

III. Nomogramm.

Zur Übersicht über die Wirkung der Rechtsablenkung ist in Abb. 2 Gl. (6) nomographisch dargestellt. Die vier Veränderlichen φ , v , R_N und R_e sind für die hauptsächlich vorkommenden Bereiche in dem Nomogramm enthalten. Die Handhabung der Tafel ergibt sich aus den eingetragenen Beispielen.

Das Nomogramm verdeutlicht in Anwendung auf den Strömungsverlauf in Flüssen folgende Erkenntnisse:

1. In einer Linkskurve in der Natur verstärkt die Rechtsablenkung immer die Wirkung dieser Linkskurve, und zwar anteilig um so mehr, je geringer die Strömungsgeschwindigkeit ist. Die Ersatzkurve hat im Vergleich zu der Linkskurve in der Natur stets einen kleineren Halbmesser und damit eine entsprechend stärkere Zentrifugalbeschleunigung v^2/R_e . Die Hauptstrombahn (= Zone der größten Strömungsgeschwindigkeiten) schmiegt sich der Außenseite der Krümmung an.

2. Bei Vorhandensein einer Rechtskurve in der Natur kann sich als Ersatzkurve eine Rechts- oder Linkskurve ergeben.

Im Oberlauf der Flüsse, wo im Vergleich mit dem Unterlauf die Strömungsgeschwindigkeiten meist größer sind und die Krümmungshalbmesser im allgemeinen kleinere Werte besitzen, wird selten der Fall eintreten, daß eine natürliche Rechtskurve mit Einschluß der Wirkung der Rechtsablenkung eine Linkskurve als Ersatzkurve besitzt. Die Wirkung der natürlichen Krümmungs- und Strömungsverhältnisse überwiegt dort in den meisten Fällen die Wirkung der Rechtsablenkung⁴⁾.

Anders ist es im Unterlauf der Flüsse. Während die Gefälle und damit die Geschwindigkeiten kleiner werden, wachsen die Krümmungshalbmesser. Es kann auf diese Weise leichter der Fall eintreten, daß die Ersatzkurven von Rechtskurven zu Linkskurven werden. Am Strömungsbilde wird diese Erscheinung an manchen Stromstellen erkennbar. Elnige Beispiele werden unten angegeben werden. In solchen Fällen überwiegt die Wirkung der Rechtsablenkung den Einfluß der natürlichen Strombettform.

3. Der Einfluß der geographischen Breite ist verhältnismäßig gering. Allzu große Genauigkeit bei der Ermittlung der Ersatzkurven ist wegen der in der Natur sonst noch auftretenden Beeinflussungen des Strömungsverlaufs nicht angebracht. Man kann daher im allgemeinen auch über mehrere geographische Breitengrade mit einem mittleren Werte von φ auskommen. In dem Nomogramm (Abb. 2) ist $\varphi = 54^\circ$ (geographische Breite der Elbmündung) stärker hervorgehoben. Die Beispiele im Nomogramm zeigen, wie bei einem von diesem Werte stärker abweichenden φ oder bei dem Verlangen nach größerer Genauigkeit vorgegangen werden muß.

IV. Rechtsablenkung in Tideflüssen.

Im Strömungsverlauf unterscheiden sich Tideflüsse von tidefreien Flüssen vor allem dadurch, daß bis zur Flutstromgrenze in jeder Tide die Richtungen der Geschwindigkeiten um 180° wechseln. Das hat zur Folge, daß alle Naturkurven sowohl als Links- als auch als Rechtskurven wirken.

Gleichungen:

Halbmesser der Ablenkungskurve $R_a = \frac{v}{2\omega \sin \varphi}$
 $\omega = \frac{2\pi}{\tau}$
 $\tau = 86164 \text{ s} = 1 \text{ Sternlag}$

Halbmesser der Ersatzkurve $R_e = \frac{\pm R_N \cdot R_a}{R_a \pm R_N}$ ($+$ = Linkskurve, $-$ = Rechtskurve)
 (Für die Herstellung der Tafel in der Form $\frac{1}{R_e} = \frac{1}{R_a} \pm \frac{1}{R_N}$ verwendet)

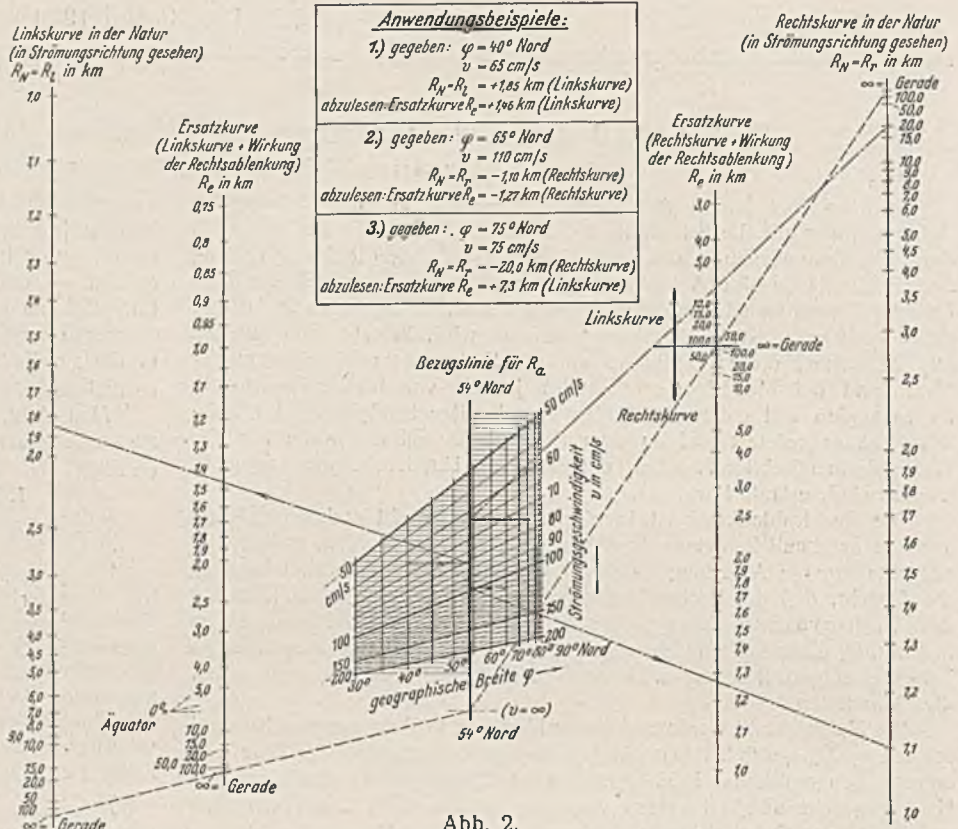


Abb. 2. Nomogramm zur Übersicht über den Einfluß der Rechtsablenkung.

stehung einer (langgestreckten) Sandbank begünstigen kann. Tatsächlich kommen solche Barren in größeren Tideflüssen häufig vor.

An Beispielen aus der Natur erkennt man am klarsten die Bedeutung der Rechtsablenkung.

Abb. 3 zeigt die Elbe von Hamburg bis zur See. Als Stromachse (Stromstrich) ist eine Linie eingetragen, die im allgemeinen der tiefen Rinne folgt und zugleich der Führung des Stromes durch die Ufer oder Wattkanten angepaßt ist. In der Zahlentafel (Spalten 1 bis 4) sind die Halbmesser dieser Kurven enthalten. Die in den Spalten 5 und 6 angegebenen mittleren Strömungsgeschwindigkeiten v_m im Stromstrich sind durch Kubifizierung⁵⁾ gewonnen worden.



Abb. 3. Lageplan der Elbe von Hamburg bis zur See.

Nimmt man bei dem schematischen Beispiel einer S-Kurve an, daß die in der jeweiligen Strömungsrichtung vorhandenen Rechtskurven bei Flutstrom und bei Ebbestrom Linkskurven als Ersatzkurven besitzen, dann werden die Hauptströmungen stets dem in der Strömungsrichtung rechten Ufer anliegen. Die natürliche Kurvenwirkung kommt also nicht zur Geltung. In der Strommitte befindet sich dann eine Zone geringerer Strömungsgeschwindigkeiten, die bei entsprechender Strombreite die Ent-

bei Flut- und Ebbestrom sämtlich positiv. Die Ersatzkurven sind also — abgesehen von den beiden Ausnahmen — sowohl bei Flut- als auch bei Ebbestrom Linkskurven. Die Hauptströmungen schmiegen sich danach bei Flutstrom vorwiegend dem südlichen, bei Ebbestrom dem nördlichen Ufer an. Tatsächlich ist dies in der Natur durchweg der Fall und an einigen Stellen besonders deutlich zu spüren.

⁴⁾ Vgl. dazu A. Ludin a. a. O., in dessen Tafel der Ablenkungskurven (Spalte für $\varphi = 60^\circ$) allerdings Rechenfehler unterlaufen sind.

⁵⁾ W. Hensen, Umrechnung von Strömungsgeschwindigkeiten in Tideflüssen auf Mittelwerte. Bautechn. 1937, Heft 8.

An der Elbmündung bei Schaarhorn z. B. folgt die Richtung des Flutstromes nicht der eingezeichneten Stromachse. Vielmehr fällt der Flutstrom in einer seiner mittleren Geschwindigkeit (100 cm/sek) entsprechenden Ablenkungskurve vom Halbmesser $R_a = 8,5 \text{ km}^6$ in das Kugelbakenfahrwasser.

Zahlentafel

Elbe von km 640,0 (Schulau) bis km 762,4 (Elbe 1)

Halbmesser der Naturkurven (R_N), der Ersatzkurven (R_e) und der zur Berücksichtigung der Rechtsablenkung gestreckten Modellkurven (R')

R_N bei		v_m bei		R_e bei		R' bei			
von km	bis km	Flut- strom km	Ebbe- strom km	Flut- strom cm/s	Ebbe- strom cm/s	Flut- strom m	Ebbe- strom m		
1	2	3	4	5	6	7	8		
640,0	643,2	∞	∞	70	75	+6,0	+6,5	∞	∞
643,2	647,4	+7,0	-7,0	70	75	+3,2	+80,0	+700	-700
647,4	650,0	∞	∞	70	75	+6,0	+6,5	∞	∞
650,0	651,6	-6,5	+6,5	70	75	+100,0	+2,9	-650	+650
651,6	657,3	+7,0	-7,0	70	75	+3,2	+80,0	+700	-700
657,3	662,0	∞	∞	65	70	+5,5	+6,0	∞	∞
662,0	666,2	-6,0	+6,0	65	70	+90,0	+3,0	-600	+600
666,2	669,1	∞	∞	70	70	+6,0	+6,0	∞	∞
669,1	672,0	+5,5	-5,5	65	65	+2,8	∞	+550	-550
672,0	676,7	∞	∞	65	65	+5,5	+5,5	∞	∞
676,7	688,0	-13,0	+13,0	75	75	+12,5	+4,3	-1300	+1300
688,0	699,8	-18,0	+18,0	75	75	+10,0	+7,7	-1800	+1800
699,8	702,9	∞	∞	75	75	+6,5	+6,5	∞	∞
702,9	715,0	+10,0	-10,0	100	100	+7,6	+9,5	+7000	-7000
715,0	726,4	+10,0	-10,0	120	125	+5,1	-100,0	+1000	-1000
726,4	729,8	∞	∞	110	115	+9,5	+10,0	∞	∞
729,8	734,1	-5,0	+5,0	100	100	-12,5	+3,2	-500	+500
734,1	739,9	∞	∞	100	100	+8,5	+8,5	∞	∞
739,9	744,9	+20,0	-20,0	100	100	+6,0	+14,5	+2000	-2000
744,9	753,7	-20,0	+20,0	100	100	+14,5	+6,0	-2000	+2000
753,7	762,4	∞	∞	85	85	+7,4	+7,4	∞	∞

Die auf 5 cm/s abgerundeten mittleren Strömungsgeschwindigkeiten gelten für den Stromstrich.

Bei den gestreckten Modellkurven ist angenommen worden, daß im Modell die Längen im Maßstabe 1:m = 1:500 und die Tiefen im Maßstabe 1:n = 1:100 zu der Natur stehen.

Am Mittelgrunde kann die Flutstrombahn trotz der Rechtsablenkung der starken Krümmung von 5 km Halbmesser nicht folgen, da für eine Strömungsgeschwindigkeit von $v = 100 \text{ cm/sek}$ die Ablenkungskurve einen Halbmesser von $R_a = 8,5 \text{ km}$ besitzt. Hier ist eine Stelle, wo der Hauptflutstrom der Elbe die Innenseite einer Rechtskurve verläßt und sich (mit einem Halbmesser von 12,5 km) zur Außenseite wendet. Der Lageplan läßt den weiteren Verlauf dieses Flutstromarmes hinter den Kratzsand erkennen. Messungen in der Natur haben auch dafür eine Bestätigung erbracht.



Stade Noch Abb. 3.

Kurz vor der Abzweigung des Kaiser-Wilhelm-Kanals biegt die Elbe (in Flutstromrichtung gesehen) nach rechts ab. Die Hauptflutströmung blieb früher aber trotzdem an der Innenseite der Kurve liegen. Die dadurch auf der Übergangsstrecke vom Osteriff nach Brunsbüttelkoog hervorgerufenen Schwierigkeiten in der Tiefhaltung des Fahrwassers sind erst durch Errichtung von Uferrippen vor dem Baljer Watt behoben worden⁷⁾. Durch diese Bauwerke konnte der Flutstrom vom südlichen

⁶⁾ Der Halbmesser R_a der Ablenkungskurve ist aus dem Nomogramm (Abb. 2) an der Leiter für R_e dadurch zu ermitteln, daß man den Punkt $R_N = R_i$ oder $R_r = \infty = \text{Gerade}$ mit dem Punkte der „Bezugslinie für R_a “ verbindet, der zu der jeweils vorhandenen Strömungsgeschwindigkeit v gehört.

⁷⁾ Joh. Th. Schätzler und K. Meisel, Stromregelungsarbeiten in der Unterelbe bei der Ostebank und bei Pagensand. Bautechn. 1937, Heft 27/28.

Ufer in das Hauptfahrwasserbett am nördlichen Elbeufer abgewiesen werden.

Weiter stromauf wiederholt sich oberhalb des Böschrückens ein ähnlicher Verlauf. Trotz der Rechtskurve liegt die tiefe Stromrinne nicht dem Nordufer an, sondern schwenkt allmählich nach rechts zum südlichen Ufer hinüber und zieht schließlich hinter die Brammer Bank. Die vom Flutstrom eingeschlagene Bahn entspricht seiner mittleren Geschwindigkeit ($R_a = 6,5 \text{ km}$ für $v = 75 \text{ cm/sek}$).

Beispiele bei Ebbestrom finden sich unterhalb Kollmars, unterhalb Brunsbüttelkoogs und am Luechter Loch. Die zugehörigen Darstellungen in Abb. 3 bedürfen keiner besonderen Erklärung mehr.

Diese Beispiele der Elbe mögen genügen, um den auf den Strömungsverlauf in Tideflüssen teilweise maßgebenden Einfluß der Rechtsablenkung zu verdeutlichen. Daß gelegentlich andere Einflüsse (z. B. Einnäherung von Nebenflüssen und -armen, Dichteunterschiede, Wind, Bodenbeschaffenheit) hinzukommen, die die Wirkung der Rechtsablenkung verstärken oder ausgleichen können, ist selbstverständlich.

Weitere Beispiele geben Rud. Schmidt⁸⁾ von der Ems und L. Plate⁹⁾ von der Unter- und Außenweser.

Auf eine Besonderheit des Strömungsverlaufes soll noch hingewiesen werden. Die Strömungsgeschwindigkeiten sind während des Flut- und Ebbestromes nicht konstant. Daher sind die Ersatzkurven in den einzelnen Tidezeiten verschieden gekrümmt. Es kann mithin vorkommen, daß eine Rechtskurve in der Natur eine Zeitlang wie eine Linkskurve und nach Überschreitung einer gewissen Grenzgeschwindigkeit, die von dem Halbmesser der Naturkurve abhängt, wie eine Rechtskurve wirkt. Die Strömungsrichtungen hängen also auch von der Größe der Geschwindigkeiten ab und wechseln im Laufe der Tide.

V. Rechtsablenkung bei Modellversuchen.

Man könnte vor die Aufgabe gestellt sein, für einen Tidefluß Modellversuche vorzunehmen, die vorwiegend Aufschluß geben sollen über die waagerechte Tidebewegung, d. h. über die Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen (örtlich und zeitlich), ferner über die Frage, welche Seite des Flusses bei der Ausbildung von Stromrinnen von Natur bevorzugt ist, welches Ufer dementsprechend dem stärkeren Stromangriff ausgesetzt ist und unter Umständen gegen ihn geschützt werden muß, und schließlich auch über die Ursachen der Entstehung von Sandablagerungen (insbesondere von Mittelsänden). In solchem Falle ist es wegen der vorstehend geschilderten Bedeutung der Rechtsablenkung notwendig, sich darüber klar zu werden, wieweit die Rechtsablenkung im Modell nachzubilden ist und ob überhaupt eine Naturähnlichkeit bezüglich der Strömungsrichtungen und der Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten erreichbar ist.

Aus modelltechnischen Gründen können die Tiefen im Modell nicht in demselben Maßstabe verkleinert werden wie die Längen und Breiten¹⁰⁾.

Werden die Längen und Breiten im Modell im Verhältnis zur Natur im Maßstabe 1:m und die Tiefen im Maßstabe 1:n nachgebildet ($m/n = \text{Maß der Tiefenverzerrung}$), dann ergibt sich nach den Froudeschen Modellgesetzen ein Geschwindigkeitsverhältnis¹¹⁾

$$v' : v = 1 : \sqrt{n}.$$

Die Zentrifugalbeschleunigungen im Modell sind

$$Z' = v'^2/R' = (m/n)(v^2/R) = (m/n) Z.$$

Da wegen der notwendigen Tiefenverzerrung $m > n$ ist, werden die Zentrifugalbeschleunigungen im Modell absolut größer, als sie in der Natur sind. Das bedeutet aber, daß die geometrisch

ähnlich nachgebildeten Kurven im Modell von erheblich größerem Einfluß auf den Strömungsverlauf sind als in der Natur.

⁸⁾ R. Schmidt, Die deutschen Seewasserstraßen an der Nordsee als Verkehrsträger. Ztrbl. d. Bauv. 1934, Heft 48/51.

⁹⁾ L. Plate, Der Ausbau der Unterweser. Jahrbuch der Hafenbautechn. Ges. 7. Bd., 1924; ders., Die Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes. Jahrbuch der Hafenbautechn. Ges. 9. Bd., 1926.

¹⁰⁾ R. Seifert, a. a. O., S. 93.

¹¹⁾ Die mit einem Strich (') versehenen Werte gelten für das Modell.

Eine Rechtsablenkung tritt auch im Modell auf. Bei ungefähr gleicher geographischer Breite von Modell und Naturfluß ändert sich die Rechtsablenkung b nach Gl. (1) nur mit der Strömungsgeschwindigkeit v . Im Modell wird also die Rechtsablenkung

$$(9) \quad b' = (1/\sqrt{n}) b$$

sein, d. h. die Rechtsablenkung ist im Modell immer kleiner als in der Natur, und zwar verhält sich die Rechtsablenkung in der Natur zur Rechtsablenkung im Modell wie die entsprechenden Geschwindigkeiten [vgl. Gl. (7)].

Das Verhältnis der Zentrifugalbeschleunigung zur Rechtsablenkung im Modell wird damit [aus Gl. (8) u. (9)]

$$(10) \quad Z': b' = (m/\sqrt{n})(Z: b).$$

Zum Beispiel ergibt sich für $m = 500$ und $n = 100$ (d. h. bei fünf-facher Tiefenverzerrung)

$$Z': b' = 50(Z: b).$$

Eine Rechtskurve in der Natur besitze gerade einen Halbmesser R_r , der bei der vorhandenen Strömungsgeschwindigkeit v gleich große, aber entgegengesetzt gerichtete Zentrifugalbeschleunigung Z und Rechtsablenkung b hervorruft ($Z/b = 1$). Dann wird in der Natur die Hauptstrombahn in die Strom(kurven-)achse fallen. Im Modell dieser Kurve ist dagegen die Zentrifugalbeschleunigung 50mal so groß wie die Rechtsablenkung. Die Hauptstrombahn wird daher in ihm der Kurvenaußenseite anliegen. Verlangt man, daß die Strombahn im Modell dieselbe Lage wie in der Natur hat, dann müßte in diesem Falle auch $Z' = b'$ sein. Da die Rechtsablenkung von der Strömungsgeschwindigkeit v abhängt, diese aber wiederum durch den Tiefenmaßstab des Modells gegeben ist, wäre — wegen $Z = v^2/R$ — diese Bedingung nur zu erfüllen durch eine Streckung der Modellkurve, und zwar müßte deren Halbmesser auf das 50fache — allgemein auf das m/\sqrt{n} -fache — vergrößert werden. Der Halbmesser der Modellkurve ist $1/m$ des Halbmessers der Naturkurve, er müßte also im Verhältnis $(m/\sqrt{n})(1/m) = 1:\sqrt{n}$ zum Halbmesser der Naturkurve stehen. $1:\sqrt{n}$ ist aber nach Gl. (7) auch das Verhältnis der Geschwindigkeiten.

Zahlenbeispiel:

- Natur: Rechtskurve $R_N = R_r = -10$ km
- $v = 90$ cm/sek
- Ablenkungskurve $R_a = +7,5$ km
- Ersatzkurve $R_e = +30$ km = Linkskurve.

In der Natur liegt die Strombahn also der Innenseite der Kurve (R_r) an.

Modell: Maßstäbe, Längen $1:m = 1:500$, Tiefen $1:n = 1:100$, Geschwindigkeiten $1:\sqrt{n} = 1:10$.

- Rechtskurve bei geometrischer Ähnlichkeit
- $R_r' = -20$ m
- $v' = 9$ cm/sek
- Ablenkungskurve $R_a' = +750$ m
- Ersatzkurve $R_e' = -20,5$ m = Rechtskurve.

Im Modell mit geometrisch ähnlichem Grundriß liegt die Strombahn also der Außenseite der Kurve (R_r') an. Der Einfluß der Rechtsablenkung ist kaum zu spüren.

Eine Streckung der Modellkurve (R_r') auf das m/\sqrt{n} -fache (= 50fache) ergibt:

- gestreckte Modellkurve $R_r' = -1000$ m,
- gestreckte Ersatzkurve $R_e' = +3000$ m = Linkskurve.

Nach der Streckung der Kurve liegt die Strombahn im Modell also wie in der Natur der Innenseite der Kurve (R_r') an.

In Linkskurven in der Natur besteht zwar immer das natürliche Bestreben, die Strombahn an die Kurvenaußenseite zu verlegen, da Zentrifugalbeschleunigung und Rechtsablenkung in derselben Richtung wirken. Aber auch hier wäre bei einfacher geometrischer Nachbildung das Bestreben der Strömung, sich der Kurvenaußenseite anzulegen, stärker als in der Natur. Erst eine Verzerrung der Krümmungshalbmesser im Modell in demselben Verhältnis m/\sqrt{n} wie bei Rechtskurven schafft naturähnliche Verhältnisse.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß die Rechtsablenkung im Modell dadurch naturähnlich berücksichtigt werden kann, daß man unter Aufgabe der geometrischen Ähnlichkeit des Grundrisses die Halbmesser der Kurven nicht in dem Modellmaßstabe der Längen, sondern in dem der Geschwindigkeiten verkleinert. Im übrigen wird auch erst durch solche Streckung die Wirkung der Kurven auf die Strömungsbewegung naturähnlich wiedergegeben.

Für die senkrechte Tidebewegung bedeutet die Streckung der Modellkurven ebenfalls eine verbesserte Annäherung an die Natur. Denn die wesentlich an die waagerechten Tideströmungen gebundene Tidewellenschwingung würde an den ungestreckten Modellkurven verhältnismäßig stärker reflektiert werden, als es der Natur entspricht.

In den Spalten 9 und 10 der Zahlentafel sind als Beispiele die Halbmesser der gestreckten Modellkurven der Elbe von km 640,0 (Schulau) bis zur See (Elbe 1) eingetragen (für $m = 500$ und $n = 100$). Die in Betracht der großen Modellhalbmesser fast vollständige Streckung des Flusses kennzeichnet den oben festgestellten und aus der Zahlentafel (Sp. 7 und 8) ersichtlichen Tatbestand, daß in dieser Stromstrecke die Rechtsablenkung fast durchweg von größerem Einfluß ist als die Wirkung der natürlichen Krümmungen. In einem im Grundriß geometrisch ähnlichen Modell kann hier und bei ähnlichen Fällen keine naturähnliche, waagerechte Tidebewegung erwartet werden.

VII. Zusammenfassung.

1. In größeren Tideflüssen ist der Einfluß der Rechtsablenkung infolge der Erdumdrehung im Vergleich zu dem Einfluß der Flußbettform auf die Geschwindigkeiten und Richtungen der Strömungen von wesentlicher Bedeutung. Als Maßstab dafür können „Ersatzkurven“ dienen, in denen man sich die Wirkung der Rechtsablenkung und der natürlichen Flußbettform vereinnigt zu denken hat.

2. Bei Regelungsmaßnahmen im Tidegebiet der Flüsse ist daher die Wirkung der Rechtsablenkung zu beachten, wenn man sich vor unliebsamen Überraschungen bewahren will¹²⁾.

3. Bei Modellversuchen ist zur Erzeugung naturähnlicher Verhältnisse in der waagerechten Tidebewegung auch eine Nachbildung der Rechtsablenkung erforderlich und durch eine Streckung der Modellkurven erreichbar.

¹²⁾ Plate a. a. O. (Unterweser bei Nordenham).

Der Lotsenwachturm in Pillau.

Von Regierungsbaurat Ernst Thiel, Stralsund (früher in Pillau).

I. Grundlagen des Entwurfs.

Vom dem Lotsenamts in Pillau sind u. a. folgende Aufgaben wahrzunehmen:

1. Beobachtung des Seerraums vor Pillau auf Eintreffen lotsenpflichtiger Fahrzeuge.
2. Bereithalten der erforderlichen Zahl von Lotsen zum Besetzen der ein- und ausgehenden, lotsenpflichtigen Schiffe.
3. Die Beaufsichtigung und Regelung der Fahrt auf dem rd. 33 km langen Königsberger Seekanal zwischen Pillau und Königsberg mit Hilfe von Fernspreverbindungen zwischen der Fahrtleitung in Pillau und drei Signalstationen am Seekanal, durch Bedienung der Fahrtsignale für den Seekanal und die Beobachtung des Schiffsverkehrs in dem Seetief, dem Vorhafen Pillau und der Seekanaleinfahrt bei Pillau.
4. Beobachtung des Seerraums auf das Aufkommen von Unsichtigkeit und Nebel und Betätigung oder Anfordern der Nebelsignale einschließlich deren Überwachung.
5. Beobachtung und Überwachung der Leuchtfeuer im Sichtbereich auf richtiges Brennen.
6. Beobachtung des Stromes im Seetief und Anzeigen der jeweiligen Stromrichtung mittels eines Stromsignals.

Alle diese Aufgaben mußten vor Inbetriebnahme des Lotsenwachturms von mehreren, örtlich voneinander getrennten Stellen ausgeübt werden. Hieraus ergaben sich so schwerwiegende und betrieblich nicht mehr vertretbare Nachteile und Mängel, daß unbedingt Abhilfe geschaffen werden mußte. Hierzu kam noch der Umstand, daß die bisher benutzten Räumlichkeiten unzureichend geworden waren und eine Erweiterung nicht zuließen.

Somit kam nur die Errichtung eines neuen Gebäudes mit den erforderlichen Räumen und Einrichtungen in Betracht. Für die Wahl des Bauplatzes mußte der Umstand maßgebend sein, daß der Ausblick nach See, dem Seetief, dem Vorhafen, dem Frischen Haff und der Seekanaleinfahrt gleichmäßig gut ist, nach See dazu noch einen möglichst großen Umfang hat und durch Straßenbeleuchtung und Leuchtfeuer nicht beeinträchtigt wird. Eine solche geeignete Stelle ist am Seetief an der Wurzel des nördlichen Abschußdamms des Vorhafens gefunden worden (Abb. 1). Die Höhe des Bauwerks wird durch die Forderung nach einem möglichst weiten Ausblick bedingt. Versuche mittels Holzgerüste ergaben, daß für die Fahrtleitung und den Nebelausguck eine Augeshöhe von rd. 15 m über MW und für den Ausguck nach Schiffen eine solche von rd. 20 m über MW ausreicht.

Alle Rechte vorbehalten.

An Räumen sind erforderlich:

1. ein genügend großer Raum für die Fahrtleitung, den Nebelausguck und die Beobachtung des Stromes und der Leuchtf Feuer;
2. ein Raum für den Ausguck nach Schiffen;
3. Aufenthaltsräume für die Lotsen in Bereitschaft;
4. Übernachtungsräume für die Lotsen, die nachts Bereitschaftsdienst haben, und für die in Königsberg wohnenden Lotsen, die Schiffe von Königsberg nach Pillau gebracht haben und mangels nach Königsberg gehender Schiffe oder fehlender Zugverbindung in Pillau übernachten müssen;
5. Räume zum Trocknen nasser Kleidungsstücke, Pelze und Seestiefel.

II. Beschreibung des Bauwerks.

Das auf Grund dieser Bedingungen entworfene Bauwerk ist auf Abb. 2 bis 6 dargestellt. Das Bauwerk besteht aus einem rd. 16 m hohen Turm mit kreisförmigem Querschnitt von 8,30 m äußerem Durchmesser, an den an der Binnenseite ein halbrundes Treppenhaus angebaut ist. Der Turm besteht aus Beton und das Treppenhaus aus Hartbrandsteinen. Über dem Betonturm ist der Baukörper des Treppenhauses vorgezogen und überragt den Turm um rd. 4,00 m. An Turm und Treppenhaus schließt sich ein 7,00 m breiter eingeschossiger, unterkellertes Anbau, ebenfalls aus Hartbrandsteinen an. Die Gesamtlänge des Bauwerks ist 21,85 m. Der Turm enthält ein Kellergeschoß und fünf Stockwerke und der über den Turm vorgezogene Baukörper des Treppenhauses zwei weitere Stockwerke. Die obersten Decken des Turmes und des Treppenhauses sind als Terrassen ausgebildet.

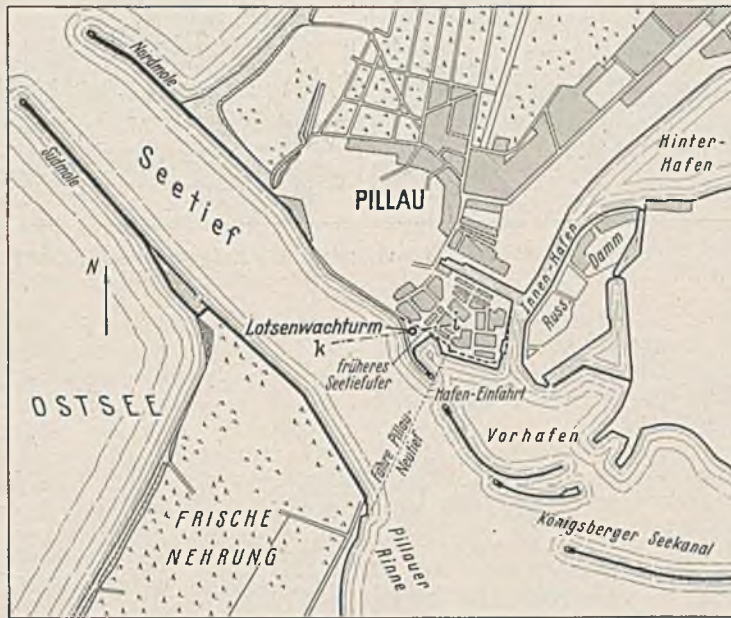


Abb. 1. Lageplan von Pillau.

a) Turm.

Im Kellergeschoß des Turmes befinden sich der Heizraum mit dem Heizkessel für die Warmwasserheizung des ganzen Gebäudes, das Koksager und Nebenräume. Im Erdgeschoß und dem ersten, zweiten und dritten Obergeschoß sind je drei Übernachtungsräume, ein Waschraum und ein Abort untergebracht (Abb. 4). Im vierten Obergeschoß hat die Fahrtleitung ihren Dienstraum, der den ganzen Turmquerschnitt in Anspruch nimmt (Abb. 5). Hier befinden sich die Arbeitsplätze für den diensthabenden Oberlotsen und den Telefonisten, die Fernsprech-

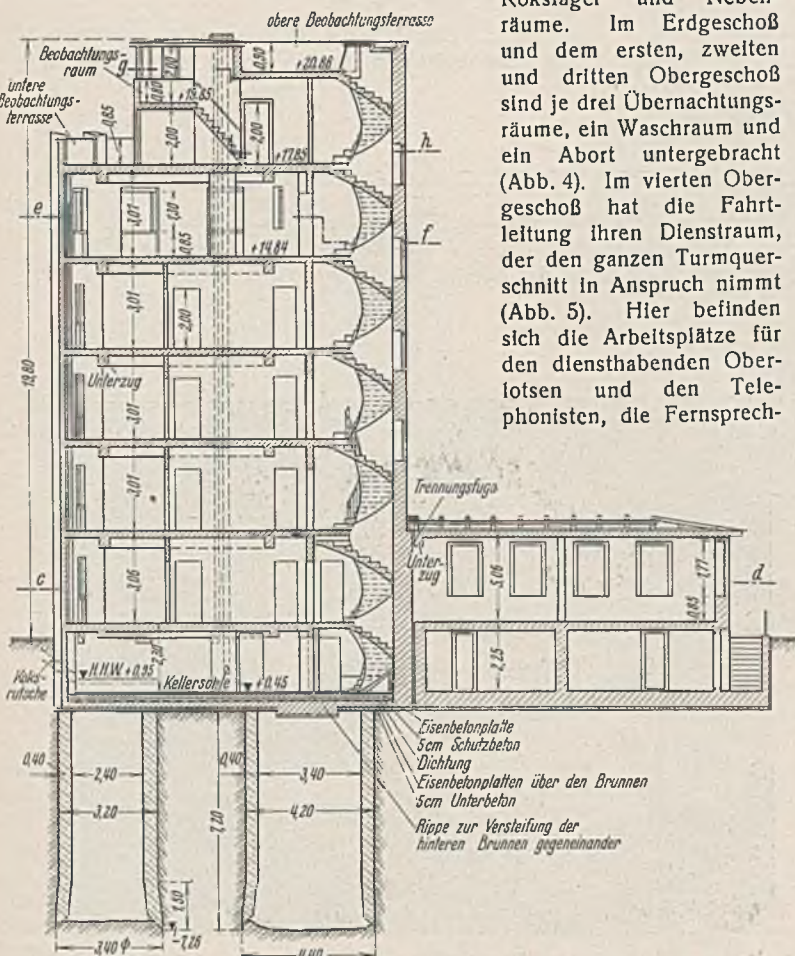


Abb. 2. Längsschnitt a—b durch das Bauwerk.

einrichtungen sowie alle zur Durchführung des Betriebes erforderlichen Anlagen. Der Betrieb der Fahrtleitung ist durchgehend.

In dem den Turm überragenden Aufbau des Treppenhauses befindet sich im fünften Obergeschoß ein Vorraum und ein Geräteraum. Im sechsten Obergeschoß endlich ist über dem Geräteraum ein im oberen Teil völlig verglasteter kleiner Raum für den Lotsen enthalten, der den Ausguckdienst wahrnimmt (Abb. 6). Die über diesem Geschoß befindliche obere Plattform bietet eine weitere Erhöhung des Standpunktes für den Ausguckposten.

Gekrönt ist der Turm von einem eisernen Rohrmast mit Rahe und Stenge (Abb. 3), an dem die erforderlichen Fahr- und Sperrsignale gesetzt werden.

b) Anbau.

Im Kellergeschoß des Anbaues sind zwei Luftschutzräume untergebracht, von denen der seetiefseitige vom Turm aus zugänglich ist. Dieser ist für die Belegschaft des Turmes bestimmt. Der landseitige Luftschutzraum ist von der Schmalseite des Anbaues aus zugänglich und dient als öffentlicher Schutzraum. Das Erdgeschoß des Anbaues enthält zwei Tagesaufenthaltsräume mit den notwendigen Nebenräumen für die Lotsen, die Bereitschaftsdienst haben (Abb. 4).

Im Flur sind 24 Kleiderschränke aufgestellt. In der Kochnische befindet sich eine Heizplatte zum Wärmen von Essen und Bereiten warmer Getränke.

III. Herstellung des Bauwerks.

a) Gründung.

Der dreieckige Vorsprung, auf dem das Bauwerk errichtet ist, ist vor etwa 50 Jahren aufgelandet worden. Die frühere Seetiefeinfassung verlief weiter landwärts in der auf Abb. 1 gestrichelt gezeichneten Linie. Bodenuntersuchungen mittels Bohrungen ließen darauf schließen, daß die frühere Seetiefsohle an der Baustelle auf etwa 4,50 m bis 5,00 m unter MW lag, darunter befindet sich eine etwa 2,00 m mächtige Schlickschicht. Dann folgt blauer Sand von 1,50 m Mächtigkeit und weiter Kies. Da der Turm nur 7,50 m von der heutigen Seetiefeinfassung entfernt steht (Abb. 7) und mit einer gelegentlichen Zerstörung dieser Einfassung bei Sturm gerechnet werden mußte, war eine solche Gründungsart zu wählen, daß ein Auslaufen des Bodens aus einer etwaigen Lücke in der Seetiefeinfassung das Bauwerk nicht gefährden konnte. Für den Turm und das Treppenhaus kam also nur eine Tiefgründung in Frage; für den Anbau wurde eine Flachgründung als ausreichend erachtet. Auf Grund des Ausschreibungsergebnisses ist als Tiefgründung eine Brunnen-

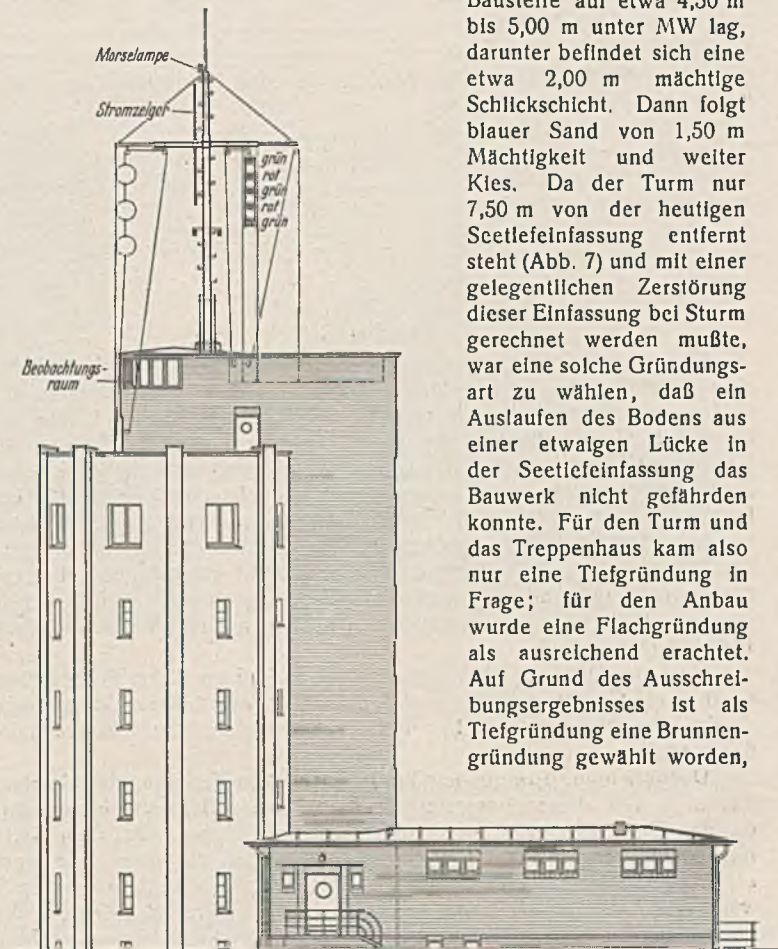


Abb. 3. Ansicht des Bauwerks.

die den großen Vorteil hat, daß der durchfahrene Boden zutage gebracht wird und beurteilt werden kann. Die Gründung besteht aus vier Brunnen, deren Lage auf Abb. 4 gestrichelt dargestellt ist. Die Brunnen sind aus Eisenbeton hergestellt worden. Die beiden seetleeseitigen Brunnen haben einen äußeren Durchmesser von 3,20 m und die beiden landseitigen, die die Last des Treppenhauses noch mit aufnehmen müssen, einen solchen von 4,20 m. Die Wanddicke ist bei allen vier Brunnen 0,40 m.

Jeder Brunnen besteht aus vier Ringen. Auf Abb. 8 sind verschiedene Bauzustände der einzelnen Brunnen zu erkennen. In der Mitte ist der eiserne Brunnenkranz an Ort und Stelle ausgelegt. Links ist ein Stück des fertig betonierten, noch nicht abgesenkten unteren konischen Brunnenringes zu sehen. Aus ihm ragen die Verbindungseisen für den folgenden Ring hervor. Der vordere Brunnen ist fertig abgesenkt, und am rechten Brunnen ist die innere Schalung des obersten Schusses sichtbar. Die fertigen Brunnen wurden im Kontraktorverfahren mit Beton ausgefüllt. Abb. 9 gibt einen Überblick über die vier abgesenkten Brunnen mit den Verbindungseisen für den Turmkörper; die Baugrubensohle ist für die Aufbringung des Unterbetons unter der Eisenbetonsohlenplatte hergerichtet. Bei der Ausführung zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Bohrergebnissen und den geförderten Bodenarten. Bei der vorgesehenen Gründungstiefe von rd. 7,30 m unter MW war tragfähiger Sandboden erreicht.

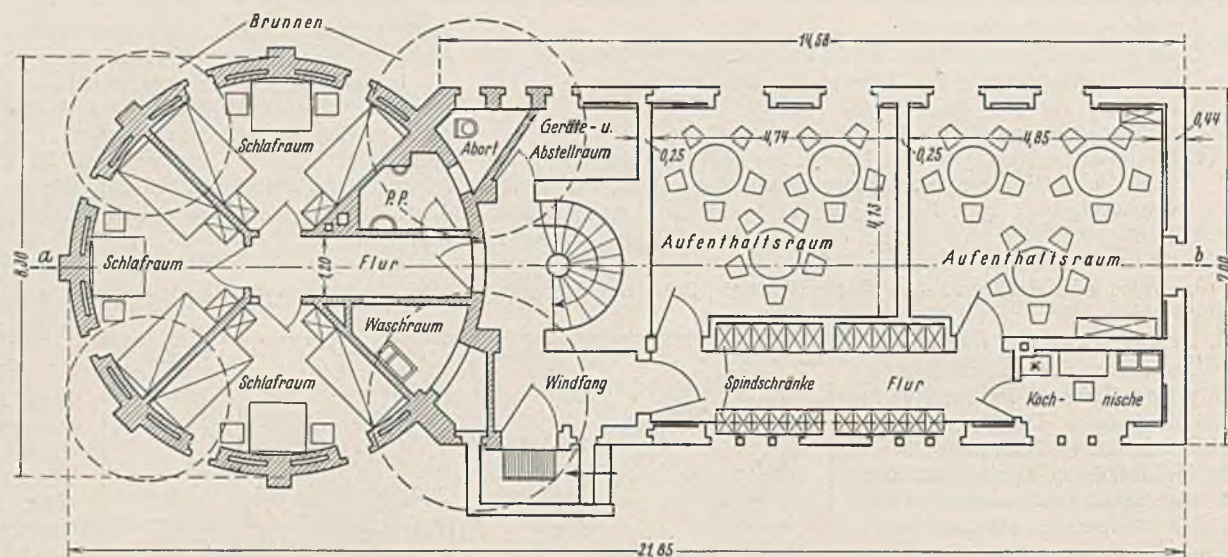




Abb. 9. Die Brunnen sind abgesenkt.
Vorn die hölzernen Ringe für die Gleitschalung. 5. September 1936.



Abb. 10. Hölzerne Ringe für die Gleitschalung.
5. September 1936.

ringförmige Schalung wurde während des Betonierens mit 16 gleichmäßig auf dem Kreisring verteilten Winden ständig gehoben. Innerhalb des Turmes waren Steifen aufgestellt, auf die die Winden abgestützt waren. Die Winden befanden sich an der Innenseite und griffen an den auf Abb. 11 u. 12 sichtbaren, senkrecht stehenden, die beiden Schalungen überragenden und mit ihnen fest verbundenen Kanthölzern an. Die Hölzer der äußeren und Inneren Schalung sind miteinander verbunden und verstrebt, so daß beide Schalwände gleichzeitig gehoben wurden. Die ganze innere Turmfläche war mit einer Arbeitsbühne abgedeckt, die etwa mit der Oberkante der Gleitschalung abschnitt und einschließlich des Trägers für den Betonauzug sich mit der Schalung nach oben bewegte. Die am unteren Ende der Gleitschalung sichtbare Schürze aus Segeltuch hatte den Zweck, den aus der Schalung kommenden, erst wenige Stunden alten Beton gegen Sonneneinstrahlung und vor zu rascher Austrocknung zu schützen. Die Schürze wurde dauernd naß gehalten. Die Fenster- und Türöffnungen wurden durch Einsetzen hölzerner Rahmen

Nach Fertigstellung des Turmes wurden die Zwischendecken nacheinander betoniert, die Geschoßzwischenwände aus Bimssteinen aufgeführt und die Turmaußenwände zum Wärmeschutz innen ebenfalls mit Bimssteinen verkleidet. Alle Räume sind verputzt und gestrichen. Die Brüstung ist mit Betonplatten abgedeckt. Über der obersten Decke ist eine Dichtung verlegt, die an den Brüstungen bis unter die Abdeckplatten hochgezogen ist. In gleicher Weise ist die Decke unter der oberen Plattform gedichtet.

c) Treppenhaus.

Im Anschluß an den Turm wurde das Treppenhaus aus Hartbrandsteinen hochgemauert.

d) Anbau.

Der Anbau ist auf einer Eisenbetonplatte gegründet. Das Dach des Anbaues ist mit Alkuta gedeckt.

Die Ansicht des fertigen Bauwerks vom Seetief aus zeigt Abb. 13.



Abb. 11. Bauzustand des Gleitbaues
zu Beginn des dritten Tages.
17. September 1936 um 7⁴⁵ Uhr.

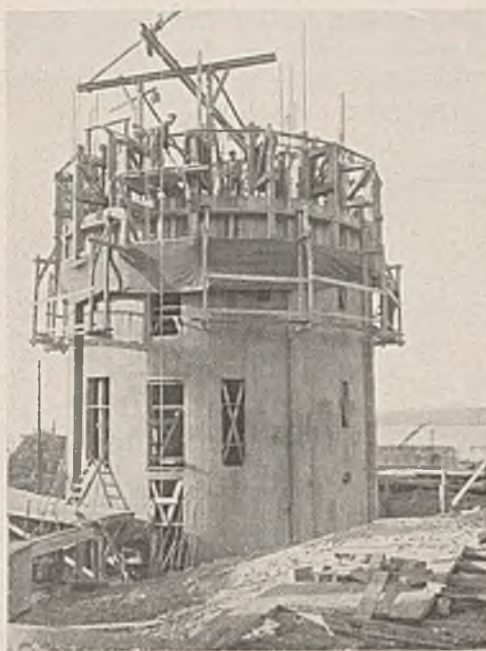


Abb. 12. Bauzustand des Gleitbaues
zu Beginn des vierten Tages.
18. September 1936 um 7⁴⁵ Uhr.

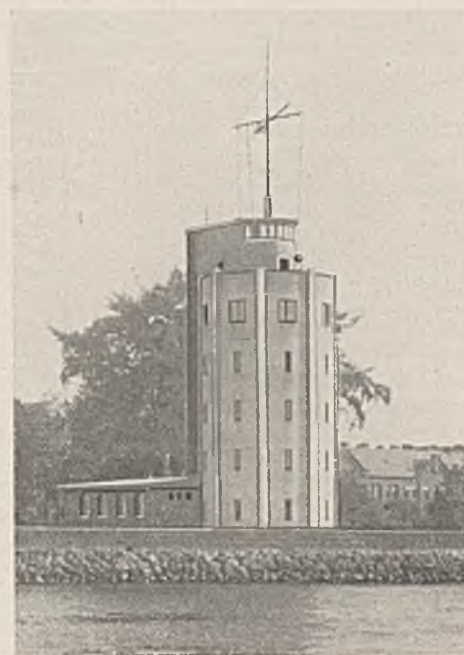


Abb. 13.
Gesamtansicht vom Seetief.

ausgespart. Der Beton wurde in einer Mischmaschine hergestellt, die außerhalb des linken Randes der Abb. 11 u. 12 steht, und mit einer auf Abb. 11 im Vordergrund sichtbare Winde in einem Kübel mit Bodenkappe nach oben gefahren. Es wurde im 24stündigen Betrieb gearbeitet. Die Betonierung des rd. 18,00 m hohen Betonkörpers, gemessen von der Kellersohle ab und einschließlich der Brüstung der oberen Plattform, dauerte vom 15. September 1936 früh bis 21. September 1936 früh, also genau sechs Tage. Abb. 11 zeigt den Bauzustand zu Beginn des dritten Tages und Abb. 12 zu Beginn des vierten Tages. Ein Vergleich ergibt den Baufortschritt in 24 Stunden.

IV. Entwurf und Bauausführung.

Der Lotsenwachturm in Pillau ist eines der ersten Bauwerke, das in dieser Art in Deutschland errichtet worden ist.

Der Entwurf ist von dem hochbautechnischen Sachberater der Oberstrombauverwaltung in Breslau aufgestellt worden. Die Bauleitung wurde vom Pr. Hafengebäudeamt Pillau ausgeübt. Die gesamten Gründungs- und Rohbauarbeiten waren an die Siemens-Bauunion, Zweigniederlassung Königsberg (Pr), vergeben worden.

Das Bauwerk ist im Sommer 1936 begonnen und am 1. Juli 1937 in Betrieb genommen worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Auswertung von Baugrunddruckprüfungen in körnigen Böden.

Von Regierungsbaurat Niebuhr, Reichsverkehrsministerium, Berlin.

I. Allgemeines, Beziehung zwischen Setzung, Pressung und Durchmesser der Lastplatte.

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Baugrundes bzw. zur Vorausbestimmung der zu erwartenden Setzungen des geplanten Bauwerks werden vielfach Baugrunddruckprüfungen durchgeführt. Im allgemeinen begnügt man sich dabei mit der Belastung des Druckstempels selbst. Verschiedentlich sind aber auch gleichzeitig Randbelastungen ausgeführt worden, um dadurch den Spannungsverhältnissen, wie sie sich unter dem zu errichtenden Bauwerk einstellen, angeblich näherzukommen. So einfach die Durchführung solcher Probebelastungen ist, so zweifelhaft wird die Auswertung. Daß die einfache Übertragung der Meßergebnisse des Versuches mit kleiner Lastplatte auf das Bauwerk, auch bei Anordnung von Randlasten, nicht zulässig ist, darf heute als bekannt vorausgesetzt werden. Unsere Erkenntnis über die Formänderung des Bodens unter einer Last stützt sich auf zahlreiche Beobachtungen und mathematische Ableitungen. Diese haben gezeigt, daß die Setzungen außer von den Bodenkennwerten von der Form und Größe des Belastungskörpers abhängig sind (vgl. die Arbeiten von Kögler, Scheidig und Fröhlich). Die auf Grund theoretischer Betrachtungen abgeleiteten Beziehungen sind jedoch meist sehr verwickelt. Ihrer Anwendung stellen sich daher in der Praxis erhebliche Schwierigkeiten entgegen. Hinzu kommt die Unsicherheit in der Abschätzung der unvermeidlichen Bodenkennwerte. Die Probebelastungen haben dagegen den Vorzug, die gegebenen Bodenverhältnisse unmittelbar zu erfassen. Wie nun die Ergebnisse solcher Probebelastungen auswertbar sind, mögen folgende Ausführungen an einer Reihe von Beispielen zeigen. Vorher muß jedoch auf die zwischen Pressung, Durchmesser der Lastplatte und Setzung bestehenden Beziehungen näher eingegangen werden.

Für die folgenden Ableitungen sei vorausgesetzt, daß ein seitliches Ausweichen des Bodens (Fließen) noch nicht stattfindet; lediglich elastische und plastische Verformung des Bodens soll eintreten. Wenn auch geringe Störungen in der Randzone der Lastplatte schon von Anfang an entstehen, so sind diese bei kleinen Pressungen doch nur unbedeutend und haben insbesondere bei größeren Lastplatten keinen wesentlichen Einfluß auf die Setzung. Die Störungen werden nahezu Null bei behinderter Seitenausdehnung, d. h., wenn der seitliche Boden belastet ist und damit ein Auftrieb des Bodens verhindert wird.

Betrachtet man unter einer Lastplatte ein Flächenelement df , so wird dieses belastet mit einer Pressung p_0 ; die Art der Spannungsverteilung in der Gründungsebene bleibe hierbei zunächst außer Betracht. Das Spannungsdiagramm der lotrechten Spannungen in Richtung der Achse des Flächenelements möge dabei die Form nach Abb. 1 haben. Angenähert kann man sich die Spannungsfläche durch ein inhaltgleiches Dreieck mit der Grundlinie p_0 und der Höhe t_w' (wirksame Tiefe) ersetzt denken.



Die Setzung des Elements df kann dann, wenn man für die Beziehung zwischen Spannung und Setzung, da das Hookesche Gesetz für lose Böden nicht gilt, das Potenzgesetz¹⁾ anwendet, angeschrieben werden:

$$s_{df} = \frac{p^n t_w'}{M'}$$

¹⁾ Das Potenzgesetz wurde erstmalig von Bülfinger, später auch von C. v. Bach für Beton angewendet.

Hierin bedeutet M' den Verformungsmodul des Bodenelements $df \cdot t_w'$. Was für das Element df gilt, gilt grundsätzlich auch für die ganze Lastplatte. Die Spannungsverteilung in der Gründungsebene ist zwar nicht gleichmäßig. Bei kleineren Platten ist sie, wie die Versuche gezeigt haben, ungleichmäßiger als bei größeren. Für die Setzung der starren Platte ist jedoch die mittlere Belastung p maßgebend. Ist weiter t_w die mittlere wirksame Tiefe und M der mittlere Verformungsmodul der ganzen Platte, so ist für die Setzung der Platte sinngemäß zu setzen:

$$(1) \quad s = \frac{p^n t_w}{M}$$

Die Tiefenwirkung einer Lastplatte ist bei gleicher Flächenpressung um so größer, je größer die Fläche der Platte ist. Die wirksame Tiefe t_w kann daher als Abhängige vom Halbmesser der Platte r eingesetzt werden.

$$t_w = f(r)$$

Wird angenähert geradlinige Beziehung zwischen t_w und r angenommen, so kann gesetzt werden:

$$t_w = m r$$

Der Verformungsmodul M ist nicht konstant, sondern wächst infolge zunehmender Dichte des Bodens mit der Tiefe. Wird daher der Modul an der Oberfläche mit M_0 bezeichnet und im übrigen angenähert geradlinige Beziehung angenommen, so wird:

$$M = M_0 (1 + k t_s)$$

Hierin bedeutet t_s jeweils die Tiefe des Schwerpunktes der Setzung unter Gründungsebene.

Umgeformt lautet Gl. (2) dann:

$$(2) \quad s = \frac{p^n m r}{M_0 (1 + k t_s)} = \frac{p^n r}{c_0 (1 + k t_s)}$$

Die Tiefenwirkung der Last und damit auch t_s ist aber gemäß vorstehendem proportional dem Halbmesser r . An Stelle von $k t_s$ kann daher $k' r$ gesetzt werden. Gl. 2a lautet dann:

$$(2a) \quad s = \frac{p^n r}{c_0 (1 + k' r)}$$

Damit erhält man eine einfache Beziehung zwischen Setzung, Pressung und Durchmesser der Lastplatte mit drei Konstanten n , c_0 und k , die durch Probebelastungen leicht ermittelt werden können. Für quadratische

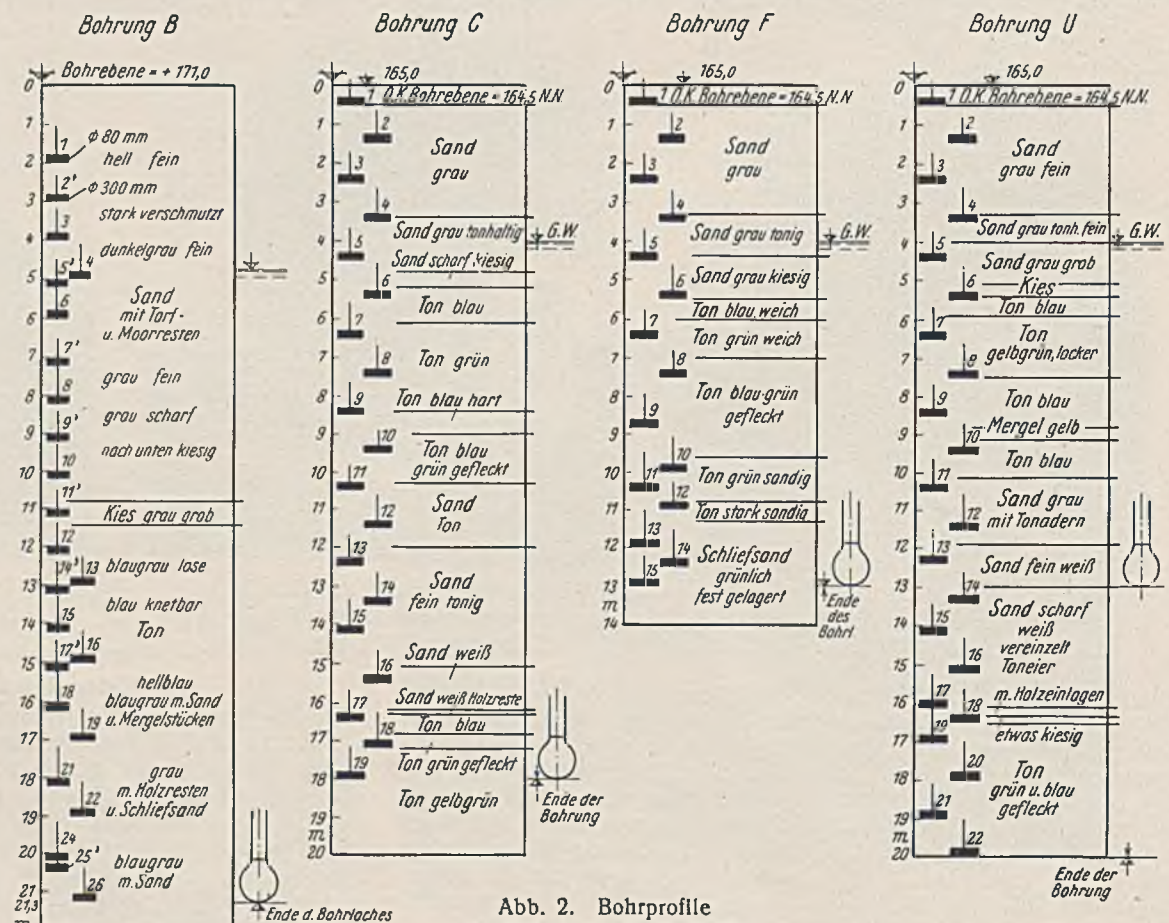


Abb. 2. Bohrprofile der Bohrungen B, C, F, U.

Platten ist statt r sinngemäß $\frac{a}{2}$ zu setzen. Bei rechteckigen Platten müßte streng genommen die Länge der Platte zum Ausdruck kommen, da in der Längsrichtung die Ausdehnungsmöglichkeit des Bodens im Vergleich zu einer quadratischen Platte gleicher Breite behindert ist. Es ist jedoch anzunehmen, daß bei kleinen Spannungen dieser Einfluß nur gering ist. Man wird daher mit genügender Annäherung bei Rechtecken die halbe Breite $\frac{b}{2}$, die für die wirksame Tiefe maßgebend ist, statt r einsetzen können. Diese Annahme müßte durch Versuche noch nachgeprüft werden.

II. Baugrunddruckprüfungen an der Schleuse Klodnitz und ihre Auswertung.

In der Baugrube der Schleuse Klodnitz wurden eine größere Anzahl von Baugrunddruckprüfungen vorgenommen. Die Prüfungen wurden nach Firma Lorenz mit einer Druckfläche von rd. 50 cm² (Stempeldurchmesser 80 mm) an verschiedenen Stellen und in verschiedenen Tiefen in Bohrröhren ausgeführt. Bei einer Bohrung (B) wurden außerdem Prüfungen mit einer größeren Druckfläche von rd. 700 cm² (Durchmesser 300 mm) durchgeführt. Die Bohrebene lag bei Bohrung B 3 m unter ursprünglichem Gelände, bei den übrigen Bohrungen 6,5 m tiefer, das sind 9,5 m unter Gelände. Die aus Stahlblech bestehenden Bohrröhre hatten einen inneren Durchmesser von 32 bis 50 cm. Sie wurden in der üblichen Weise mit Bohrgerät (Schlammbüchse, Schappe usw.) bis zu 25 m tief ausgebohrt. Mit fortschreitender Tiefe wurde in Abständen von etwa 1 m die Bohrsohle geebnet und der Belastungstempel vorsichtig eingesetzt.

Die durchfahrenen Bodenschichten waren keineswegs einheitlich. In Abb. 2 sind die Bohrergergebnisse der Bohrungen B, C, F und U aufgetragen. Nach einer Schicht von feinkörnigem Sand (11 bzw. 6 m hoch), die im unteren Ende in groben Kies übergeht, folgen mehr oder weniger fette Tone, hierauf sandige Tone bzw. tonige Sande und darunter wieder fettere Tone. Wie zu erwarten, nehmen die Setzungen mit tieferer Lage der Druckplatte ab. Eine eindeutige Gesetzmäßigkeit dieser Abnahme läßt sich jedoch nur bei den Belastungen im Sandboden ablesen. Bei den Tonen zeigen die Setzungslinien große Unregelmäßigkeiten. Diese sind in der verschiedenen Beschaffenheit des Tones begründet. Auch sind vermutlich bei der geringen Schubfestigkeit des Tones während des Versuches Aufquellungen neben dem Druckstempel aufgetreten.

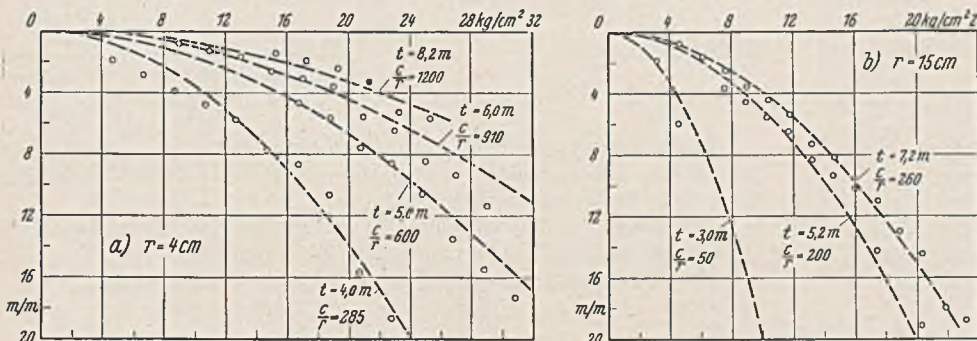


Abb. 3. Setzungslinien Bohrung „B“ für die Belastungsproben mit 8 und 30 cm ϕ Druckstempel.

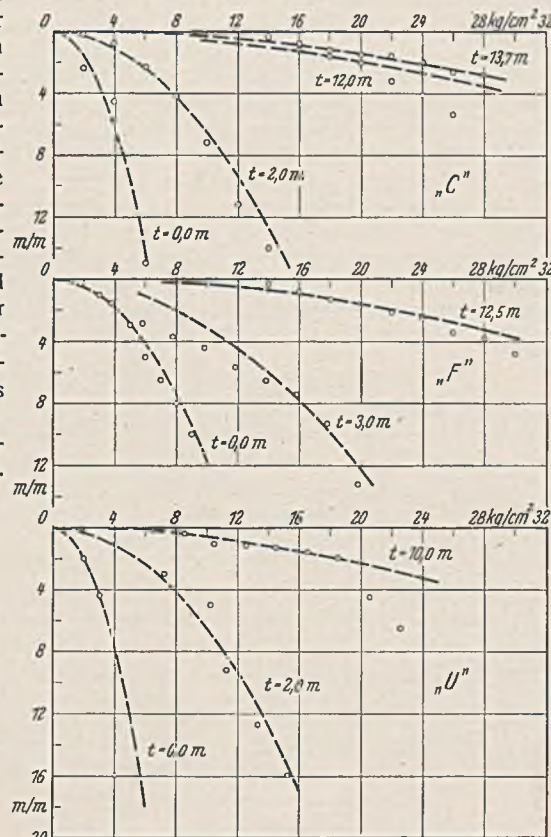


Abb. 4. Setzungslinien Bohrung „C“, „F“ und „U“ für die Belastungsproben mit 8 cm ϕ Druckstempel.

Den folgenden Betrachtungen sollen daher lediglich die Druckprüfungen in den Sandschichten zugrunde gelegt werden.

Abb. 3 zeigt die Ergebnisse der Druckprüfungen Bohrung B in 4, 5, 6 und 8,2 m Tiefe. Die mit der Tiefe zunehmende Festigkeit des Baugrundes ist offensichtlich. Darunter sind die Druckprüfungen Bohrung B mit der größeren Lastplatte (Durchmesser 300 mm) in 3, 5,2 und 7,2 m tief aufgetragen. Auch hier ist die zunehmende Festigkeit des Baugrundes ersichtlich. Gleichzeitig erkennt man die Zunahme der Einsenkungen mit dem größeren Durchmesser der Lastplatte.

Abb. 4 zeigt in gleicher Weise die Ergebnisse der Druckprüfungen in den Bohrungen C, F und U und dieselbe Gesetzmäßigkeit wie Bohrung B.

In Abb. 5 sind vergleichsweise die Setzungslinien weiterer auf anderen Baustellen ausgeführter Druckprüfungen²⁾ aufgetragen. Grundsätzlich zeigen sie die gleiche Form wie die in Klodnitz beobachteten. Die Setzungen nehmen erst langsam, dann schneller mit der Pressung zu, keineswegs aber geradlinig, wie teilweise (jedenfalls für den ersten Teil der Setzungslinie) angenommen wird.

Die Auswertung der Gl. (2a) ergab für die Versuche der Schleuse Klodnitz für n im Mittel den Wert 2, d. h. die Setzungen wachsen angenähert mit dem Quadrat der Pressungen. Die Setzungslinien sind also Parabeln mit dem Parameter:

$$c = \frac{p^2 r}{s}$$

In Abb. 3 bis 4 sind die errechneten Parabeln gestrichelt eingezeichnet. Wie ersichtlich, passen sie sich den Beobachtungen im allgemeinen gut an. Abweichungen bei den kleineren Pressungen, wie sie sich (z. B. Abb. 3 a u. 4 b) zeigen, sind vermutlich auf ein Auflockern des Bodens durch die Bohrung zurückzuführen. Bei den höheren Spannungen, etwa von 22 kg/cm² ab, beginnt der Boden offenbar zu fließen, hier sind daher größere Abweichungen nur natürlich. Im übrigen sind die Abweichungen von der errechneten Linie nur gering. Die Unterschiede bleiben in den Grenzen der schon durch die Ungenauigkeit bei der Messung bedingten Fehler.

²⁾ Entnommen aus Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Band I, S. 27.

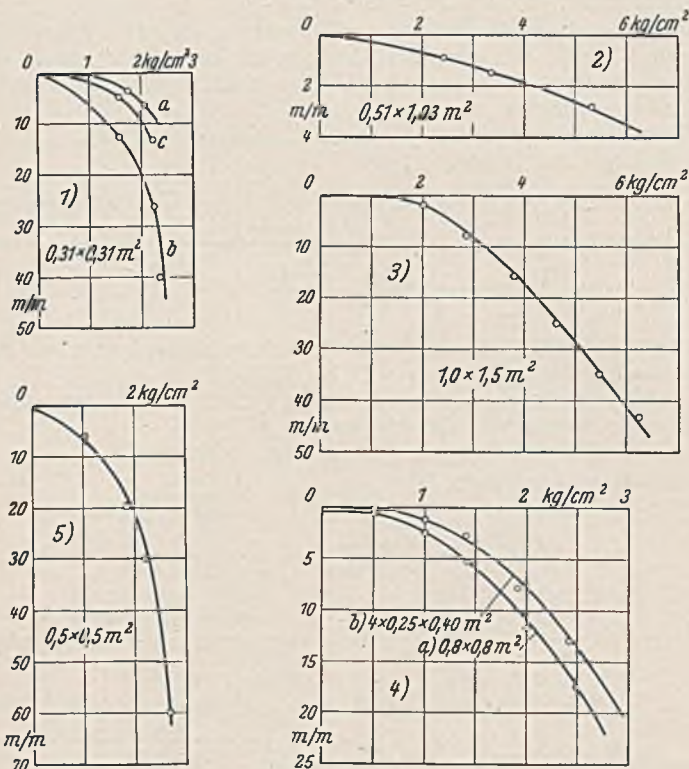


Abb. 5. Fünf verschiedene Einsenkungslinien.

Entnommen aus Brennecke-Lohmeyer, „Der Grundbau“, Bd. I, S. 28/29.

Die Belastung geschah dann durch eine Wasserdruknpresse oder durch Aufbringen von Ziegelsteinen auf einen auf dem Stempel ruhenden Belastungstisch. Die Setzungen wurden in einigen Fällen an einer Marke mit bloßem Auge, sonst an einer Meßuhr abgelesen.

Die ermittelten C -Werte sind in Abb. 7 in Abhängigkeit der Tiefe t aufgetragen. Die zur Bohrung B gehörenden Werte liegen nahezu in einer Geraden. Bei den kleineren Tiefen liegen auch die entsprechenden Werte der Bohrungen C , F und U im Bereich der Geraden, nur bei den größeren Tiefen zeigt sich bei letzteren eine Abweichung. Hierzu ist zu bemerken, daß, wie bereits eingangs erwähnt, die Bohrungen C , F und U von einer tiefer gelegenen Bohrebene aus abgeteufelt wurden. Zu diesem Zweck wurde eine Baugrube in der auf Abb. 6 dargestellten Form ausgehoben. Der Aushub in 6 m Breite kann aber nur die oberen Schichten voll entlasten, die unteren Schichten stehen dagegen unter dem Einfluß der seitlichen Auflast. Hierzu kommt, daß die Bohrungen C , F und U in unmittelbarer Nähe der geramnten Schleusenwand hergestellt sind. Der Boden ist hier sehr wahrscheinlich durch die Rammarbelten künstlich verdichtet worden. Die C -Werte dieser Schichten müssen daher größer sein, als ihrer Tiefe unter Bohrebene entspricht. Die größere Streuung bei den kleineren Tiefen erklärt sich aus dem verhältnismäßig größeren Einfluß der Randstörungen, da der Boden bei geringerer Verspannung eher zum Fließen neigt. Die Annahme geradliniger Zunahme des Verformungsmoduls des Bodens mit der Tiefe — gleichförmige ungestörte Bodenschichten vorausgesetzt — erscheint somit berechtigt.

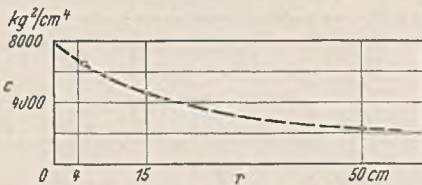
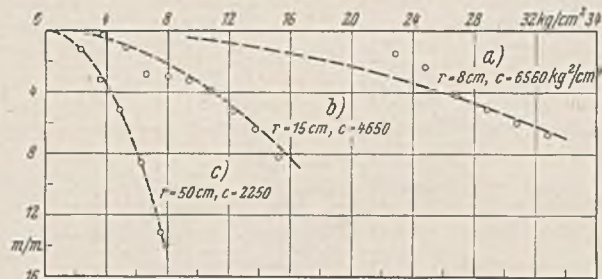


Abb. 6. Setzungslinien in Bohrsohle Bohrung „B“ 21,30 m unter Gelände.

In Abb. 6 sind noch die Ergebnisse der in der Bohrsohle der Bohrung B durchgeführten Probelastungen mit Durchmesser 80 mm (in 21,30 m Tiefe) und Durchmesser 300 mm (in 20,50 m Tiefe) dargestellt. Gleichzeitig sind die Ergebnisse der Probelastung des Bohrpfahles selbst aufgetragen (Linie c). Der Lorenz-Pfahl B bestand aus dem ausbetonierten Schaft mit 32 cm Durchm. und einem erweiterten Fuß mit 100 cm Durchm.

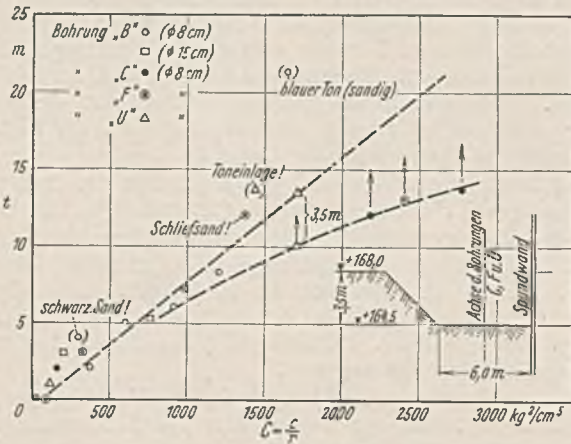


Abb. 7.

Konstante $C = \frac{c}{r}$ in Abhängigkeit von der Belastungstiefe t .

Nach Abzug der zu etwa 22 t ermittelten Mantelreibung ergab sich für den Fuß (Durchmesser 100 cm) die Setzungslinie c . Die Konstanten der Setzungslinien a bis c sind ermittelt zu 6600, 4700 und 2300 kg^2/cm^4 . Sie nehmen also in scheinbarem Gegensatz zu dem Vorhergesagten mit Zunahme des Durchmessers ab. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß in vorliegendem Falle unter dem sandigen festen Ton weichere Tonschichten folgen. Während diese sich bei der Belastung a) noch nicht bemerkbar machen konnten, werden sie bei b) und insbesondere c) deutlich wirksam. In vorliegendem Falle würde die Belastung allein mit dem Stempeldurchmesser 80 mm ein falsches Bild von der Standfestigkeit des Baugrundes in der Gründungssohle ergeben haben. Druckprüfungen mit kleinerer Druckplatte haben daher nur Wert, wenn feststeht, daß bis in größere Tiefe (mindestens zweimal Fundamentbreite, in vorliegendem Falle zweimal Durchmesser des Pfahlfußes) gleichartiger Boden ansteht.

III. Praktische Beispiele.

(Veröffentlichungen von Preß und Kögler.)

Von Kögler und von Preß sind in Bautechn. 1931 u. 1932 die Ergebnisse verschiedener Probelastungen veröffentlicht. Gleichzeitig werden die Setzungsbeobachtungen an den fertigen Bauwerken mitgeteilt. An Hand dieser praktischen Beispiele soll die Gültigkeit der unter 1 angegebenen Näherungsformel nachgeprüft werden. Hierbei wird n wieder angenähert gleich 2 angenommen.

A. Preß, Bautechn. 1932, Heft 30, S. 391.

Bau 1. Baugrubensohle eines Wohnungsblocks in Berlin O, Feinsand: $\gamma = 1,5$ bis $1,56 \text{ t/m}^3$, $\epsilon = 43,7$ bis $36,8\%$.

Belastungsversuche mit:

- a) $10 \times 10 \text{ cm}$ Belastungsplatte
- b) $20 \times 20 \text{ „}$ „
- c) $30 \times 30 \text{ „}$ „

Die Auswertung der Setzungsmessungen, wenn

$$s = \frac{p^2 r}{c} \quad c = \frac{p^2 r}{s}$$

ergibt für:

- a) $r = 5 \text{ cm}$ $c = 38,2$ (im Mittel)
- b) $r = 10 \text{ „}$ $c = 38,4 \text{ „}$
- c) $r = 15 \text{ „}$ $c = (30,9)^3 \text{ „}$

Fundament: 1,5 m breite Streifenlasten von 12 und 29 m Länge.

$$r = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m} = 75 \text{ cm,}$$

durch Extrapolation:

$$c = 38,2 + \frac{0,2}{5} \cdot 70 = 41,0.$$

Setzungen:

p kg/cm ²	$\frac{p^2 r}{c}$ cm	s gemessen cm
0,5	0,46	0,50
0,8	1,17	1,00

Bau 2. Baugrubensohle zweier Stützenfundamente in Berlin NO, (mittelfeiner grauer Sand: $\gamma = 1,93$ bis $1,96 \text{ t/m}^3$, $\epsilon = 35,7$ bis $32,5\%$, in größerer Tiefe fester Baugrund!)

Belastungsversuche mit $30 \times 30 \text{ cm}$ großen Belastungsplatten in Gründungssohle, 2,90, 5,70 und 8,30 m Tiefe unter Sohle.

Die Auswertung der Setzungen ergibt für:

- $t = 0,00 \text{ m}$ $c = 187$ (im Mittel)
- $t = 2,90 \text{ „}$ $c = 345 \text{ „}$
- $t = 5,70 \text{ „}$ $c = 795 \text{ „}$
- $t = 8,30 \text{ „}$ $c = 1440 \text{ „}$

Fundament: $4 \times 5 \text{ m}$; $r = 200 \text{ cm}$.

Da im vorliegenden Falle in der Gründungssohle nur ein Belastungsversuch gemacht ist, kann die Abhängigkeit zwischen c und r nicht ermittelt werden. Dagegen ist aus den Belastungsversuchen in den verschiedenen Tiefen die Zunahme von c mit der Tiefe bekannt. Nimmt man den Sitz der Setzung (t_s) etwa

$$\frac{b}{2} = \frac{4,0}{2} = 2,0 \text{ m unter Sohle an,}$$

so errechnet sich durch Interpolation:

$$c_F = 187 + \frac{158}{2,9} \cdot 2,0 \approx 300.$$

Setzungen:

p kg/cm ²	$\frac{p^2 r}{c}$ cm	s gemessen cm
1,0	0,67	0,64
1,5	1,50	0,88 ⁴⁾

Bau 3. Fundament am Zentralfriedhof in Berlin (graugelber Feinsand $\gamma = 1,52$ bis $1,58 \text{ t/m}^3$, $\epsilon = 42$ bis $39,2\%$).

Belastungsversuche mit quadratischen Flächen verschiedener Größe. Ausgewertet werden die Versuche mit

$$f = 625, f = 2025 \text{ und } f = 7000 \text{ cm}^2.$$

Die Auswertung ergibt für:

- $f = 625$ $r = 12,5$ $c = 37$ i. M.
- $f = 2025$ $r = 22,5$ $c = 41,3$ i. M.
- $f = 7000$ $r = 42,0$ $c = 47,7$ i. M.

Fundament $5 \times 7 \text{ m}$

$$r = \frac{500}{2} = 250 \text{ cm.}$$

$$c_F = 41,3 + \frac{6,4}{19,5} \cdot 227,5 = 116$$

$$= 37 + \frac{10,7}{29,5} \cdot 237,5 = 123$$

$$\text{im Mittel } c_F = \frac{123 + 116}{2} = 120.$$

Setzungen⁵⁾:

p kg/cm ²	$\frac{p^2 r}{c}$ cm	s gemessen cm
0,5	0,52	—
1,0	2,08	2,1
1,5	4,68	4,6

⁵⁾ Offenbar fehlerhaft.

⁴⁾ Geringere Setzung vermutlich auf tieferen, besseren Baugrund zurückzuführen.

⁵⁾ Preß bemerkt hierzu: „Aus den Versuchen ergibt sich auch, daß die Setzungen der großen rechteckigen Fundamentfläche bei weitem geringer sind, als nach den Probelastungen anzunehmen war.“

Vorstehende Berechnung zeigt, daß bei entsprechender Berücksichtigung der mit der Tiefe zunehmenden Bodenfestigkeit gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Probebelastungen und der Setzung des Bauwerks besteht.

Bau 4. Der Baugrund besteht aus sehr feinem Sand (66% \leq 0,1 mm). Der Boden kann daher kaum noch als kohäsionslos angesehen werden. Er folgt offenbar anderen Gesetzen. Die Setzungslinien verlaufen nahezu geradlinig.

Bau 5. Baustelle Berlin-Mitte (ungleichmäßiger, mittelfeiner Sand). Belastungsversuche mit 30 \times 30 cm großen Flächen in Gründungsebene und in 5,4 m Tiefe. Die Auswertung ergibt

$$t = 0,0 \text{ m} \quad c = 70 \text{ i. M.}$$

$$t = 5,4 \text{ m} \quad c = 615 \text{ i. M.}$$

Fundament 3 \times 3 m; $r = 1,5 \text{ m}$.

Nimmt man (wie bei Bau 2) den Sitz der Setzung des Fundaments $\frac{3,0 \text{ m}}{2} = 1,5 \text{ m}$ unter Sohle an, errechnet sich c_F durch Interpolation.

$$c = 70 + \frac{545}{5,4} \cdot 1,5 \approx 220.$$

Bau 6. Die Messungen fanden in einem 23 m tief herunter gebrachten Senkkasten statt. Wegen der durch Druckluft usw. im Boden hervorgerufenen Störungen sind die Messungen nicht ausgewertet. Auch ist beim Senkkasten der durch Reibung an den Wänden aufgenommene Teil der Last unbekannt.

Bau 7. Fundament in Berlin NO (ziemlich feiner, gleichmäßiger Sand bis 3,1 m unter Sohle).

Belastungsversuche mit

- a) 1 \times 1 m großer Fläche, b) 900 cm² Kreisfläche.

Die Auswertung ergibt:

$$f = 100 \times 100 \text{ cm}^2 \quad r = 50 \text{ cm} \quad c = 985 \text{ i. M.}$$

$$f = 900 \text{ cm}^2 \quad r = 17 \text{ cm} \quad c = 906 \text{ i. M.}$$

Setzungen:

Fundament 2,8 \times 3,0 m²

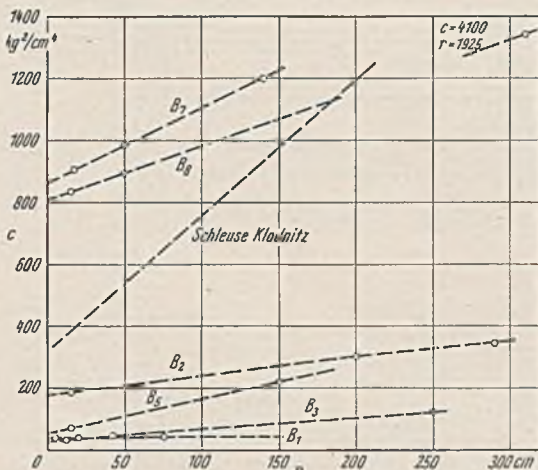
$$r = \frac{280}{2} = 140 \text{ cm.}$$

$$c_F = 906 + \frac{79}{33} \cdot 123 \approx 1200.$$

Setzungen mit Randbelastung:

p kg/cm ²	$\frac{p^2 r}{c}$ cm	s gemessen cm
0,88	0,53	0,82
1,37	1,28	1,28
1,62	1,78	1,60

p kg/cm ²	$\frac{p^2 r}{c}$ cm	s gemessen cm
1,0	0,12	0,15
1,5	0,26	0,29
2,0	0,47	0,43



B_1 : Feinsand $\gamma = 1,5$ bis $1,56 \text{ t/m}^3$; $\epsilon = 43,7$ bis $36,8\%$
 B_2 : mittelfeiner gr. Sand $\gamma = 1,93$ bis $1,96 \text{ t/m}^3$; $\epsilon = 35,7$ bis $32,5\%$
 B_3 : graugelb. Feinsand $\gamma = 1,52$ bis $1,58 \text{ t/m}^3$; $\epsilon = 42$ bis $39,2\%$
 B_4 : mittelfeiner Sand; B_5 : ziemlich feiner gleichm. Sand
 B_6 : alluvialer Sand
 Schleuse Klodnitz: ziemlich feiner Sand

Abb. 8. Konstante c der praktischen Beispiele in Abhängigkeit vom Durchmesser der Lastplatte.

B. Kögler, Bautechn. 1931, Heft 24, S. 359.

Abb. 2. Für ein Turbinenfundament sind Probebelastungen durchgeführt. Das Fundament ist aber unmittelbar neben bereits vorhandenen Gebäuden, deren Einfluß unbekannt ist, errichtet. Die Bodenschichten sind nicht angegeben. Die Messungen sind daher nicht auswertbar.

Abb. 8. Westkraftwerk Berlin (alluvialer Sand). Probebelastungen auf Baugrubensohle (= 2,0 m unter Gelände) mit:

- a) 660 cm² Belastungsfläche, b) 1 \times 1 m² Belastungsfläche.

Die Auswertung ergibt für:

- a) $f = 660 \text{ cm}^2$ $r \approx 15 \text{ cm}$ $c = 833 \text{ i. M.}$
 b) $f = 1 \times 1 \text{ m}^2$ $r = 50 \text{ cm}$ $c = 893 \text{ i. M.}$

Fundament: Der Gründungskörper (Kesselhaus) besteht aus einer Reihe von Einzelfundamenten, die jedoch so dicht nebeneinander stehen, daß sie praktisch als ein großes Fundament anzusehen sind. Die äußeren Abmessungen sind:

$$38,5 \times 94 \text{ m} \quad r = \frac{3850}{2} = 1925 \text{ cm}$$

$$c_F = 833 + \frac{60}{35} \cdot 1910 \approx 4100.$$

Das gesamte Gewicht des Kesselhauses beträgt 60 000 t.

$$p = \frac{60\,000}{94 \cdot 38,5} = 16,6 \text{ t/m}^2 = 1,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{1,66^2 \cdot 1925}{4100} = 1,3 \text{ cm} \quad (\text{gem. } 1,43^{\circ} \text{ cm}).$$

Wenn Bernhardt a. a. O. bemerkt, „daß die Messungen (am Bauwerk) wenig mit den Bodendruckversuchen übereinstimmen“, so zeigt vorstehende Berechnung im Gegenteil recht gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Bodendruckversuche und der Setzung des Bauwerks.

IV. Zusammenfassung der Ergebnisse.

Die für die verschiedenen Belastungsfälle ermittelten Konstanten sind in Abb. 8 in Abhängigkeit von dem Plattendurchmesser aufgetragen. Die C -Linien der Belastungsfälle Bau 1 bis Bau 3 und Bau 5 liegen recht nahe beieinander, was auf die Gleichartigkeit des Bodens (Berliner Sand) schließen läßt. Bau 7, Abb. 8, sowie Schleuse Klodnitz zeigen demgegenüber erheblich höhere Werte. Bei der Verschiedenartigkeit der Boden ist das weite Auseinandergehen der Konstanten nicht verwunderlich.

In diesem Zusammenhang sei noch erwähnt, daß die Firma Lorenz auf Grund ihrer reichen Erfahrungen gefunden hat, daß im allgemeinen der Pfahlfuß (Durchmesser 90 cm) bereits bei einem Drittel der bei der Probebelastung (Durchmesser 8 cm) angewendeten Pressungen die Einsenkungswerte der Probebelastung erreicht. Nach Gl. (2) müssen sich bei gleichen Setzungen, wenn die bei größerer Tiefe nur geringe Veränderlichkeit des Nenners vernachlässigt wird, die Pressungen verhalten wie die umgekehrten Wurzeln der Halbmesser.

$$\frac{p_1}{p_2} = \sqrt{\frac{r_2}{r_1}} = \sqrt{\frac{4}{45}} = \frac{1}{3,36}.$$

Berücksichtigt man, daß ein Teil der Pfahllast durch Reibung aufgenommen wird, so kann die von der Firma angewendete Faustregel als einigermaßen zutreffend angesehen werden. Auch diese Erfahrung spricht somit für die Anwendbarkeit der Näherungsformel.

Zusammenfassend darf gesagt werden:

1. Die Setzung einer Lastplatte in körnigen, natürlich gelagerten Böden wächst annähernd mit dem Quadrat der Pressung, sie wächst ferner bei gleicher spezifischer Pressung mit dem Durchmesser der Lastplatte, jedoch langsamer als dieser.
2. Der Verformungsmodul M nimmt — gleichförmige ungestörte Bodenschichten vorausgesetzt — geradlinig mit der Tiefe zu.
3. Der Schwerpunkt der Setzung (Sitz der Last) liegt etwa in einer Tiefe gleich der halben Fundamentbreite unter Gründungsebene.
4. Probebelastungen geben bei Anwendung genügend großer Platten (Kantenlänge bzw. Durchmesser mindestens 30 cm)⁷⁾ und folgerichtiger Auswertung ein Maß für die Setzung des Bauwerks.

Hierbei ist zur Bestimmung der Konstanten die Durchführung mehrerer Probebelastungen mit Platten verschiedener Durchmesser erforderlich. Statt der im allgemeinen in Gründungsebene durchzuführenden Probebelastungen können auch Belastungen in verschiedener Tiefe unter Gründungsebene in Betracht kommen. Diese werden insbesondere bei wechselnden Bodenschichten auszuführen sein. In diesem Falle kommt Gl. (2) zur Anwendung, wobei für die Berechnung der Setzung des Bauwerks dann t_s angenähert etwa $= r$ bzw. $\frac{b}{2}$ anzunehmen ist. Die Annahme $n = 2$ galt für natürlich gelagerte Sandböden. In besonders gelagerten Fällen (sehr fest gelagertem Boden) wird $n < 2$. n muß in diesem Fall aus der Setzungslinie erst errechnet werden.

Die Beispiele haben gezeigt, daß es wohl möglich ist, bei körnigen Böden aus Probebelastungen mit kleiner Platte auf die Setzungen größerer Bauwerke zu schließen. Die Brauchbarkeit der angegebenen Näherungsformel erscheint erwiesen. Jedenfalls haben die untersuchten Beispiele eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung, wie sie bei der nur groben Näherungsformel billigerweise nicht besser erwartet werden konnte, gezeigt.

⁶⁾ Bernhardt, Z. d. Vdl 1931, S. 257.

⁷⁾ Richtlinien für Probebelastungen, aufgestellt vom Unterausschuß für die Tragfähigkeit des Baugrundes.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Schleusenbauten im Bereich der Elbstrombauverwaltung.

Vortrag von Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Walter Petzel, Magdeburg, auf der 42. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 16. März 1939 in Wien.

1. Einleitung.

Das Wasserstraßenbauprogramm der Reichsregierung sieht als eines seiner Hauptziele die Schaffung eines neuzeitlichen, geschlossenen großdeutschen Binnenwasserstraßennetzes vor. Im Rahmen dieses Plans liegt der Elbstrombauverwaltung der Ausbau der mitteldeutschen Wasserstraßen ob (Abb. 1). Hier sind vorwiegend drei Bauaufgaben zu lösen:

1. die Niedrigwasserregelung der Elbe,
2. die Vollendung des Mittellandkanals von Peine über die Elbe hinweg bis Burg,
3. der Bau des sog. Südflügels, d. i. die Verbindung des Industriegebiets von Bernburg, Halle, Merseburg und Leipzig mit Elbe und Mittellandkanal.

Bei diesen Strom- und Kanalbauten sind neben umfangreichen Erdarbeiten viele Kunstbauten auszuführen, wie Brücken, Düker, Durchlässe usw. von teilweise ganz erheblichen Ausmaßen. Die größten und schwierigsten Bauwerke sind die Kanalbrücke über die Elbe von rd. 900 m Gesamtlänge und 30 m Wasserspiegelbreite des Troges, drei Schiffshebewerke von je bis zu 19 m Hubhöhe und 21 neuzeitliche Schleusen.

Von den letzteren gehören zwei als Doppelschleuse zum Niedrigwasserausbau der Elbe bei Magdeburg. Zwei liegen als Schleppzugschleusen in der Hauptlinie des Mittellandkanals, vier in dem Stichkanal zu den Reichswerken „Hermann Göring“ bei Braunschweig, eine in dem Verbindungsweg zwischen dem östlichen Teil des Mittellandkanals und der Elbe, zwölf im Südflügel. Sämtliche Schleusen werden nach einheitlichen Gesichtspunkten unter Zugrundelegung eines Normalschiffs von 1000 t Tragfähigkeit entworfen und gebaut.

2. Die Kammerschleuse bei Niegripp.

Von den Schleusen ist bisher nur eine als Stahlschleuse gebaut worden, zwei weitere werden voraussichtlich ebenfalls mit Stahlspundwänden ausgerüstet. Die übrigen werden zum Teil aus Gründen der Stahlersparnis mit Schwergewichtsmauern ganz aus Beton errichtet.

Die neue Schleuse in Niegripp gehört zu den Schiffsanlagen der Kreuzung des Mittellandkanals mit der Elbe. Hier, 12 km nördl. Magdeburg, ist den Schiffen die Möglichkeit gegeben, aus dem Kanal in die Elbe zu gelangen, und zwar stromauf durch das Schwimmerhebewerk Rothensee, stromab durch die neue Schleuse Niegripp. Schleppzüge, die vom Kanal auf die Elbe oder umgekehrt fahren, werden an der Schleuse

Niegripp fast ohne Ausnahme aufgelöst; denn Elbeschlepper oder Kanalschlepper werden im allgemeinen nicht auf eine andersartige Wasserstraße übergehen. Die Schleusenkammer ist deshalb so bemessen, daß in ihr zwei 1000-t-Kähne ohne Schlepper Platz finden. Ihre nutzbare Länge beträgt 165 m, die Kammerbreite 12 m (Abb. 2). Das Gefälle schwankt je nach den wechselnden Elbewasserständen zwischen 1,54 m gegen den Kanal bei niedrigstem Wasserstande der Elbe und bis zu 5,20 m gegen die Elbe bei höchstem schiffbaren Wasserstand der Elbe. Die Schleusentore kehren also nach beiden Richtungen.

Die Schleuse liegt im Bereich alluvialer Bodenschichten. Der Untergrund ist Kielesand, der von einer 1 bis 2 m hohen Schlickdecke überlagert ist; in größerer Tiefe steht Geschiebemergel an. Charakteristisch für den Gesamtbau ist die zur Vermeidung von Landeskulturschäden geschehene Ausführung ohne größere Grundwasserabsenkung. Dies erforderte die Verwendung von Stahlspundwänden. Die Schleusenkammer ist von verankerten Spund-

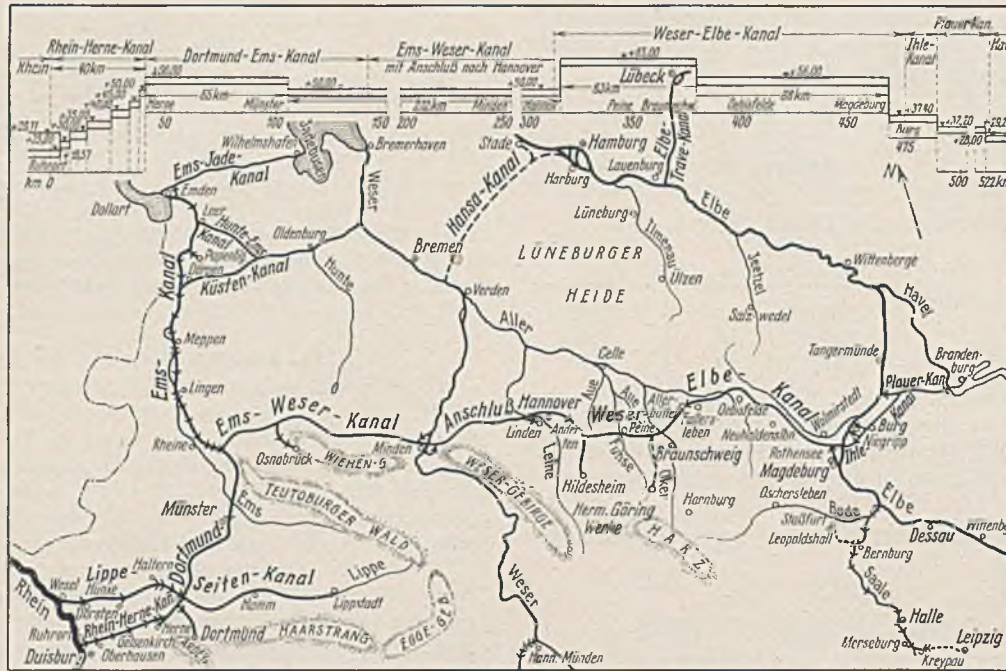


Abb. 1. Mittellandkanal.

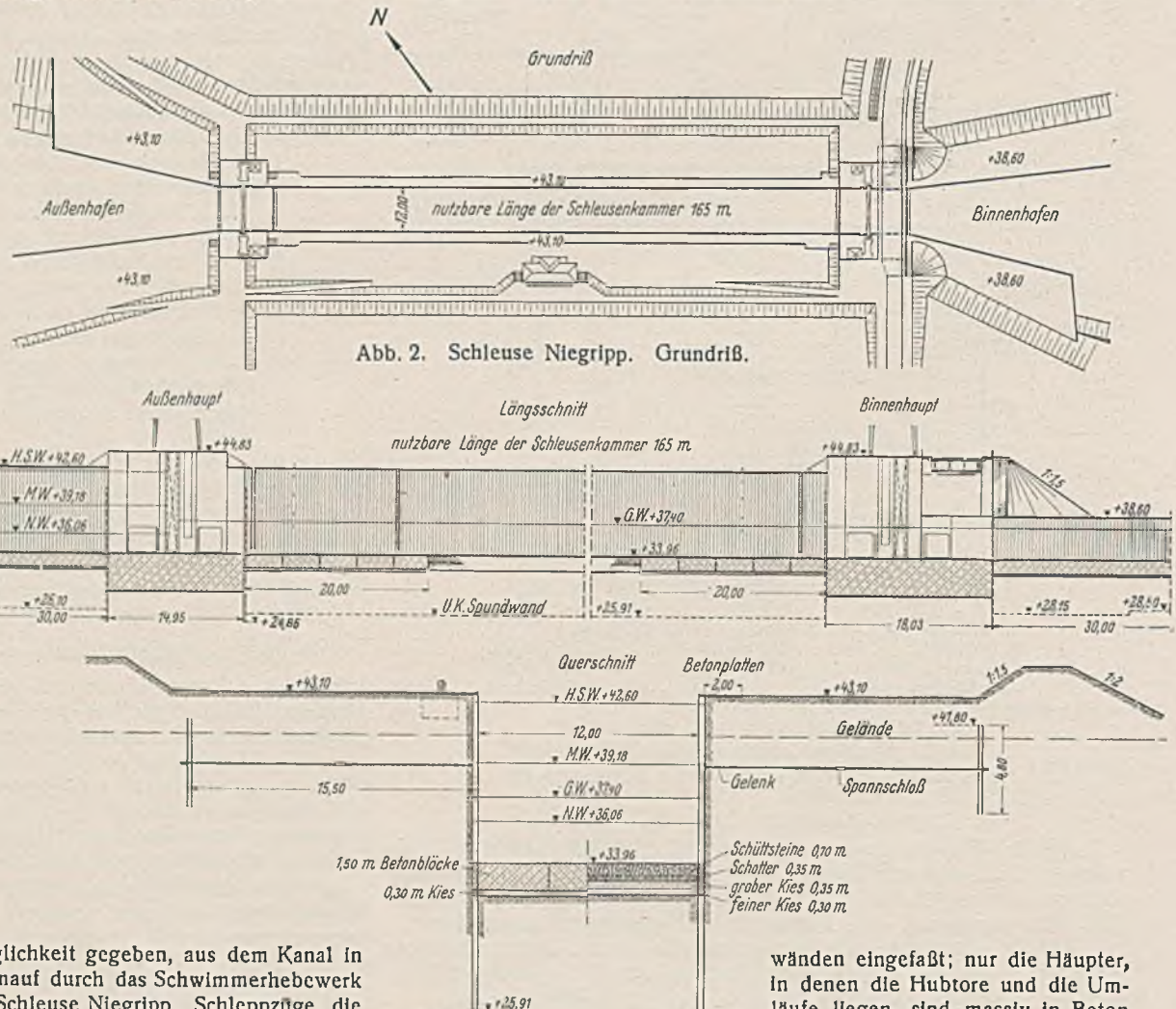


Abb. 2. Schleuse Niegripp. Grundriß.

Abb. 3. Längs- und Querschnitt.

wänden eingefast; nur die Häupter, in denen die Hubtore und die Umläufe liegen, sind massiv in Beton erbaut (Abb. 3). Auch sie sind inner-

Diese Mischung wurde gewählt, um eine gute Betondichte und Verarbeitbarkeit des Mischgutes zu erzielen, zugleich aber auch die Abbindewärme zur Verminderung der Rissebildung niedrig zu halten. Beim Beton der Häupter wurde der Traßzement auf 281 kg je m^3 erhöht, um größere Festigkeiten zu erzielen.

Die Sieb- und Meßanlage für die Zuschlagstoffe liegt unmittelbar bei den Lagerplätzen am nördlichen Vorhafen, die Mischmaschinen mit den Betonpumpen stehen an der westlichen Baugrubenböschung vor dem Bindemittelschuppen. Siebe und Meßanlage sollen ihre Standorte während der ganzen Bauzeit beibehalten (Abb. 6). Für die Mischanlage ist eine zweite Stellung zur Verringerung der Förderweite bei den Oberhäuptern vorgesehen. Zuschlagstoffe, Klesand, Kies und Schotter werden mit einem Greifbagger in Kippwagen geladen, zu den Aufgabebunkern für zwei Förderbänder gebracht und auf diese abgekippt. Mit diesen Förderbändern gelangen die Zuschlagstoffe über die Siebanlage und werden dort auf die vorhandenen vier Siebe abgeworfen (Abb. 7). Unter den Sieben angebrachte Rutschen bringen die Zuschlagstoffe in den Körnungen 0 bis 7, 7 bis 30, 30 bis 70 und über 70 in vier Silozellen von insgesamt 700 m^3 Fassungsvermögen; eine fünfte Silozelle ist als Ersatz vorhanden.

Durch Meßbänder werden die Zuschlagstoffe genau in der für die einzelnen Körnungen festgesetzten Menge aus den Silozellen abgezogen und in Kippwagen zu den Mischanlagen befördert. Hier werden jeder Mischung mit Hand 74 kg Feinsand beigegeben und die gesamten Zuschlagstoffe in die Aufgabetrichter der Mischmaschinen abgekippt.

Traßzement und Thurament kommen aus den Lagerschuppen mit einer Förderschnecke und zwei Bändern zu einem Silo, der über der Mischmaschine liegt. Eine Zelle des Silos nimmt den Traßzement, die andere den Thurament auf. Aus diesen Zellen werden die beiden Bindemittel mit zwei Förderschnecken zu selbsttätigen Waagen geleitet. Durch eine gemeinsame Abzugsvorrichtung entleeren beide Waagen gleichzeitig in einen Bunker, aus dem die für eine Mischung bestimmte Bindemittelmenge nach Bedarf einem der drei Fallrohre zugeführt wird. Die drei

Die drei Betonpumpen — System Torkret — haben eine Leistung von je 15 m^3/h . Sie befördern das Mischgut in Rohrleitungen auf einem in der Längsrichtung der Schleuse verfahrbaren Gerüst, das beide Schleusenkammern überspannt, bis über die Mitte der Kammerblöcke. Unter den Rohrmündungen befindet sich ein Verleilungstrichter, von dem aus das Mischgut auf drei verschiedene Stellen einer Blocklänge geleitet wird. Die Fallrohre sind an der Betonierbrücke aufgehängt und werden mit einer Seilwinde teleskopartig mit dem Steigen des Betonbreites hochgezogen. Jeder zeitraubende Umbau der Anlage während des Betonierens fällt also weg.

Die Betonkörper werden ohne Unterbrechung in einem Arbeitsgang bis zur vollen Höhe, die bei den Kammermauern rd. 12,8 m und bei den Häuptern rd. 16,6 m beträgt, betoniert. Dabei soll die Steighöhe mindestens 20 und höchstens 25 cm/h betragen.

Bei der Entwurfsbearbeitung war darauf Bedacht genommen worden, möglichst allen Blöcken die gleichen Abmessungen und Formen zu geben, um sie auch in bezug auf Aussparungen für einzubauende Stahlteile einheitlich zu gestalten. Somit waren die wesentlichsten Voraussetzungen für die Verwendung von Stahlschalung gegeben, die auch in der Tat zur Anwendung gekommen ist (Abb. 9). Der gesamte Schalungskörper eines Blocks ist fahrbar. Die genaue Einstellung der Schalung in die Flucht und die Loslösung der Schalung vom erhärteten Beton geschieht durch Spindelvorrichtungen an den Radachsen unten und am Fachwerkrahmen im oberen Teil der Schalung.

Die Schalung der Stirnwände besteht aus Holz.

Die Fugen zwischen den Blöcken werden durch Teerstricke und diejenigen, die größeren Überdrucken ausgesetzt sind, durch die früher allgemein üblichen Kupferwellen gedichtet.

Um das Auftreten von Rissen in den Betonkörpern durch zu große Wärmeunterschiede zu vermeiden, wird der Beton der besonders massigen Mittelmauer und der Häupter im Innern mit Hilfe eines eingebauten Rohrnetzes gekühlt (Abb. 10).

Diese Kühlung durch Grundwasser hat genügt, um Risse zu vermeiden. Vergleichsweise sei erwähnt, daß an einem zuerst ohne Kühlung

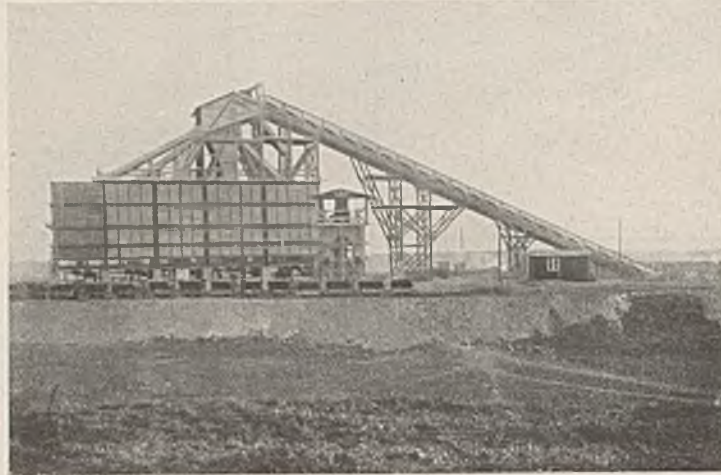


Abb. 7. Siebanlage.

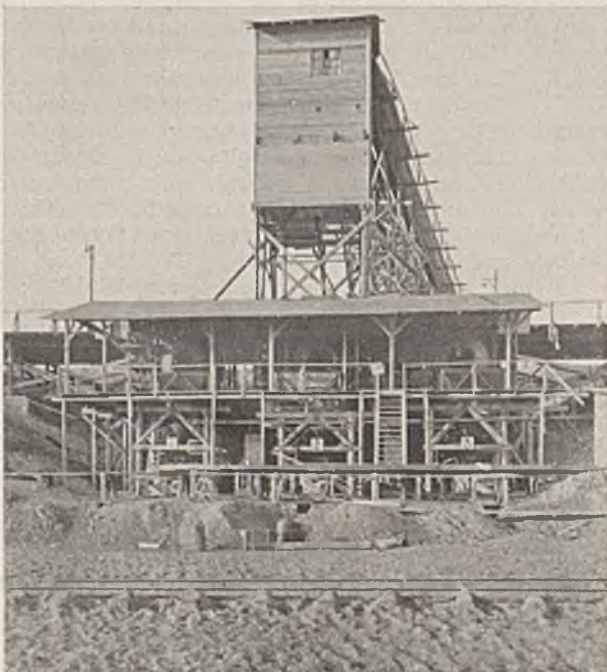


Abb. 8. Mischanlage.

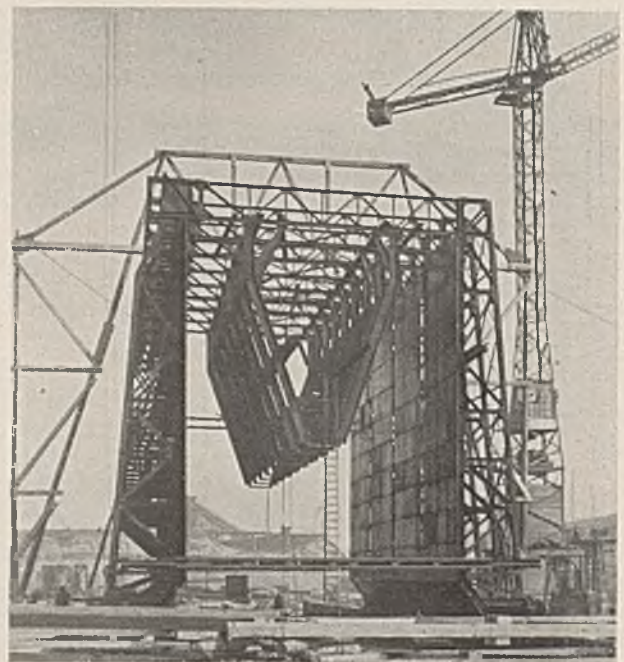


Abb. 9. Stahlschalung.

Fallrohre bringen die Bindemittel in Taschen innerhalb der einzelnen Aufgabetrichter, von wo aus sie zusammen mit den Zuschlagstoffen zu den Maschinen gelangen. Die Mischanlage (Abb. 8) besteht aus drei Mischmaschinen von je 1350 l Trommelfüllung. Das fertige Mischgut gelangt in einen Kasten, aus dem es mit einem Segmentschieber in die Aufgabetrichter der Betonpumpen fällt, die unmittelbar darunter stehen.

geschütteten Block der Mittelmauer zahlreiche Risse aufgetreten sind (Abb. 11). In diesem Zusammenhang darf ich berichten, daß bei der Elbstrombauverwaltung alle ausgesprochenen Wasserbauten, zu denen insbesondere die Schleusen gehören, bewußt ohne Verblendung des Betonmauerwerks ausgeführt werden. Diese Vorschrift geht von der Überzeugung aus, daß die in einem Guß als ganz gleichförmige Betonkörper

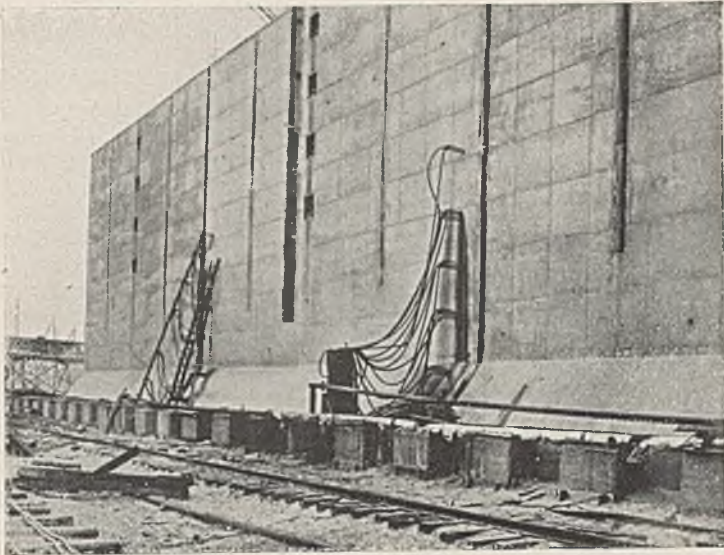


Abb. 10. Betonkühlung.



Abb. 11. Block mit Rissen.

hergestellten Bauten in bezug auf Güte und Beständigkeit im Wasser einem mit Werksteinen oder Klinkern verblendeten Baukörper überlegen sind. Die Ansichten über den Wert einer Verblendung sind bekanntlich geteilt. Ich möchte annehmen, daß die in den einzelnen Bezirken der Reichwasserstraßenverwaltung verschieden gehandhabte Ausführung der Bauten über

kurz oder lang zur endgültigen Klärung dieser Frage führen muß. — Daß die ästhetischen Gesichtspunkte auch bei all unseren Bauten nicht außer acht gelassen werden, ist selbstverständlich. Wir glauben, ihnen durch sinnvolle Formgebung und äußerste Sorgfalt in der Verarbeitung des Betons voll Rechnung zu tragen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Peenebrücke Anklam.

Von Dipl.-Ing. Kurt Nettelbeck, Stettin.

Die zweigleisige Eisenbahnstrecke Berlin—Angermünde—Stralsund und weiter nach Saßnitz führt bei Anklam über die Peene. Da die Höhenlage der Strecke beim Übergang über die Peene wegen der in Anklam verkehrenden seegängigen Schiffe eine feste Brücke von genügender lichter Durchfahrhöhe nicht gestattet, wurde auch beim Neubau der Bau von beweglichen Brücken wieder nötig.

Die beiden beweglichen Brücken, an die sich nach Norden je ein fester Überbau anschließt, haben eine Stützweite von 14,70 m und überbrücken eine Schiffahrtrinne von 11,30 m zwischen den Pfeilern. Jeder Überbau trägt ein Gleis. Baustoff für die Überbauten: St 37.

Als System wurde die Form der Rollklappe mit hochliegendem Rollkranz und Gegengewicht gewählt, im Gegensatz zu den ausgebauten Brücken, die Rollkranze unter der Fahrbahn, befahrbare Brückenrückarme und unter diesen angeordnete Gegengewichte hatten. Die neuen Brücken sind elektrisch angetrieben, die alten hatten Antriebe mit Wasserdruetzylindern, die sich übrigens recht gut in etwa 30 Jahren bewährt haben. Weniger gut hatte sich allerdings im Betriebe die Form der alten Klappen mit befahrbarem Rückarm gezeigt. Es fehlte am Ende der Klappenrückarme eine Abstützeinrichtung, so daß trotz Verriegelung der Klappensitze die Brücke dort auf den Lagern tanzte, wenn sie befahren wurde und der Rückarm sich unter der Last durchbog. Dadurch war kein glatter, stoßfreier Übergang vom Festlande auf die Klappbrücke und von ihr auf die anschließende feste Brücke vorhanden, was sich auf die Geschwindigkeit und somit Fahrzeit der durchgehenden Züge ungünstig auswirkte. Bei der ungenauen Lagerung an beiden Brückenden war auch der Ein-

bau von angetriebenen Schienenübergängen nicht möglich, da das Schlagen beider Brückenden die Anordnung von Schienenübergängen verbot. Zudem waren die Klappenüberbauten den Verkehrslasten nicht mehr gewachsen und die Möglichkeit der Verstärkung nicht gegeben. Es blieb also nur der Neubau als Lösung für eine schnelle und betriebsichere Abwicklung des Eisenbahnverkehrs übrig.

Da die alten Brücken einen tiefen Klappenkeller im Fundament hatten, der bei geöffneter Lage den Klappenrückarm aufnahm, die alten Fundamente einschließlich Gründung gesund waren, lag es nahe, den Klappenkeller zum Teil nur auszufüllen und in dem jetzt über HW liegenden übrigbleibenden Hohlraum die Antriebsmaschinen für die Klappen unterzubringen. Allerdings mußte der Klappenkeller überbrückt werden.

Hierfür wurde ein genieteteter Überbau mit durchgehendem Schotterbett gewählt. Er ist gleichzeitig der Träger für die Rollbahn, auf der sich das Rollsegment der eigentlichen Klappe während des Brückenspiels abrollt. Dieser Rollkreisabschnitt ist genietet, um die genaue Maßhaltigkeit und das genaue Einhalten der Rollebene zu gewährleisten. An den genieteteten Rollkreisabschnitt schließt sich der eigentliche Klappenüberbau an. Dieser ist elektrisch geschweißt.

Wegen des Auftretens großer senkrechter Kräfte — bei halbgeöffneter Klappe beträgt die für die Bemessung eines Hauptträgers maßgebende Last 83 t — wurde besondere Sorgfalt auf die Ausbildung des Rollbahnträgers und des Rollkreisabschnitts gelegt.

Nach dem Zusammenbau von Rollkranz und Klappenkellerbrücke wur-

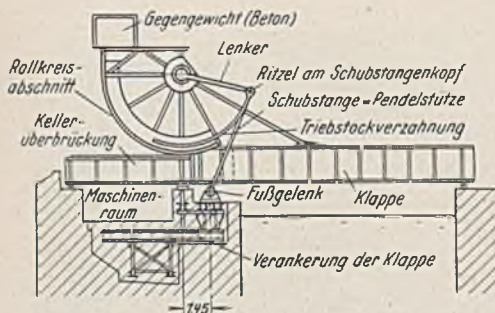


Abb. 1. Ansicht und Grundriß der Peeneklappbrücke Anklam.

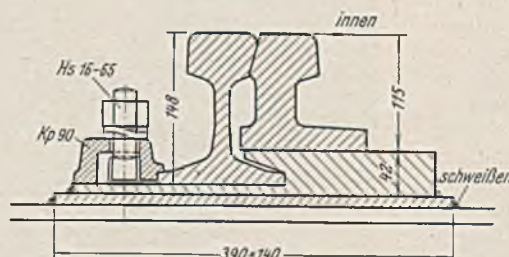


Abb. 2. Schnitt durch den Schienenübergang am Klappenspalt (geschlossene Stellung).

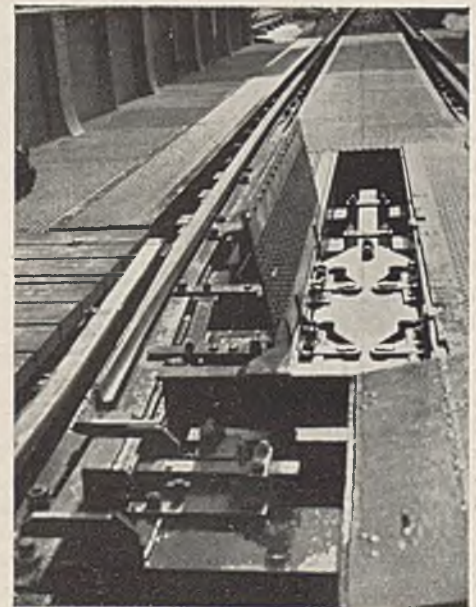


Abb. 2a. Angetriebener Schienenübergang an der Klappenspitze in geöffneter Stellung.



Abb. 3. Ansicht der Brücke von Oberstrom.

den im Werk die Verzahnungen, Werkstoff Gußstahl, aufgebracht, nochmals genau überarbeitet und dann aufeinander abgerollt, eine Maßnahme, die sich nach dem Aufstellen günstig auswirkte, da die Klappen beim Ersten-Mal-Bewegen ohne zu zwingen abrollten.

Bei den geschweißten Klappenüberbauten ist bemerkenswert die Verwendung stählerner Querschwellen aus IP 18. Begründet ist der Einbau stählerner Querschwellen in der Erfahrung, die wir bei anderen beweglichen Brücken gemacht haben. Es kommt nämlich bei Anordnung angetriebener Schienenübergänge darauf an, daß die Höhenlage der Schienenoberkante auf der Klappe und dem anschließenden festen Überbau unbedingt festliegt und gleichbleibt. Diese Bedingung stellten die Querschnitte der Zungen- und Backenschiene (Abb. 2). Es ist deshalb ferner vermieden, zwischen Schiene und Schwelle und Schwellenträger eine federnde Zwischenlage aus Pappelholz einzuschalten, wie auch die Schienen selbst in der sonst üblichen Neigung von 1:20 nach innen zu verlegen. Die Zungen des Schienenübergangs laufen auf einer waagerechten Platte, stehen also senkrecht zu dieser Ebene, fordern also auch die senkrechte Stellung der anschließenden Schienen. Erst im Bereich der folgenden Schienenenden auf dem festen anschließenden Überbau wird allmählich in die Neigung 1:20 übergegangen.

Die angetriebenen Schienenübergänge bedingen aber auch, daß die Klappe nach jedem Spiel nicht nur in die gleiche Höhenlage zurückkehrt, sie fordern auch die genaue Lage der Brücke in der Achse. Um dieses zu gewährleisten, ist am Endquerträger ein Sporn angeordnet, der in ein zugehöriges Lager eingreift.

Abb. 3 zeigt die Ansicht des Brückenzuges, Abb. 4 die geöffnete Brücke in Ansicht von Oberstrom, Abb. 5 die Ansicht gegen die geöffneten Klappen von Norden, Abb. 5a diese Ansicht von Süden her.

Neuartig ist auch der hier gewählte Antrieb, dessen Aufbau aus Abb. 1 hervorgeht. Aus dem Maschinenkeller treibt eine langsam laufende Welle mit Kegelrad die beiden in den Lenkern zum Triebstock gehenden Wellen an, die wieder durch ein Kegelradpaar die Drehbewegung in das Ritzel, das in der Triebstockverzahnung des Rollkreisabschnitts kämmt. Mit den Bezeichnungen der Abb. 1 rollt jetzt der Kopf der Schubstange an dem Triebstock ab, der nach einem Kreis gebogen ist. Der Fuß der Schubstange liegt in einem Bocklager gelenkig gelagert. Somit muß der Rollsektor beim Öffnen der Brücke nach hinten abrollen, nimmt also die Klappe mit nach hinten unter gleichzeitiger Hebung. Der Lenker, der drehbar beweglich im Mittelpunkte des Rollkreisabschnitts angelenkt ist, hält das Ritzel im Eingriff mit der Triebstockverzahnung. In geöffneter Lage bilden Fußlager der Schubstange, Ritzelachse und Lager des Lenkers am Rollkreisabschnitt eine gerade Linie. Bei geöffneter Klappe ist also die Totpunkt-lage dieses Kniehebels erreicht. Aber die Klappe hat beim Weiterlauf der Motoren, falls Bremsen oder Endschalter versagen, das Bestreben, sich wieder zu schließen. Um dieses zu verhindern, sind zur Begrenzung des Öffnungslaufes starke, gefederte Puffer angebracht. Fährt die Klappe gegen diese, nimmt der Motor Überstrom auf und wird durch Überstromauslöser abgeschaltet.

Beim Schließen wird die Drehrichtung der aus dem Maschinenkeller kommenden Welle gegen die Öffnungsrichtung umgekehrt. Jetzt zieht der Lenker, der der Bewegung des im Schubstangenkopf angebrachten Ritzels folgen muß, die Brücke zu. Das Gelenk zwischen

Lenker und Schubstange mit Ritzel und Kugelen den zeigt Abb. 6. Bei geschlossener Brücke wird keine Totpunkt-lage der Schubstange und des Lenkers erreicht. Um auch hier bei dem Durchgehen der Antriebmotoren keine Schädigung der Brücke selbst zu verursachen, fährt die Klappe gegen an der Klappenspitze vorgesehene Luftpuffer. So ist mechanisch ein sanftes Einfahren gesichert.

Abb. 7 stellt das Hauptwindwerk dar.

Obwohl die Brücke so ausgewogen ist, daß sie durch Bemessung des Gegengewichts nur mit 500 kg Auflagerdruck je Lager aus Eigengewicht aufliegt, ist

durch die Wahl der elektrischen Antriebsmaschinen und deren Schaltung erreicht, daß zu Beginn der Bewegung und gegen Ende der Bewegung der Klappen die Geschwindigkeit gleichmäßig verzögert wird.

Die Antriebmotoren werden mit Gleichstrom betrieben. Dieser gestattet, die Vorteile der Leonardschaltung in vollem Umfange anzuwenden und auszunutzen. Durch das Vorschalten von Dämpfermaschinen vor die Leonardgeneratoren ist es, ohne in Widerständen elektrische Energie zu vernichten, möglich, die Spannungsaufnahme der Klappenantriebmotoren der gerade zum Bewegen nötigen Kraft anzupassen und die Drehzahl zu beeinflussen. Besonders bei Klappbrücken ist ja je nach Windrichtung und Windgeschwindigkeit die zum Bewegen aufzubringende Kraft sogar bei einem Brückenspiel, also beim Öffnen und Schließen, verschieden. Die Kraft zur Überwindung der Reibung ist bei einem ausgewogenen System allerdings immer gleich. Durch die Leonardschaltung ist aber gewährleistet, daß die Brücken immer gleichmäßig und in gleicher Zeit ein Spiel ausführen, ohne daß bei treibendem Winde die Brücke in durch Filehkraftschalter gesteuerten Bremsen gehalten wird. Auch der sanfte Anlauf des Getriebes läßt mit Kupplungen ohne besondere weiche Zwischen-glieder auskommen, die eine radiale Elastizität hergeben, z. B. Flüssigkeitskupplungen, die vom Verfasser an anderer Stelle angeordnet sind, um den „Schlag“ von dem Getriebe fernzuhalten, wenn die Antriebmotoren eingeschaltet werden und sofort auf voller Drehzahl laufen.

Die Drehzahl der Motoren wird in dem eigentlichen Windwerk auf die für das Bewegen nötige umersetzt. In dem Windwerk sind die mit Magnet-Bremslüftern gesteuerten Bremsen untergebracht, die auf Brems-scheiben, die auf der Motorkupplung aufgebracht sind, wirken. Durch die guten Erfahrungen, die an anderer Stelle gemacht wurden, veranlaßt, sind auch hier für das Stillsetzen der Motoren Zählwerkenschalter eingebaut, die wesentlich genauer und zuverlässiger schalten, als es die früher gebräuchlichen Hebelenschalter tun.



Abb. 4. Geöffnete Brücke von Oberstrom.

Man beachte das zweiflügelige Schiffsfahrtsignal auf dem Dache des Bedienungshauses.

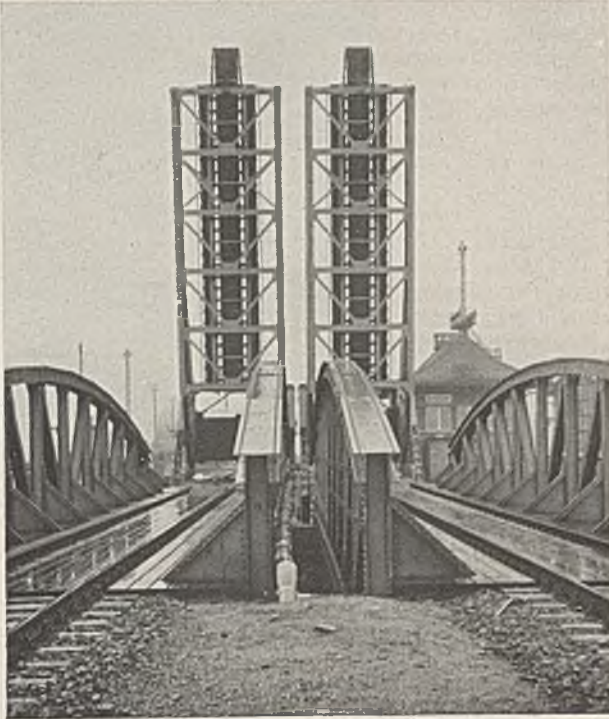


Abb. 5. Ansicht gegen die geöffnete Klappe von Norden.

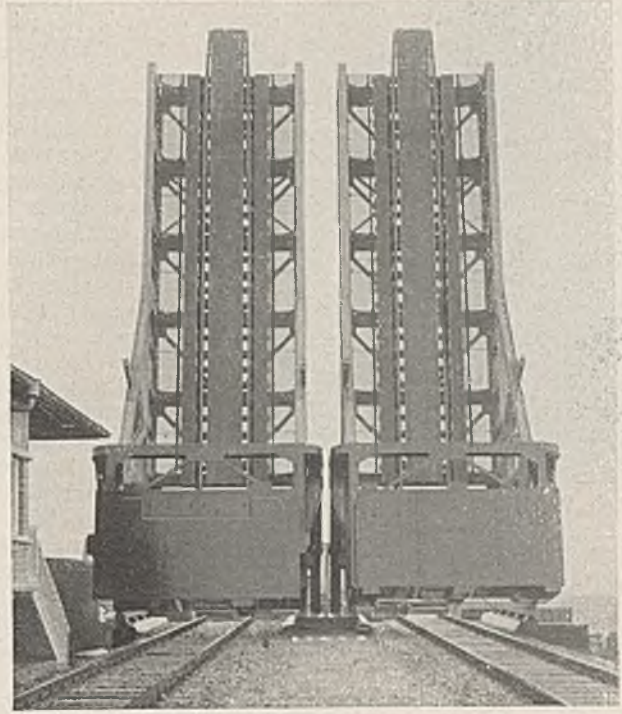


Abb. 5a. Ansicht gegen die geöffnete Klappe von Süden.

Die Lage zweier gleichartiger Klappen nebeneinander, die jede für sich voll betriebsfähig sind, da jede ein vollständig unabhängiges Triebwerk erhalten hat, ließ den Gedanken auch zur Ausführung werden, die beiden Klappen als „Doppelbrücken“ zu fahren. Das heißt also: die mechanische Ausrüstung und elektrische Schaltung so auszuführen, daß bei Stillsetzung des Getriebes der einen Brücke doch beide Brücken geöffnet oder geschlossen werden können. Durch Anordnung eines Kupplungs-triebwerks ist diese Aufgabe mechanisch gelöst und durch Entwicklung eines entsprechenden Betriebswählers im Schaltpult elektrisch gewährleistet. Die Öffnungszeit wird zwar von 60 sek auf 120 sek vergrößert, ein Zeitverlust, der aber durch die Betriebsicherheit, die diese Vorkehrung gewährleistet, bei weitem aufgehoben wird.

Sollten aber irgendwelche Störungen in der Stromerzeugung, im Schaltpult oder in der Kabelzuführung oder gar in den Windwerkmotoren auftreten, bleibt als weitere Reserve noch der Antrieb der Hauptwindwerke mit den Vorsatzgeräten. Diese sind kleine, durch ein besonderes Windwerk stark untersetzte Motoren, die in der Lage sind, in 6 min die Klappen zu öffnen, wenn

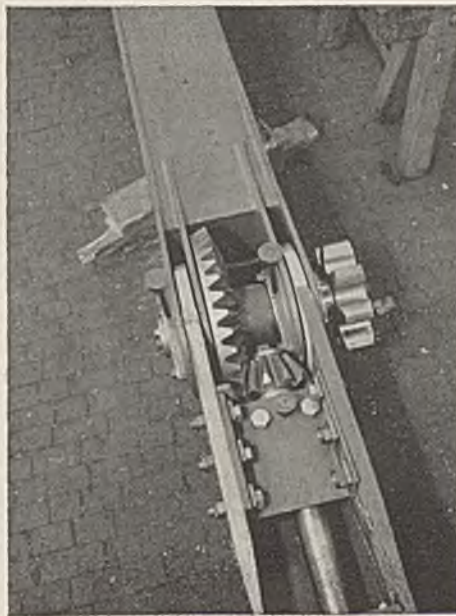


Abb. 6. Ritzel am Schubstangenkopf.
Die Welle rechts geht zum Fußgelenk.

nur jedes Gerät auf eine Brücke wirkt, in 12 min, wenn ein Gerät beide Brücken antreibt. Die Schließungszeit ist die gleiche. Die Vorsatzgeräte können sowohl vom Schaltpult im Bedienungshaus als auch vom Maschinenkeller aus gesteuert werden. Ein am Hauptkammrade der Triebwerke angebrachter Zeiger läßt jederzeit die Stellung der Brücke erkennen. Sollten auch die Vorsatzgeräte ohne Strom stehen, so ist der Handbetrieb möglich.

Neben den Hauptwindwerken sind noch auf den Pfeilern an der Klappenspitze je Überbau ein vereinigtes Schienenübergangs- und Riegeltriebwerk angebracht, die vor dem Öffnen zunächst die Schienenzungen abziehen und hernach den Riegel zurücknehmen. Nach dem Schließen ist der Vorgang umgekehrt. Auch diese Triebwerke sind elektrisch angetrieben, können aber bei Ausbleiben des elektrischen Stromes von Hand bedient werden.

Die Steuerung und Schaltung aller Triebwerke geschieht vom Schaltpult aus, das im Bedienungshaus auf dem Festlande auf der Anklamer Seite liegt. Auf diesem sind für jeden Bewegungsvorgang sowohl Meßinstrumente als auch Merklampen angebracht, die dem Brückenwärter durch Zeigerausschläge die Stromaufnahme und durch Aufleuchten den Lauf der Triebwerke anzeigen. Gerade die reichliche Anordnung von Strommeßgeräten ist zu empfehlen, da eine Stromaufnahme über das gewöhnliche Maß hinaus für den Brückenwärter ein Warnzeichen dafür ist, daß in dem Getriebe der Brücke, das gerade betätigt wird, ein Fehler ist.

Die einzelnen Bewegungsvorgänge sind elektrisch gegeneinander so blockiert, daß erst dann die nächste Bewegung eingeleitet werden kann, wenn die vorherige vollständig zu Ende geführt ist.

Wie eine möglichst große Betriebsicherheit beider Klappen durch das Zusammenkuppeln von zwei Triebwerken und durch das Fahren



Abb. 8. Rollkranz- und Rollbahnverzahnung.

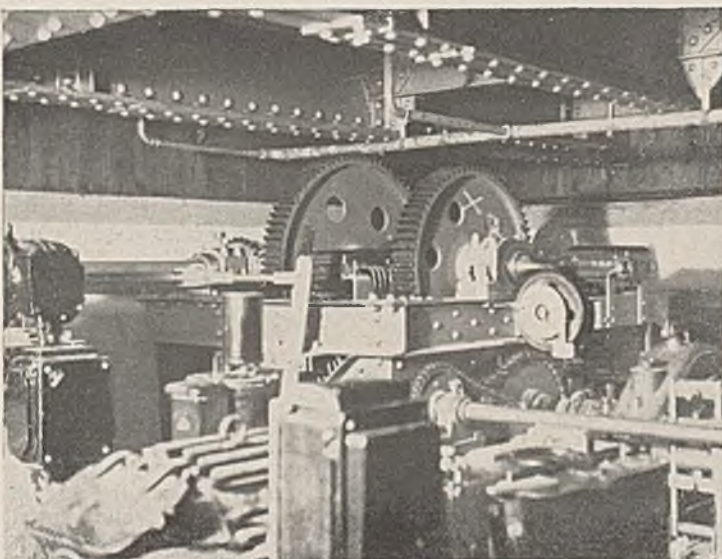


Abb. 7. Hauptwindwerk im Maschinenkeller.

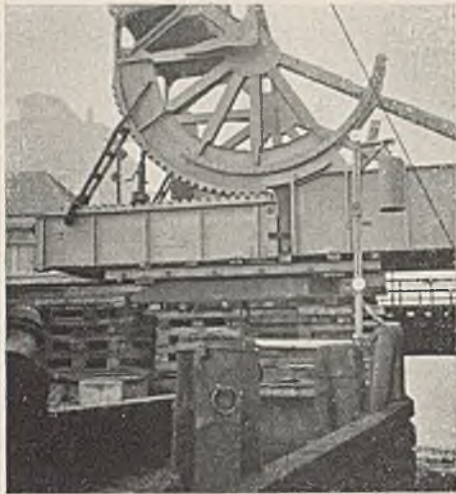


Abb. 9. Mit Kellerüberbrückung durch Lasche gekuppelter Klappenüberbau auf der Rollbahn während des Einschlebens. Die Lasche ist am Spalt zwischen den beiden Brückengliedern deutlich sichtbar.

ein Dieselmotor die zusätzliche Stromerzeugung und das Aufladen der Stromsammler.

Es ist also auch hier durch das Vorhandensein von drei Stromquellen: Gaserzeuger mit Motor und Gleichstromgenerator, Dieselmotor mit Gleichstromgenerator und Stromsammler für weitestgehende Betriebsicherheit gesorgt.

Besondere Schwierigkeiten bereitete bei der Anlage das Aufstellen der Klappbrücken, da die Bedingung gestellt war, weder den Eisenbahnverkehr noch die Schifffahrt zu stören. Es konnte allerdings eingeleisig gefahren werden.

Um dieser Schwierigkeit Herr zu werden, wurde zunächst ein alter Überbau ausgebaut und der Wasserdruckantrieb der verbleibenden Klappe in einen elektrischen Antrieb mit dem Vorsatzgerät umgeändert, das bereits so ausgebildet wurde, daß es für den endgültigen Zustand brauchbar wurde. Diese bauliche Anordnung mußte getroffen werden, da der Bau des Bedienungshauses den Platz beanspruchte, auf dem die Druckwasserpumpen standen und der Umbau des ersten Pfeilerabschnitts nur

mit Vorsatzgeräten gegeben ist, so ist auch ähnlich mit der Stromerzeugungsanlage verfahren. Hier wird der Strom für den Brückenbetrieb in der Regel mit Hilfe einer Dynamomaschine, die von einem Gasmotor angetrieben wird, erzeugt. Er bekommt seinen Treibstoff aus einem Drehrostgaserzeuger. In ihm wird Abfallkoks verschwelt, der aus Lokomotivvasche ausgeschieden wird. Der Strom wird in einem Stromsammler gespeichert. Der Gasmotor läuft dauernd.

Bei Ausfall der Gaserzeugungsanlage, die aus technischen Gründen zur Reinigung in bestimmten Zeiträumen stillgesetzt werden muß, übernimmt

nach Entfernen der Druckleitungen möglich war.

Der neue Überbau wurde in der Reihenfolge: Kellerüberbrückung, Rollkreisabschnitt mit Gegengewichtskasten und zum Schluß Klappenüberbau auf dem Festland auf der Anklamer Seite aufgestellt, abgenietet und verschweißt. Dann wurde der Oberbau aufgebracht, der Gegengewichtskasten gefüllt und die Klappe ausgewogen. Durch eine leichte, angeschraubte Lasche wurde sodann die Kellerüberbrückung mit der Klappe verbunden, was völlig ungefährlich war, da an der Klappenspitze nur ein Übergewicht von 1 t herrscht.

Auf einer Rollbahn, auf der die gesamte Brücke bereits gerichtet war, wurde mit Hilfe von Rollen, die unter der Kellerüberbrückung liefen, der Überbau über die Schifffahrtöffnung geschoben, die Rollbahn ausgebaut, der Überbau um 2,20 m abgesenkt, auf die Lager gesetzt und verankert. Dieser Vorgang erforderte zwar eine Schifffahrtssperre von drei Tagen für das Hinüberschieben und Absetzen, gestattete aber dann, die Klappe zu öffnen. Im geöffneten Zustande wurden die Antriebsmaschinen eingebaut. Durch diese Anordnung der Montage war es also möglich, die Bedingung zu erfüllen, die Schifffahrt und den Eisenbahnverkehr mit nur geringer Einschränkung zu betreiben.

An dem Bau waren außer meinem Berufskameraden, Dipl.-Ing. Linstedt, noch beteiligt für die Gründungsarbeiten des Bedienungshauses und der Nebenanlagen sowie der Pfeilerumbauten die Firma Koehler, Usedom, für die Stahlbauten die Fried. Krupp AG, Friedrich-Alfred-Hütte, für die maschinelle Einrichtung das Krupp-Grusonwerk und für die elektrische Ausrüstung die beiden Firmen AEG. und Siemens, die sich in die Lieferung und Aufstellung der Zentrale und der Antriebsmotoren mit Schaltanlagen teilten.



Abb. 10. Kellerüberbrückung auf stählernen Absenkstapeln, um die Brücke nach dem Einschleiben um 2,2 m absenken zu können.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Neubauten am Joliette-Becken des Hafens von Marseille

bestehen nach einem Bericht in Dock Harbour 1938, Septemberheft, in der Errichtung der neuen Molen J₁—J₄ und dem Ausbau des Kais J (Abb. 1). Zu diesem Zweck wurden zwei neue, vom St.-Marie-Leuchtturm und vom Fort St. Jean ausgehende Wellenbrecher errichtet und außerdem das Hafenbecken durch Entfernen des alten Wellenbrechers (Abb. 2) nach Süden erweitert und auf 8,5 m vertieft. Ferner wurden drei neue, frei in den Hafen ragende Kais J₁—J₃ gebaut, an deren beiden Seiten

verkehr und mehr als 110 000 m² überbautes Gelände. Bei der Planung und dem Bau mußte die Eigenart des Schiffsverkehrs, der allein 400 000 Fahrgäste im Jahr beträgt, und die Tatsache, daß der Güterverkehr die verschiedensten Arten von Frachtgut umfaßt, berücksichtigt werden. Die Bauten wurden deshalb auch so ausgeführt, daß der bestehende Verkehr so wenig wie möglich gestört wurde. Die Kaismauern sind entweder aus einzelnen Blöcken oder aus Eisenbetonsenkern errichtet (Abb. 3, 6, 7 u. 8).

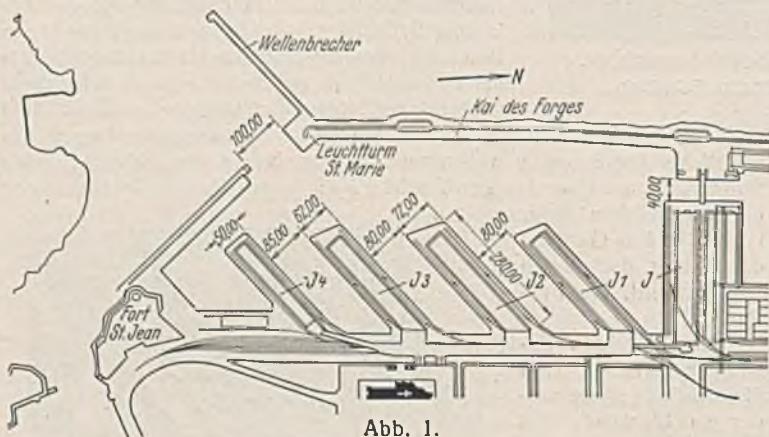


Abb. 1.

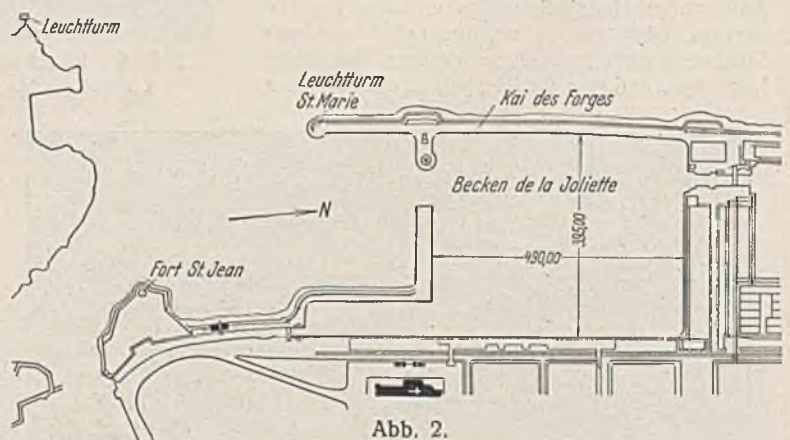


Abb. 2.

die Hochseeschiffe anlegen können, während der Kai J₄ mit dem anliegenden Teil des Hafens für den Verkehr mit Inland- und Küstenschiffen bestimmt ist. Auch wird der vorhandene Nordkai J verbessert und verbreitert und die Durchfahrt vom Joliette-Becken zu den nördlichen Hafenbecken auf 40 m verbreitert. Schließlich werden die Zugangsmöglichkeiten für den Bahn- und den Personenverkehr verbessert, ein neuer Fahrgastbahnhof errichtet, die Krananlagen und Lagerhäuser erweitert und teilweise verbessert. Nach Vollendung der Bauten verfügt das erweiterte Hafenbecken über 16 Dampfverlegetische für Dampfer von 100 bis 150 m Länge, mehr als 500 m Kailänge für Inland- und Küsten-

Der natürliche tragende Untergrund besteht entweder aus Kalkstein oder aus festem Lehm oder Konglomerat, liegt 5 bis 14 m unter NN und ist von einer Schicht Schlamm, Sand oder feinem Gesteinsmehl überlagert. Zuerst wurden die Kaismauern errichtet und dann entweder der eingeschlossene Zwischenraum ausgefüllt und schließlich die Fundamente für die Kaibauten errichtet oder umgekehrt verfahren. Das Lagerhaus des Kais J₃ ruht auf 910 Frankpfehlern, die an Ort und Stelle hergestellt wurden (Abb. 3). Die Tragfähigkeit wurde mit 80 t je Pfeil angenommen, und die Pfeile wurden mit 120 t Belastung geprüft. Die Bewehrung bestand aus fünf Längseisen von je 20 mm Durchm. und Rundseisen-

spiralen aus 8 mm dicken Rundeisenstäben und einer Ganghöhe von 15 cm. Zum Beton wurden 300 kg Zement je m³ fertige Mischung genommen. Um eine möglichst rasche Fertigstellung bei einem Teil der Bauten zu erreichen, wurde für die Kais J₁, J₂ und J₃ eine Bauweise gewählt, wonach die Bauten auf besonderen Füßen aus Eisenbeton errichtet werden. Die Füße werden an Land hergestellt und können gleichzeitig mit dem Bau der Kaiwänden an Ort und Stelle gebracht werden, so daß nach deren Fertigstellung sofort mit dem Ausfüllen des eingeschlossenen Raumes und mit der Errichtung der Lagerhäuser begonnen werden kann. Es wurden zwei verschiedene Arten von Füßen verwendet. Für die Kais J₁ und J₂ bestehen sie (Abb. 4) aus vier miteinander verbundenen, nach oben gegeneinander geneigten Streben aus Eisenbeton. Die Streben enden oben in einem Betonkopf und sind unten durch eine kräftige Fußplatte miteinander verbunden. Jeder Fuß wiegt 70 t und ist zur Aufnahme einer Last von 600 t berechnet bei einer Belastung des Untergrundes von 3,5 kg/cm². Die Füße für die Lagerhäuser von Kai J₁ sind etwas leichter gehalten (Abb. 5) und für eine Belastung von 300 t berechnet. Die vier Streben sind hier durch einen Schaft von kreuzförmigem Querschnitt ersetzt.

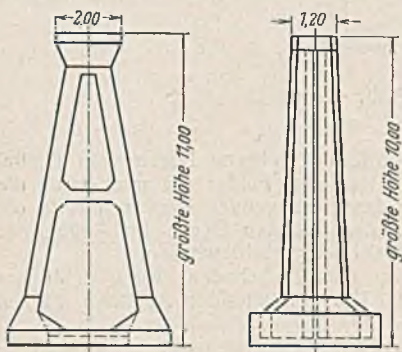


Abb. 4.

Abb. 5.

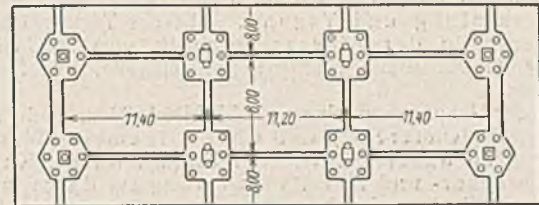
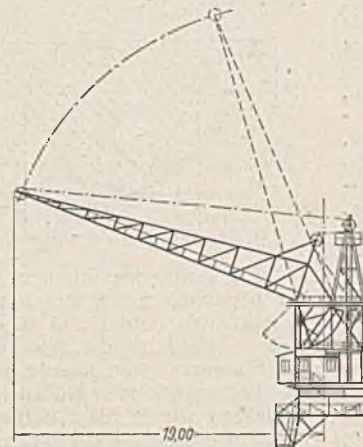
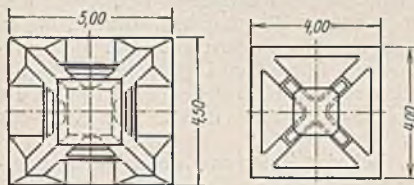
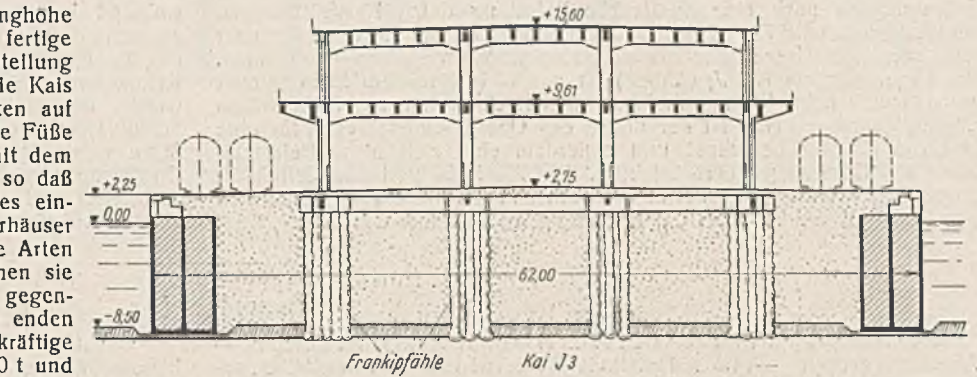
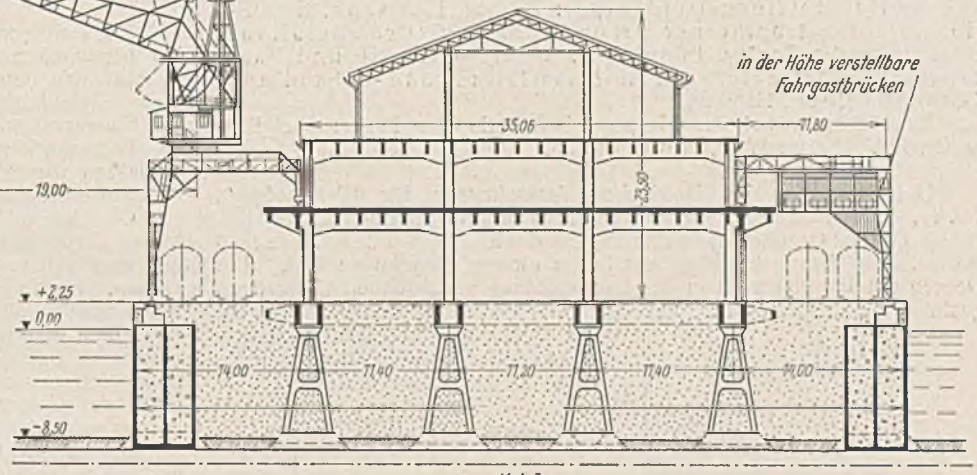


Abb. 3.

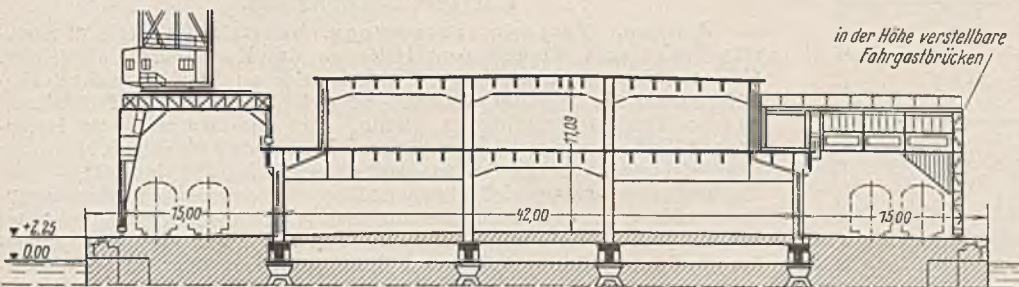


Frankpfähle Kai J3

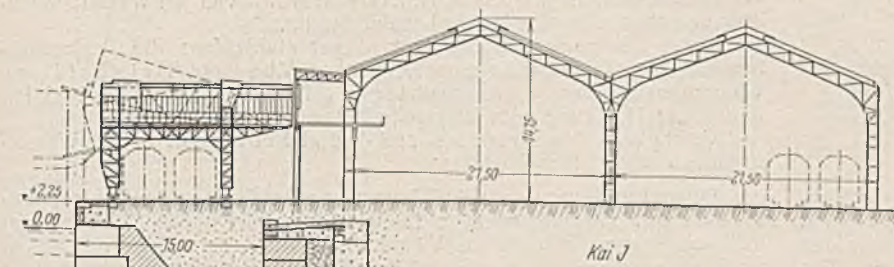


Kai J1

Abb. 6.



Kai J2
Abb. 7.



Kai J

Abb. 9.

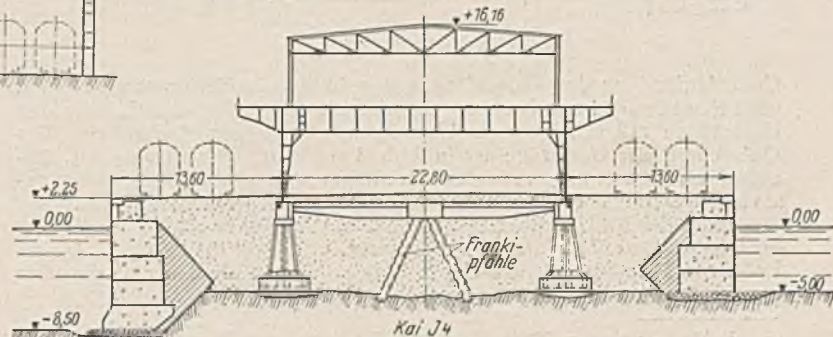


Abb. 8.

Hierzu wurde die Oberschicht aus Schlamm, Sand od. dgl. durch Bagger entfernt und nach Einebnung durch einen Taucher eine Betonschicht an Ort und Stelle gebracht, auf die dann die Füße gestellt wurden. Die Füße wurden bei den Kais J₁ und J₂ durch Eisenbetonträger (Abb. 6 u. 7), bei Kai J₁ durch Stahlträger miteinander verbunden (Abb. 8). Auch beim Kai J₃ werden die einzelnen Gruppen der Frankpfähle durch Eisenbetonträger verbunden (Abb. 3). Die Lagerhäuser der Kais J₂ und J₃ (Abb. 3 u. 7) sind vollständig in Eisenbeton errichtet (Betonmischung 300 bis 350 kg Zement je m³ fertige Mischung, während beim Lagerhaus von Kai J₁ (Abb. 6) nur die unteren Teile aus Eisenbeton bestehen und das Dach, um an Gewicht zu sparen, aus Stahl errichtet und mit Bimsbetonplatten abgedeckt ist, die mit einer Asphalttschicht versehen wurden. Die Lagerhäuser von Kai J₂ und J₃ (Abb. 3 u. 7) haben Flachdächer. Sämtliche Böden sind für eine Tragfähigkeit von 1,5 t/m² berechnet, wobei in den

Statt der Fußplatte ist hier ein offener Kasten angeordnet, der, nachdem der Fuß an Ort und Stelle gebracht ist, mit Steinen gefüllt wird. Die Füße wurden mittels Schwimmkrans an ihre Plätze gebracht, nachdem vorher der Untergrund vorbereitet und geebnet war.

Erdgeschoss noch eine zusätzliche Belastung durch 10-t-Güterwagen berücksichtigt ist. Die Gründungen und Stützen der Lagerhäuser sind stark genug, um gegebenenfalls ein weiteres Stockwerk tragen zu können. Das Lagerhaus am Kal J₄ (Abb. 8) ist aus nichtrostendem Stahl gebaut und hat eine lichte Weite von 22 m. Das Dach besteht aus 3 cm dicken Eisenbetonplatten. Hier ist der Boden des Obergeschosses auch für eine Last von 1,5 t/m² berechnet und außerdem eine zusätzliche Belastung durch 10-t-Güterwagen berücksichtigt. Die die Füße verbindenden Stahlträger sind in Beton eingebettet und ruhen in der Mitte auf zwei Reihen von Frankipfählen auf. Bei der Errichtung dieses Baues wurden zunächst

während des Aufbaues der Kaimauern die Füße an Ort und Stelle gebracht, dann mittels Schwimmkran die an Land fertig gestellten Rahmen des Stahlgerüsts aufgerichtet und anschließend der Raum zwischen den Kaimauern gefüllt, wobei das Füllgut auf Eisenbahnwagen herbeigebracht wurde, deren Gleise auf den Stahlquerträgern der Füße lagen. Zum Schluß wurden die Frankipfähle eingeschlagen und die Querträger in der Mitte unterstützt und in Beton eingegossen. Der Kal J wurde durch Errichtung einer neuen Kaimauer im Abstände von 15 m von der alten verbreitert und auf der so gewonnenen neuen Fläche eine in der Höhe verstellbare Fahrgastbrücke errichtet (Abb. 9). Schm.

Vermischtes.

Die Fachgruppe Bauwesen E. V. im NS.-Bund Deutscher Technik — Abwassergruppe — im Arbeitskreis Wasserwirtschaft veranstaltet zusammen mit der Fachgruppe Wasserchemie des Vereins Deutscher Chemiker vom 30. Mai bis 1. Juni 1939 im Stadtgarten zu Stuttgart, Kanzleistraße, eine Hauptversammlung und Tagung. Mit der Tagung ist eine fünfjährige Sonderschau der Abwassertechnik vom 28. Mai bis 1. Juni 1939 in der Gewerhalle, Stuttgart, Kanzleistraße, bei freiem Eintritt verbunden.

Vorträge auf der Hauptversammlung am 31. Mai 1939 im Stadtgarten, Stuttgart, Kanzleistraße (Großer Saal), ab 9 Uhr. Allgemeine Wasser- und Abwasserfragen unserer Zeit: Prof. Dr.-Ing. Walther Kunze, Chemnitz. — Abwasser- und Abfallverwertung im Rahmen des Vierjahresplanes: Stadtrat Dr.-Ing. Schwarz, Stuttgart. — Abwasser und Chemie: Dr. Nolte, Magdeburg. — Chemische, physikalische und biologische Vorgänge im gewöhnlichen und im Hochleistungstropfkörper: Dr.-Ing. Husmann, Essen. — Hochleistungstropfkörper mit und ohne künstliche Belüftung: Berat. Ingenieur Dr.-Ing. Pönninger, Wien. — Geräte und Fahrzeuge auf dem Gebiete der Abwasserleitung und -behandlung: Oberbaurat Reye, Hamburg.

Anmeldungen bei der Hauptgeschäftsstelle der Fachgruppe Bauwesen E. V., Berlin W 35, Woyschstr. 36.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton¹⁾, Nr. 41, Einsturz eines Speichergebäudes mit Germania-Decken. Das in Abb. 1 u. 2 im Grundriß und Schnitt skizzierte Gebäude wurde im Jahre 1910 erbaut. Die Wände bestehen aus 38 cm dickem Ziegelmauerwerk. Die Decken wurden von zwei in der Längsrichtung verlaufenden Unterzügen gestützt, die auf runden Eisenbetonsäulen von 35 bis 42 cm Durchm. lagen.

Die Decke war in einer schalungslosen Sonderbauweise als sogenannte Germania-Decke ausgebildet.



Abb. 1.

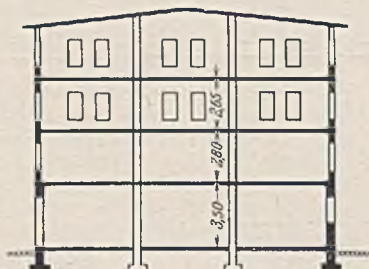


Abb. 2.

Abb. 3 zeigt einen Querschnitt der Decke²⁾. In 55 cm Abstand waren eine Art von Belagelisen und zwischen diesen besondere Hohlsteine verlegt, die 8 cm hoch, 20 cm breit und etwa 45 cm lang waren. Hierüber war eine 12 bis 14 cm dicke Betonschicht und ein 2 cm dicker Zementstrich aufgebracht. Die Belagelisen waren über den Unterzügen gestoßen.

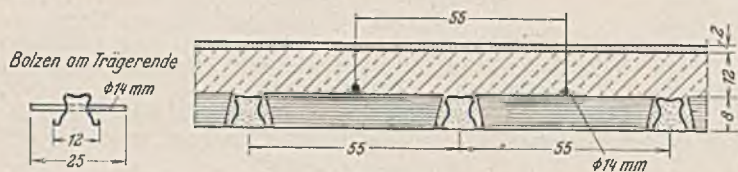


Abb. 3.

Gleichlaufend zu den Belagelisen waren in den beiden unteren Decken noch Rundelisen 14 mm Durchm. angeordnet, die aber ebenfalls über den Unterzügen mit sehr geringer Überdeckungslänge gestoßen waren. Der Querschnitt der Unterzüge ist in Abb. 4 skizziert. Die in diesen Unterzügen als Bewehrung verlegten Stahlträger waren über den Säulen gestoßen. Diese Stöße waren nur durch Laschen 3 · 40 mm gedeckt.

Nach der statischen Berechnung waren die Decken als Verbundkörper für verschiedene Verkehrslasten bemessen, und zwar die Decke über dem Erdgeschoß für 250, die über dem 1. Obergeschoß für 670 und die über dem 2. Obergeschoß für 430 kg/m².

Das Gebäude, das in den vergangenen Jahren als Samenspeicher benutzt worden war, wurde im Jahre 1938 zur Lagerung von Weizen herangezogen. Hierbei beschüttete man die Decke über dem 1. Obergeschoß 1,1 bis 1,2 m hoch. Dies entspricht einer Verkehrslast von etwa 900 kg/m².

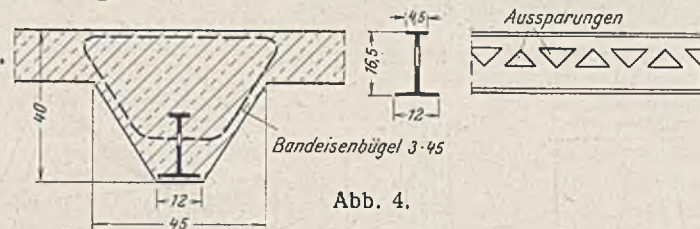


Abb. 4.

Als man auch mit dem Beschütten der oberen Decke vom Giebel her begonnen hatte, stürzten die belasteten Felder ein und rissen die benachbarten Felder und auch die darunterliegenden Decken mit in die Tiefe. Wie hoch die Beschüttung der obersten Decke im Augenblick des Einsturzes war, konnte nicht mehr festgestellt werden.

Personen kamen glücklicherweise nicht zu Schaden. Ein gerichtliches Verfahren wurde nicht eingeleitet. Die vorstehenden Angaben stützen sich auf die Akten der Baupolizei.

Die Ursache des Einsturzes ist in der Überlastung und der mangelhaften Verbundwirkung zwischen den Belagelisen und dem Überbeton und zum Teil in der fehlenden Kontinuität der einzelnen Bauglieder zu suchen. Nach Überwindung der Haftfestigkeit zwischen Belagelisen und Beton wurden die Belagelisen sehr stark auf Biegung beansprucht, bogen sich durch und rutschten dabei von ihren Auflagern ab. Die nicht eingestürzten Deckenteile zeigten sowohl über den Unterzügen, wo die Belagelisen gestoßen sind, als auch quer dazu über den Säulen, wo die Stöße der Unterzüge liegen, 5 bis 10 mm breite Risse. Der Kies des Betons war lehmhaltig.

Der Unfall gibt Veranlassung, bei der Belastung derartiger Sonderbauweisen besondere Vorsicht walten zu lassen. We.

Personalmeldungen.

Preußen. Wasserbauverwaltung. Versetzt: die Regierungsbauräte Fraaz vom Wasserbauamt Halle an das Kanalbauamt Merseburg, O. Petschke vom Wasserbauamt Fürstenwalde an das Neubauamt Berlin-Teltowkanal als Vorstand, Jurisch vom Neubauamt Berlin-Teltowkanal an die Wasserstraßendirektion Stettin, von Buschmann vom Hafengebäudeamt Kolberg an das Wasserstraßenamt Memel als Vorstand, S. Niebuhr vom Wasserbauamt Stettin an das Wasserstraßenamt Memel; — die Regierungsbauassessoren Hintze vom Wasserbauamt Berlin an das Wasserbauamt Köln, Meurin vom Wasserbauamt Diez an das Wasserstraßenamt Saarbrücken, Roth vom Wasserstraßenamt Saarbrücken an das Wasserbauamt Bingerbrück, Würfel vom Schleppamt Hannover an die Wasserstraßendirektion Münster i. W., Proelzel vom Neubauamt Meppen an das Wasserbauamt Duisburg-Meiderich, Mees vom Wasserbauamt Hamm an die Regierung Aurich, Lefherz vom Kanalbauamt Merseburg an das Wasserbauamt Halle a. d. Saale, H. Zimmermann von der Wasserstraßendirektion Stettin an das Wasserbauamt Stettin.

Unter Übernahme in den Staatsdienst einberufen: die Regierungsbauassessoren G. Hansen zum Neubauamt Albersdorf, Helmbold zum Wasserbauamt Diez, Lautenschlager (M) zur Wasserstraßendirektion Berlin und H. Kruse zum Wasserstraßenamt Kiel-Holtensau.

Verstorben: Oberregierungs- und -baurat Schneuzer bei der Wasserstraßendirektion Hannover.

Zusammenlegung und Auflösung von Bauämtern der Wasserbauverwaltung. Zusammengelegt: die Neubauämter I und II Münster unter Regierungsbaurat Fincke als Vorstand. — Aufgelöst: das Vorarbeitenamt Fürstenwalde a. d. Spree und das Kanalbauamt Merseburg.

INHALT: Der Einfluß der Erdumdrehung auf Tidelüsse in der Natur und im Modell. — Der Lotsenwachturm in Pillau. — Beitrag zur Auswertung von Baugrunderdruckprüfungen in körnigen Böden. — Neue Schleusenbauten im Bereich der Elbstrombauverwaltung. — Die Peenebrücke Anklam. — Die Neubauten am Jollette-Becken des Hafens von Marseille. — Vermischtes: Die Fachgruppe Bauwesen E. V. im NS.-Bund Deutscher Technik, Abwassergruppe. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Nr. 41, Einsturz eines Speichergebäudes mit Germania-Decken. — Personalmeldungen.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 3, S. 39.

²⁾ Vgl. Handbuch des Eisenbetonbaues, 3. Aufl., 11. Bd., S. 28 u. 213.