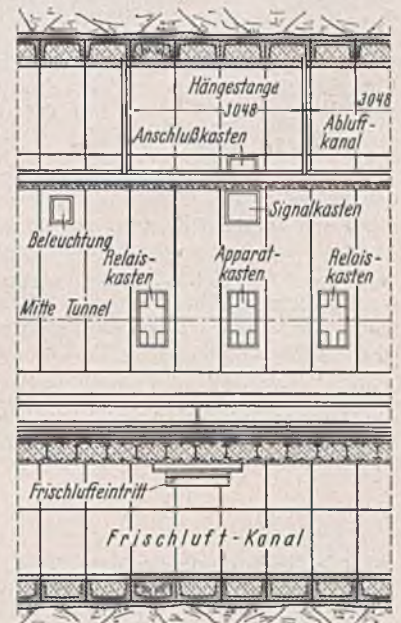


Abb. 2.



(Baustahl) sowie einem Paßstück zusammengesetzt. Auf der in einer Krümmung liegenden Tunnelstrecke in New Jersey ist der Außendurchmesser auf 10 m vergrößert, um eine entsprechend verbreiterte Fahrbahn zu erhalten. Auf der New Yorker Seite haben die Baustahlringe einen Außendurchmesser von 9,25 m. Die Segmente jedes Baustahlringes sind miteinander verschweißt. Jeder gußeiserne Ring hat 9,14 m Breite; er ist aus 14 Segmenten und einem Paßstück zusammengesetzt. Die Innenausstattung ist auf der ganzen Länge des Tunnels die gleiche.

In dem Abschnitt unter dem Hudson hat der Tunnel eine Fahrbahn von 6,55 m Breite, die bequem für zwei Fahrzeuge nebeneinander ausreicht. Die Verbreiterung gegenüber dem Holland-Tunnel mit 6,1 m Fahrbahnbreite erleichtert das Überholen haltender Fahrzeuge und erhöht die Verkehrssicherheit. Die Tunneldecke liegt mit ihrer Unterseite 4,153 m über Oberkante Fahrbahn. Über der Decke liegt in üblicher Weise der Abluftkanal, unter der Fahrbahn die Frischluftzuführung. Abweichend vom Holland-Tunnel ist die Deckenverkleidung ausgebildet.

¹⁾ Bautechn. 1925, Heft 1, S. 12; 1927, Heft 48, S. 711 u. Heft 55, S. 812.

Dort ist die Decke mit Zementplatten belegt und angestrichen; der Anstrich wird jedoch, wohl infolge der Motorgase, bald schlecht. Ein neuer Anstrich trocknet sehr langsam und neigt stark zum Abblättern. Beim Lincoln-Tunnel wurde daher die Decke auf ihrer Unterseite mit gelblichen Glasziegeln belegt; diese scheinen recht geeignet zu sein, zumal sie bei einem Höchstwert an Rückstrahlung einen Mindestwert an Blendung ergeben. Die Kante des an der einen Fahrbahnseite vorgesehenen Gehsteiges ist mit glasierter Terrakotta belegt. Diese Belegung erscheint besser als die Verwendung von Beton wie beim Holland-Tunnel. Eine weitere unscheinbare, aber wichtige Verbesserung ist bei der Entwässerung getroffen. Beim Holland-Tunnel fällt die Fahrbahn nach der einen Seite ab, auf der die Abwässer in einen gedeckten Kanal fließen; die Anordnung nur eines Kanals sah man als Vereinfachung beim Bau und beim Reinhalten der Fahrbahn an. Diese Maßnahme hat sich jedoch in der Praxis nicht bewährt; denn das von den Kraftwagen abtropfende Öl bildet auf der Fahrbahn eine dünne Schicht, in der sich die Entwässerung störende Fahrspuren ausbilden. Dies zeigte sich besonders bei kaltem Wetter. Auch ergaben sich in dem unzugänglichen, weil verdeckten Kanal oft Verstopfungen. Beim Lincoln-Tunnel hat man daher auf jeder Seite der Fahrbahn einen Abflußkanal angeordnet; diese Kanäle sind durch in Höhe der Fahrbahn längs geschlitzte Deckplatten abgedeckt. Damit sind die Kanäle gut zugänglich, so daß die Abwässer einwandfrei zu dem Sumpf in Tunnelmitte abfließen.

Die Kabelkanäle liegen unter dem Gehsteig sowie in der gegenüberliegenden Tunnelwand; sie wurden beim Bau des Tunnels eingebaut. Als Belegung für die Seitenwände wurden Ziegel gewählt. Feuerschutz, Fernmeldeleitungen, Verkehrssignale und andere Einzelheiten entsprechen dem Holland-Tunnel. Unterschiedlich ist jedoch die Beleuchtung insofern, als Natrium-Dampflampen gewählt wurden; die Verkehrssignale sind aber mit Wolfram-Lampen ausgestattet, damit das gelbe Licht der Natrium-Dampflampen die Signalerkennbarkeit nicht stört.

Gebaut wurde der südliche Tunnel in Schildbauweise, und zwar wurde ein Schild vom Belüftungsgebäude in New Jersey nach Osten unter den Fluß, der andere Schild von einem besonderen Hilfsschacht auf der New Yorker Seite (Abb. 1) nach Westen vorgetrieben derart, daß sich beide Vortriebe an dem Senkkasten des am Bollwerk gelegenen New Yorker Belüftungsgebäudes trafen. Somit war der Schild von New Jersey aus 1526 m, der auf der New Yorker Seite 280 m vorzutreiben. Die Vortriebszeiten waren so gewählt, daß beide Vortriebe etwa zu gleicher Zeit fertig sein mußten. Der kürzere Vortrieb war der schwierigere, da hier drei völlig verschiedene Schichten vorhanden waren: erst Felsen, dann Felsen mit Schlick und schließlich nahe dem Senkkasten nur Schlick. Auf der New Jersey Seite waren nur 30 m in Fels zurückzulegen; nach 90 m war man in weicher Erde und bald im Schlick des Hudson angekommen. Begonnen wurde der Tunnelbau im zweiten Halbjahr 1934.

Die beiden Schilde gleichen sich im wesentlichen und entsprechen auch den beim Holland-Tunnel verwendeten Schilden. Der Außendurchmesser beträgt 9,65 m. Jeder Schild ist mit 28 gleichmäßig über den Umfang verteilten Wasserdruckpressen von je 254 mm Zylinderdurchmesser ausgestattet, mittels deren ein Hub von jeweils 0,76 m möglich ist. Die Länge des Schildes beträgt 5,74 m. Bemerkenswert sind fünf an dem Schild angeordnete Geräte zum Dichtziehen sowohl der Längs- als auch der Querverbindungsbolzen, deren jedes einen bestimmten Kreisabschnitt bestreichen kann; die Zeit zum Dichtziehen wurde durch diese Geräte

wesentlich herabgesetzt. An dem Schild auf der Seite von New Jersey war wegen des schlammigen Untergrundes noch eine Sondereinrichtung getroffen. Der Schild hat in der Stirnwand zwei Öffnungen von je $0,71 \times 0,71$ m, die durch senkrecht mittels Druckwasser bewegte Klappen verschließbar sind. Entsprechend der Öffnung der Klappen trat ein mehr oder weniger großer Schlickstrang (i. M. etwa 20% des bei dem Hub des Schildes vorzudringenden Schlickes) in den Schild ein. Mittels eines Drahtes wurde der Strang in Blöcke zerschnitten, die mittels Förderbänder in dem Tunnelrohr abgelegt wurden, bis sie bis etwa $\frac{1}{3}$ Durchmesserhöhe reichten, wo sie bis zur Fertigstellung des Tunnelrohres verblieben. Diese Maßnahme bezweckte zweierlei: Einmal wurde das mühsame Ausbringen durch die Schleusen vermieden, zum anderen wurde der fertiggestellte Rohrabchnitt ausreichend belastet, um ihn in seiner Lage beim Vortrieb des Schildes zu halten.

Jedes Gußeisensegment des Tunnelrohres wiegt etwa 1,5 t, der ganze Ring also etwa 22,5 t. Die Flanschen des Segments sind 356 mm breit. Zur Verbindung zweier Ringe dienen 145 Bolzen.

Der bei dem Schild auf der New Jersey Seite erzielte Vorschub betrug i. M. 9,14 m täglich, der erreichte Höchstwert 13,9 m (in 18 Hüben) gegenüber 7,62 m beim Holland-Tunnel. Der Luftdruck betrug in der Regel $1,125 \text{ kg/cm}^2$.

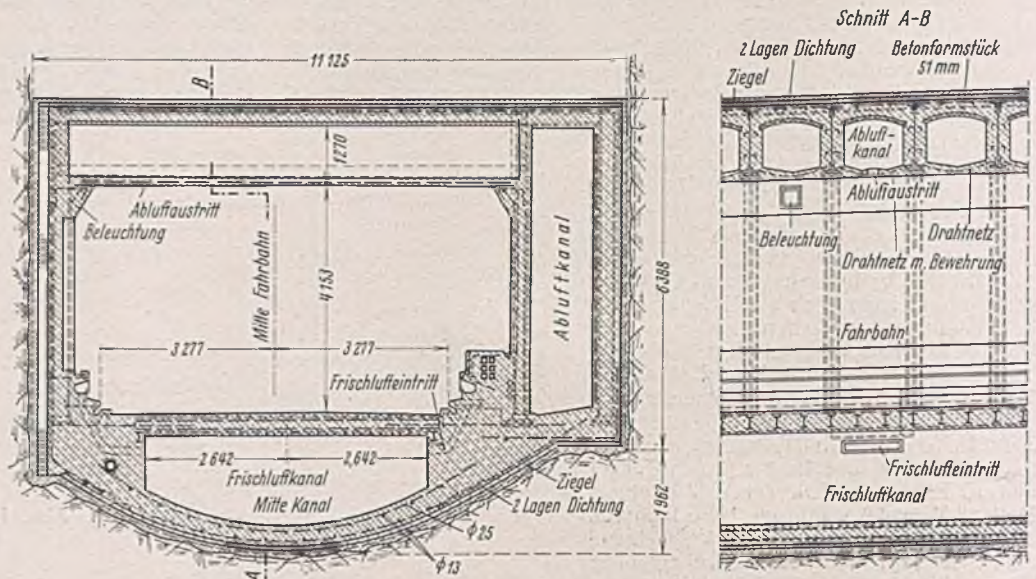


Abb. 3.

Der Achsabstand der beiden Tunnelrohre beträgt 22,9 m anstatt 18,3 m, wie es ursprünglich geplant war. Einen Quer- und Längsschnitt durch den Unterflüstertunnel, der auf der New Jersey Seite an den Flußtunnel anschließt, gibt Abb. 3.

Die Durchbildung der Belüftungsanlage beruht auf den mit dem Holland-Tunnel gemachten Erfahrungen. Die Frischluftgebläse sind in verschiedenen Stockwerken der Belüftungsgebäude angeordnet und saugen die Frischluft durch benachbarte Öffnungen der Seitenwände des Gebäudes, während die Absaugegebläse, die ebenfalls in verschiedenen Stockwerken angeordnet sind, die Abluft nach oben aus den Gebäuden ausblasen. Die drei Belüftungsgebäude für das südliche Tunnelrohr enthalten 32 Belüftungssätze.

Die Gesamtkosten des südlichen Tunnels werden sich auf 43,6 Mill. Dollar belaufen, die der gesamten Anlage auf 74,8 Mill. Dollar.

Dipl.-Ing. Spies.

Vermischtes.

Die Hafentechnische Gesellschaft, Berlin, veranstaltet am Donnerstag, den 27. Januar 1938, ab 17 Uhr im Rahmen der Vortragsveranstaltungen der Reichsarbeitsgemeinschaft der deutschen Wasserwirtschaft einen Vortragsabend in Berlin, Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Hermann-Göring-Straße 27. Marineoberbaurat Dr.-Ing. Gerd, Wilhelmshaven, wird sprechen über: „Die Seeschleusen der III. Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven und ihre gründliche Instandsetzung in den Jahren 1934 bis 1937“.

Der VIII. Internationale Straßenkongreß findet auf Einladung der holländischen Regierung in der Zeit vom 20. Juni bis 2. Juli 1938 im Haag statt. Veranstalter ist der „Internationale Ständige Verband der Straßenkongresse“.

Der niederländische Vorbereitungsausschuß für den VIII. Internationalen Straßenkongreß 1938, Den Haag, Groot Hertoginnelaan 60, hat zur Teilnahme an dem Kongreß in einem ersten Rundschreiben eingeladen, das allgemeine Mitteilungen über das Arbeitsprogramm und die geplanten Veranstaltungen bringt und bei dem genannten Vorbereitungsausschuß angefordert werden kann.

Für die Arbeitssitzungen stehen Fragen auf folgenden Gebieten zur Verhandlung: Entwicklung der Straßenbauweisen mit Zement, Klinker,

Teer, Bitumen und Emulsionen; Verkehrsunfälle und ihre Verhinderung, Unfallstatistik; Maßnahmen zur Verkehrsleitung; Untersuchung der Deckenarten vom Standpunkte der Verkehrssicherheit; Untersuchung des Straßenbaugrundes.

Die Teilnahme ist an die Mitgliedschaft im Internationalen Ständigen Verbands der Straßenkongresse gebunden. Auskunft und Anmeldung durch Deutscher Ausschuß für die Internationalen Straßenkongresse, Berlin W 8, Pariser Platz 3.

Mit dem Kongreß wird wiederum eine Internationale Straßenbau- und Verkehrsausstellung verbunden sein. Dort wird auch Deutschland seine Straßenbauten und die Fortschritte seiner Baumaschinenindustrie zeigen.

INHALT: Fünfzehn Jahre „Bautechnik“. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1937. — Die Wasserversorgung für die „Wassergenossenschaft Obstbaugelände Glinde und Umgegend“. — Über die Ursachen der Wasserstandshebung an der deutschen Nordseeküste. — Über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenausstellung. — Zeitgemäße Betrachtung über Holztragwerke. — Der Lincoln-Tunnel. — Vermischtes: Die Hafentechnische Gesellschaft, Berlin. — Der VIII. Internationale Straßenkongreß.

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