

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 8. August 1930

Heft 34

Instandsetzungsarbeiten am Mauerwerk der Levensauer Hochbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Hayßen, Kiel-Holtenau.

Die in den Jahren 1893 und 1894 erbaute Levensauer Hochbrücke, mit der die Eisenbahn und die Straße Kiel—Eckernförde den Kaiser-Wilhelm-Kanal kreuzen, zeigte schon bald nach ihrer Fertigstellung Risse in den umfangreichen Mauerwerkmassen ihrer Widerlager und Portalaufbauten. Die Risse haben im Laufe der Jahre an Zahl und Größe erheblich zugenommen, sie wurden ständig beobachtet und wiederholt mit einfachen Mitteln gedichtet. Allmählich wurde der Zustand des Mauerwerks bedenklich, und es ist deshalb im Sommer 1928 eine gründliche Instandsetzung ausgeführt worden. Ausführender Unternehmer war die August Wolfsholz, Preßzementbau AG., Berlin. Wegen des Umfangs und der Eigenart der Arbeiten dürften einige Mitteilungen über die Ursachen der Zerstörungen und das bei der Instandsetzung eingeschlagene Verfahren am Platze sein.

Ursache und Art der Rissebildungen.

Das Mauerwerk der Widerlager und der Portalaufbauten besteht in seinem Kern aus Hintermauerungsteinen in Zementmörtel der früheren Ziegelei Rosenkranz. Für die äußere Verblendung wurden Verblendschmelzklinker, von rotbrauner Farbe verwendet, die einer Ziegelei in Taubenheim bei Meißen entstammten. Die Gewölbe sind aus besonders festen schwedischen Klinkern hergestellt, die auch für die Verblendung der alten Ost- und Nordseeschleusen des Kanals verwendet sind. Die Werksteine des Sockels und der reichen Architekturglieder bestehen aus einem rötlichen schwedischen Granit. Der Baugrund war sehr gut.

Die Ursachen für die Entstehung und fortschreitende Vergrößerung der sehr zahlreichen Risse sind nicht mit unbedingter Sicherheit anzugeben, wahrscheinlich sind sie auf das Zusammenwirken verschiedener Umstände zurückzuführen. Die ersten Risse entstanden wahrscheinlich infolge des ungleichmäßigen Setzens der umfangreichen Baukörper, die den gewaltigen Bogendruck der 163,40 m weit gespannten Brücke aufzunehmen haben. Die Widerlager stehen in der Böschung eines tiefen Einschnitts; der Höhenunterschied zwischen der Kanal- und der Fundamentsohle beträgt 26 m. Ein weiteres Setzen ist während des Kanalerweiterungsbaues eingetreten. Um die Kanalsohle um 2 m vertiefen und gleichzeitig von 38 m in 9 m Tiefe auf 44 m in 11 m Tiefe verbreitern zu können, wurden unter der Brücke beiderseits in der Wasserlinie starke, bis 7 m unter den Wasserspiegel reichende Stützmauern erbaut, die zwischen eisernen Spundwänden unter Absenkung des Grundwassers gegründet wurden. Auf diese etwa ein Jahr dauernde Grundwassersenkung ist es mit ziemlicher Sicherheit zurückzuführen, daß die Rissebildung vom Jahre 1913 ab wieder lebhafter einsetzte.

Auch durch äußere Einwirkungen verursachte Erschütterungen werden zur Entstehung und Erweiterung der Risse beigetragen haben. Die hohen Turmaufbauten erleiden Schwankungen durch den Wind. Die durch Vergrößerung der Zuglasten und das Anwachsen des Verkehrs mit Lastkraftwagen gegen früher erheblich vermehrten Erschütterungen übertragen sich von der Eisenkonstruktion auf das Mauerwerk, und zwar um so mehr,

als die Beweglichkeit der Gleitlager der Fahrbahnträger infolge von Rost und Staub allmählich geringer geworden war.

Der vorwiegend senkrechte Verlauf der Risse läßt vermuten, daß der Anfang der Zerstörung vornehmlich eine Folge des ungleichen elastischen Verhaltens der Hintermauerungsteine und der Verblendklinker ist. Es ist denkbar, daß die Risse durch Schubkräfte hervorgerufen sind, die ihrerseits durch Wärmeänderung erzeugt sind, oder auch durch das erwähnte ungleichmäßige Setzen und die Erschütterungen des Mauerwerks. Gefährlich wurden aber die zunächst ganz unbedenklichen Risse erst dadurch, daß sie den atmosphärischen Einflüssen, besonders Regen und Frost, den Weg zu weiteren Zerstörungen öffneten. Dabei hat besonders



Abb. 1. Kreuzer „Emden“ unter der Levensauer Hochbrücke.

die Verschiedenheit des Materials der Hintermauerungsteine und der Verblendklinker eine verhängnisvolle Rolle gespielt. Das sehr ungleichartige Material der Hintermauerungsteine war sehr porös; es sog das Wasser begierig auf, und der Frost sprengte es derart auseinander, daß es bei der Freilegung an manchen Stellen so aussah, als ob man nicht im Verband vermauerte Steine, sondern lose hinter die Verblendung gefüllte Steinbrocken vor sich hätte. Das so stark arbeitende Kernmauerwerk mußte auch die Verblendung auseinanderpressen, und es ist wahrscheinlich, daß mehr als alle anderen Ursachen das Material der Hintermauerungsteine die starke Rissebildung verursacht und begünstigt hat.

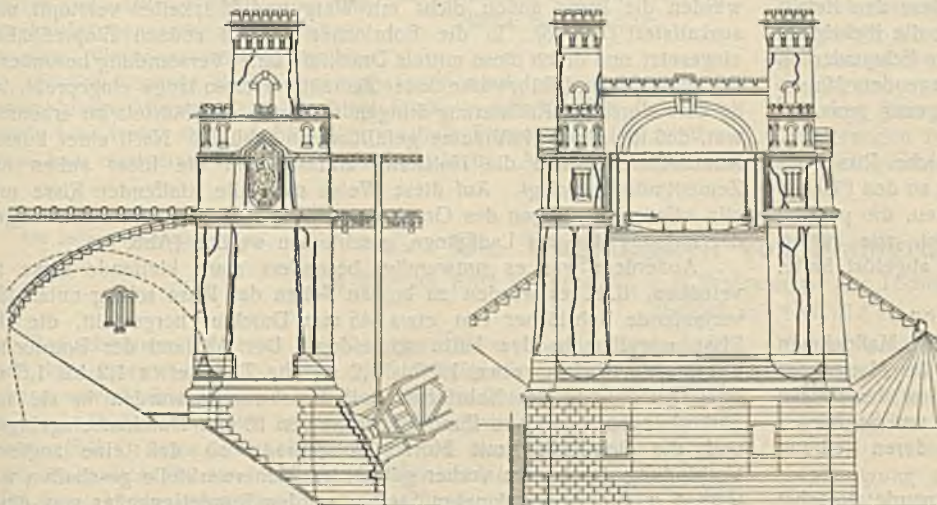


Abb. 2. Verlauf der Risse. Seitenansicht und Vorderansicht.

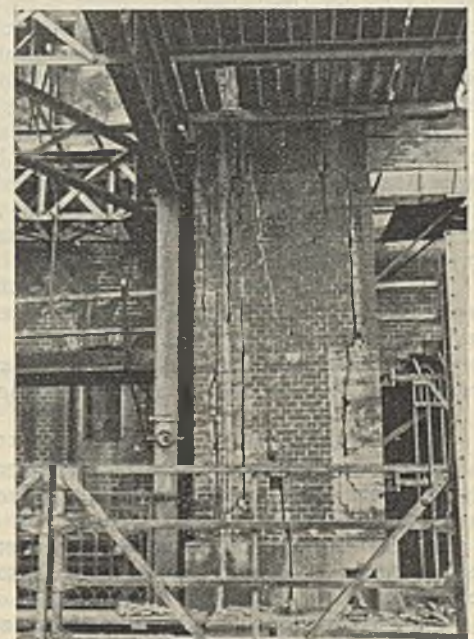


Abb. 3. Risse im Straßenbogen.

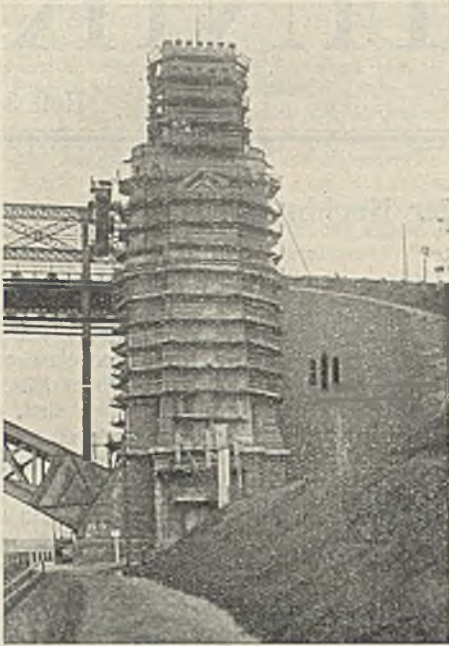


Abb. 4.
Einrüstung eines Widerlagerpfeilers.

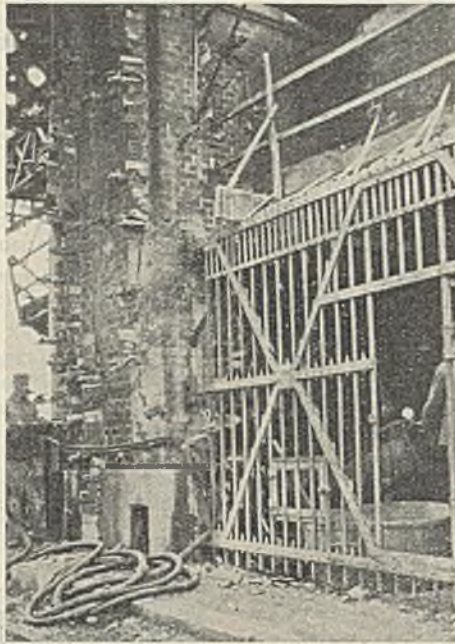


Abb. 5. Kalfatern und Verkeilen der ausgestemten Risse.

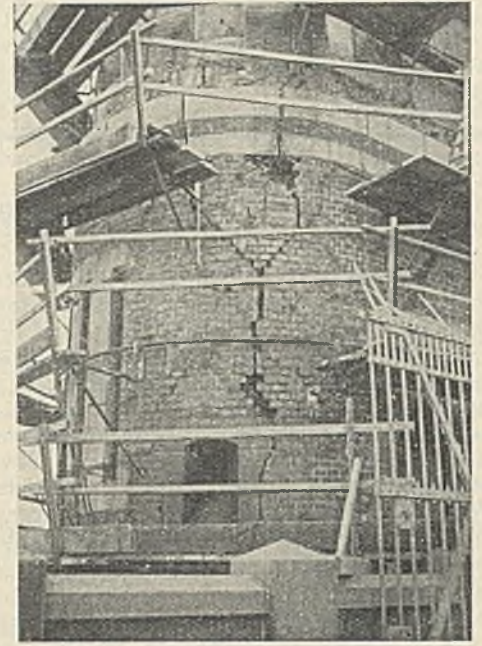


Abb. 6. Nördliches Widerlager vor der Instandsetzung.

Die Art und der Verlauf der Risse, von denen aber nur kennzeichnende Risse eingezeichnet sind, sind aus Abb. 2 ersichtlich. Die statisch am meisten beanspruchten Teile der Widerlager, nämlich die Granitquader an den Auflagerplatten der Gelenke, sind völlig unversehrt. Allerdings befand sich bei allen vier Türmen außen an den Kanten auf beiden Seiten ein kräftiger Riß, der die Stoß- und Lagerfugen durchlief und die Eckquader von dem übrigen Granitmauerwerk getrennt hatte; das eigentliche Widerlager war aber unbeschädigt. Dagegen zeigte das aufgehende Ziegelmauerwerk der Türme sehr zahlreiche, meist senkrechte und oft in ganzer Höhe durchlaufende Risse. Sie lagen an den seitlichen rechteckigen Pfeilervorlagen hauptsächlich an den Kanten und waren an den Rundbauten über die ganze Fläche verteilt. Besonders schlecht waren die Widerlagpfeiler und Bogen der Portale, die die Fahrbahn als Gewölbe von Pfeiler zu Pfeiler überspannen. Sie zeigten fünf bis sechs parallel nebeneinander von der Fahrbahn über die Pfeiler und den Bogen in ganzer Länge bis zur anderen Seite der Fahrbahn durchlaufende starke Risse, die das ganze Portal gewissermaßen in einzelne Lamellen zerlegten (Abb. 3).

Die Risse verliefen vorwiegend senkrecht, wenige schräg und fast keine waagrecht. Wo letztere auftraten, waren sie meist sehr fein, während die senkrechten Risse bis zu mehreren Zentimetern Weite klafften. So wurde beispielsweise bei einem halbkreisförmigen Vorbau am Pfeiler durch Messung festgestellt, daß der Umfang des Halbkreises sich durch die Risse um 13,5 cm vergrößert hatte. Auffallend war, daß die meisten großen Risse im Ziegelmauerwerk unter einer Stoßfuge des die oberen Plattformen auf den Pfeilervorlagen umschließenden Granitmauerwerks begannen. Die Stoßfugen waren vielfach nur sehr mangelhaft ausgegossen, weil die Glieder beim Vermauern sehr dicht aneinandergesetzt waren. Selbst da, wo die Risse nicht unmittelbar begannen, verliefen sie doch senkrecht unter einer Stoßfuge, ein Zeichen dafür, daß diese den Zutritt des Regenwassers ermöglichte. Ein weiterer Beweis für die Richtigkeit dieser Annahme waren die weit klaffenden Stoßfugen der Eckquader an den Gesimsen. Hier, wo das Gewicht eines darüber liegenden Mauerwerks fehlte, ist die Kraft des gefrierenden Wassers groß genug gewesen, um die Eckquader nach außen zu drücken.

Im Innern der Türme fanden sich ebenfalls zahlreiche Risse, sie waren aber im allgemeinen feiner und traten hauptsächlich an den Flächen auf, wo der Treppengang außen freiliegt. An vielen Rissen, die parallel zur Außenfläche quer durch die Fensterleibungen gingen, war zu erkennen, daß sich die Verblendung vom Kernmauerwerk abgelöst hatte.

Ausführung der Instandsetzungsarbeiten.

Vor Inangriffnahme der Arbeiten am Mauerwerk wurden Maßnahmen getroffen, um die Übertragung der Erschütterungen auf das Mauerwerk zu vermindern. Zu dem Zwecke wurden auf beiden Enden der Brücke in das Gleis Schienenauszüge eingebaut und durch Reinigen und Schmieren der Gleitlager an den Enden der Fahrbahnkonstruktion deren Reibung verringert.

Um die Auspressung der Risse vornehmen zu können, wurde zunächst eine Widerlagerecke von unten bis oben ganz eingerüstet (Abb. 4). Das geschah in der Weise, daß freitragende, voneinander völlig unabhängige

Gerüste in 2 m Abstand bis zur vollen Höhe von 40 m angebracht wurden. Die Laufbretter ruhten auf dreieckförmigen eisernen Stützen, wie aus verschiedenen der beigefügten Bilder ersichtlich ist. Das Gerüst hängt an Rundeisenstangen, die auf in das Mauerwerk eingelassenen Haken ruhen. Diese von der Firma Carl Mentzel, Stolp i. P., vorgehaltene Rüstung hat sich sehr bewährt, sie ermöglicht eine sehr sichere Übertragung der Lasten und ein rasches Einrüsten. Sie ist viel leichter und sicherer als ein von unten aufgeführtes Stangengerüst, weil jedes einzelne Gerüst sich selbst trägt. Sie paßt sich der nach oben sich verjüngenden Form des Turmes mit seinen zahlreichen Absätzen, Gesimsen und Vorsprüngen vorzüglich an und kann ohne wesentliche Änderungen überall wieder verwendet werden.

Die Einrüstung der vier Pfeiler hat 17 000 RM gekostet. Sie wäre für höchstens die Hälfte der Kosten zu haben gewesen, wenn von vornherein Aufhängevorrichtungen für die Gerüste vorhanden gewesen wären. Um spätere Einrüstungen zu erleichtern, wurden deshalb bei Gelegenheit der Instandsetzungsarbeiten überall an Stelle der Mauerhaken schmiedeeiserne Dübelhülsen von etwa 25 cm Länge und 6 cm äußerem Durchmesser in das Mauerwerk eingelassen und mit einem Bleideckel, der mit Zementmörtel verschmiert wurde, verschlossen. Nach Entfernung des Bleideckels können eiserne Haken in die Hülsen gesteckt und an ihnen die Gerüste aufgehängt werden. Im ganzen sind 834 solcher Dübelhülsen in das Mauerwerk eingelassen worden.

Bevor mit dem Auspressen der Risse begonnen werden konnte, wurden längs des Risseverlaufes Bohrlöcher von etwa 45 mm Durchmesser in etwa 0,8 bis 1,0 m Abstand und etwa 0,8 bis 1,0 m Tiefe hergestellt. In diese wurden nacheinander kurze Rohrstützen eingesetzt und durch sie Druckwasser eingepreßt, um die Rißflächen und Hohlräume so gut wie möglich von Staub, Schmutz und losen Brocken zu reinigen. Danach wurden die Risse außen dicht mit Werg und Holzkellen verstopft und auskalfatern (Abb. 5). In die Bohrlöcher wurden sodann Einpreßhähne eingesetzt und durch diese mittels Druckluft unter Verwendung besonderer Preßapparate und Rührwerke fester Zementmörtel so lange eingepreßt, bis an dem durch die Kalfaternung dringenden Wasser des Mörtels zu erkennen war, daß Risse und Hohlräume gefüllt waren (Abb. 6). Nach einer kurzen Abbindezeit wurden die Holzkeile entfernt und die Risse außen mit Zementmörtel verfügt. Auf diese Weise sind alle klaffenden Risse und alle offenen Stoßfugen des Granitmauerwerks, auch an den Brüstungen der Balkone und der Laufgänge, geschlossen worden (Abb. 7).

Außerdem war es notwendig, besonders stark klaffende Risse zu vernähen, d. h. es wurden zu beiden Seiten der Risse schräg unter 45° verlaufende Bohrlöcher von etwa 45 mm Durchmesser hergestellt, die die Risse ungefähr in der Mitte schneiden. Der Abstand der Bohrlöcher voneinander betrug etwa 1,0 bis 1,2 m, die Tiefe etwa 1,2 bis 1,5 m. Nach Ausspülung der Bohrlöcher mit Druckwasser wurden in sie mit Einkerbungen versehene Rundeisenanker von 16 mm Durchmesser eingelagert und die Bohrlöcher mit Mörtel vollgepreßt, so daß eine zugfeste Verbindung der beiden vorher getrennten Mauerwerkteile geschaffen war (Abb. 8 u. 9). An geeigneten Stellen wurden Rundeisenanker von einer Ansichtfläche zur anderen und rechtwinklig zu ihnen durch das ganze Mauerwerk hindurchgezogen und eingepreßt. Das geschah vor allem in



Abb. 7. Nördliches Widerlager nach der Instandsetzung.



Abb. 8. Ostseite des nördlichen Widerlagers vor der Instandsetzung.

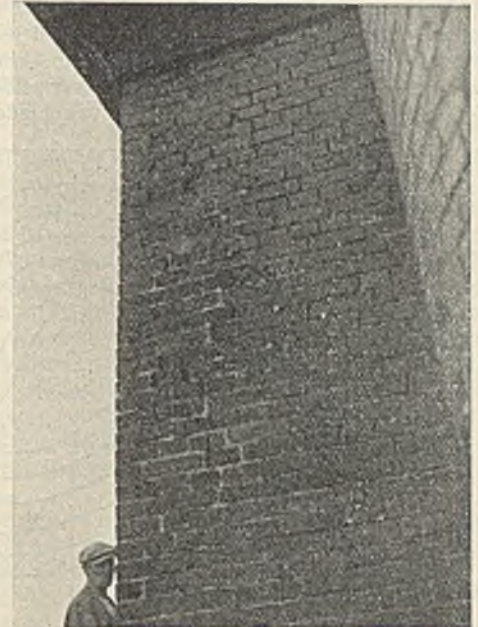


Abb. 9. Ostseite des nördlichen Widerlagers nach der Instandsetzung.

den Pfeilervorlagen und den steinernen Bogen der Laufbrücken, die die Fahrbahn überspannen.

Neben offenen Rissen war eine große Zahl von Haarrissen vorhanden, die sich nicht auspressen ließen. Sie wurden ausgestemmt und verfügt und dadurch soweit als möglich wasserdicht gemacht.

Im ganzen sind in den Rissen 637 lfd. m Bohrlöcher im Granitmauerwerk und 1442 lfd. m im Ziegel-mauerwerk, schräg zu den Riß-flächen 879 lfd. m Bohrlöcher hergestellt, 1305 lfd. m Rundeisenanker einbetoniert und 87 m³ Mörtel eingepreßt worden. Abb. 10 zeigt die Anzahl und Verteilung der Bohrlöcher auf einer Ansichtfläche eines Turmes.

Die erforderliche Druckluft von 7 bis 8 at wurde in einer Kompressor-anlage von 420 m³ stündlicher Leistung erzeugt, die durch einen Dieselmotor von etwa 50 PS betrieben wurde. Das Bauwasser wurde aus dem Kanal entnommen und durch eine Pumpe von 2 m³ stündlicher Leistung mittels eines vierpferdigen Benzolmotors zur Verwendungsstelle hochgedrückt.

Besondere Sorgfalt wurde auf die Herstellung einer unbedingt wasserundurchlässigen Abdeckung der oberen und seitlichen Plattformen und der Laufgänge sowie der Übergänge zu den Wasserspeichern verwendet.

Zunächst wurde der vorhandene Beton stark aufgeraut und mit einem frischen Estrich von etwa 2 cm Stärke versehen. Auf den Estrich wurde eine feste, aber geschmeidige teerfreie Pappe aufgeklebt, und auf diese kam eine etwa 1 cm starke Asphalt-schicht. Auf diese wurde zum

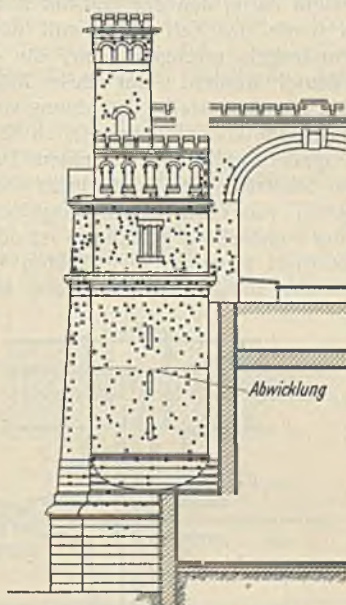


Abb. 10. Anzahl und Verteilung der Bohrlöcher auf einer Ansichtfläche eines Turmes.

Schutze eine Klinkerflachschicht in Asphalt verlegt und mit Asphaltfugen-kitt wasserdicht abgeschlossen. Der Anschluß der wasserdichten Abdeckung an die Granitbrüstungen wurde mit Bleiplatten von 1,5 mm Stärke und 35 cm Breite hergestellt, die sorgfältig verlötet wurden. Sie reichen etwa 10 cm über die teerfreie Pappe hinweg, so daß Regenwasser, das etwa zwischen den Klinkern und der Bleiplatte hindurchsickert, auf die teerfreie Pappe abgeleitet wird und nicht in das Mauerwerk eindringen kann. Die Bleiplatten wurden am Granitmauerwerk hochgezogen, oben in einem ausgestemmtten Falz verdübelt und dieser mit einem Asphaltstrick und Asphaltfugenkitt wasserdicht abgeschlossen. Beim Anschluß an das Ziegel-mauerwerk der Türme wurde statt der Bleiplatten die teerfreie Pappe in der abgestemmtten Nische hochgezogen und dadurch das Ein-dringen des Wassers in das Mauerwerk der Türme verhindert.

Die Ausführung der Arbeiten hat 24 Wochen gedauert, die Gesamt-kosten betragen 105 000 RM. Die Firma August Wolfsholz hat sehr sorgfältig und fachkundig gearbeitet; trotzdem zeigten sich im Früh-jahr 1929 neue Risse. Sie verlaufen ganz ähnlich wie die alten von oben nach unten, und zwar meist parallel mit ihnen. An einzelnen Stellen haben sich auch von der Firma ausgepreßte und vernähte Risse wieder geöffnet. Es ist mit großer Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß die Risse eine Folge der strengen Kälte des Winters 1928/29 sind. Sie hat bei den äußeren Schichten des Mauerwerks eine starke Zusammenziehung verursacht, und weil die inneren Mauerwerkteile weniger abkühlten und deshalb ihr Volumen wenig änderten, wurde die Verblendung gesprengt. Die Annahme wird bestätigt durch die Beobachtung, daß die oberen Turmbauten, die ein geringeres Volumen haben, keine Risse zeigen, weil sie außen und innen eine ungefähr gleiche Abkühlung erfahren haben.

Zahl und Umfang der neuen Risse geben zu Bedenken und Maß-nahmen keine Veranlassung, sie haben sich auch in den folgenden 3/4 Jahren nicht verändert. Es ist auch von vornherein nicht damit ge-rechnet worden, daß durch die Arbeiten die Bildung von Rissen dauernd verhindert werden könnte. Sie haben aber sicherlich dazu beigetragen, das Leben der allbekannten Levensauer Hochbrücke um viele Jahre zu verlängern, und es ist als ein glücklicher Zufall zu betrachten, daß sie vor dem Eintreten der großen Kälte beendet waren. Sonst wären die Zerstörungen so umfangreich geworden, daß der Bestand des Mauerwerks ernstlich gefährdet worden wäre.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen.

Von Dr.-Ing. Karl v. Terzaghi, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule in Wien.
(Schluß aus Heft 31.)

Bemerkenswert ist ferner die Tatsache, daß die Setzungen nach Ab-lauf der ersten Setzungsperiode (steil absteigender Ast) jahrelang mit nahezu unveränderter Geschwindigkeit weiter dauern können. (Fall (1) rd. 3 cm jährlich seit vier Jahren, Fall (2) etwa 1 cm jährlich seit acht Jahren, Fall (3) etwa 1 cm jährlich seit zwölf Jahren.) Es ist noch nicht bekannt, ob diese Dauersetzung auf allmähliches Herauspressen von Wasser oder aber auf ein langsames Fließen des beanspruchten Materials zurück-zuführen sei. Der Verlauf der Setzungskurven, Fall (1) bis (3), läßt auf einen Fließvorgang schließen, denn er hat wenig mit dem charakteristischen

Verlauf der Zeitsetzungskurve für allmähliche Konsolidation gemeinsam. Im Falle (5) handelt es sich hingegen unzweifelhaft um eine Setzung in-folge von Herausquetschung von überschüssigem Wasser. Dies konnte auf folgendem Wege bewiesen werden:

Wir berechneten mit Hilfe der Formel von Boussinesq, unter Ver-nachlässigung der Anwesenheit der Pfähle, die Drücke, die durch die Gebäudelasten auf der Tonschicht hervorgerufen wurden, und verglichen das auf diese Weise erhaltene Setzungsbild mit dem Ergebnis der Setzungs-beobachtungen. Das Ergebnis dieses Vergleiches ist in Abb. 9 dargestellt.

Die theoretischen Kurven gleicher Setzung (Abb. 9a) haben denselben Verlauf wie die empirischen (Abb. 9b) und sind lediglich nach dem oberen Rande der Bildfläche hin verschoben. Die Ursache dieser Verschiebung besteht darin, daß die Auflasten nicht gleichzeitig, sondern nacheinander aufgebracht wurden, so daß sich die verschiedenen Teile der Gebäude-

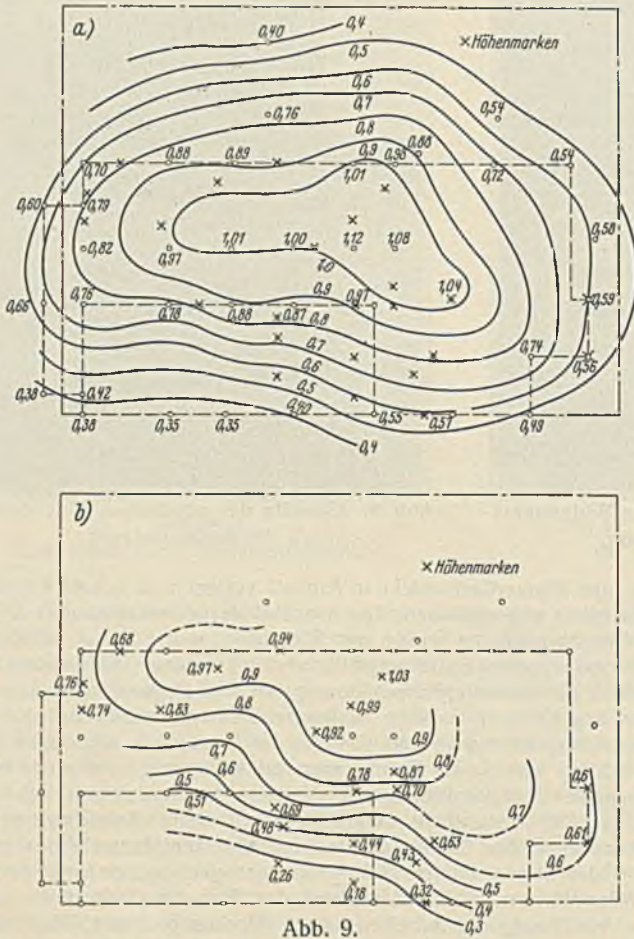


Abb. 9.

gruppe zur Zeit der Beobachtung in verschiedenen Setzungsstadien befanden.

Vorläufig unerklärt ist die Tatsache, daß die Setzungen im Falle (4) und (5) erst nach Aufbringen des größten Teiles der Lasten einsetzen.

Im Falle (5) erstreckte sich die Verzögerung auf das Einsetzen der Herausquetschung des überschüssigen Wassers, nachdem die Setzung lediglich auf diesen Faktor zurückzuführen war.

Im Falle (4) ist das verspätete Einsetzen der Senkungen noch viel sinnfälliger als im Falle (5). Interessant sind in Verbindung mit dem Falle (4) folgende Umstände: In einer Entfernung von kaum 10 m von einer Ecke des Gebäudes befand sich ein breiter, etwa 10 m tiefer, mit Seewasser gefüllter Kanal. Bei der weichen Beschaffenheit des liegenden Tones bestand die Gefahr, daß der Ton infolge der Belastung des Kanaluferes durch das Gewicht des Bauwerkes auf der Kanalsohle emporsteigen werde. Trotzdem ergab sich während des Baues bei unverschüttetem Kanal fast gar keine Setzung. Nach Beendigung des Baues wurde der Kanal mit Aushubmaterial verfüllt, wodurch die statischen Bedingungen für den Bestand der Gründung wesentlich günstiger wurden. Zur Überraschung aller Beteiligten fingen die Senkungen unmittelbar nach beendeter Füllung des Kanals an, während vorher keine Bewegungen zu beobachten waren.

Probleme des Pfahlgründungswesens.

Aus den eben angeführten Beispielen ergeben sich zwanglos die nächstliegenden Aufgaben der Forschung auf dem Gebiete des Pfahlgründungswesens und die Verfahren für deren Lösung.

A. Schwebende Fundierungen auf tiefgründigen, weichen Schlamm- oder Tonablagerungen. Die wichtigste offene Frage betrifft die Tiefe, in der die Setzungen ihren Ursprung haben. Denn von dieser Tiefe hängt es ab, ob die Pfähle überhaupt einen Einfluß auf die Setzungen ausüben oder nicht. Die Beispiele haben gezeigt, daß dieser Einfluß unter gewissen Umständen völlig fehlt und daß die Pfähle in solchen Fällen eine Kapitalverschwendung darstellen.

Um jedoch die Wahl zwischen einer einfachen Plattenfundierung und einer Fundierung mit Platten auf Pfählen auf eine sichere Grundlage zu stellen, müssen die Einzelheiten des Setzungsvorganges für eine größere Anzahl ausgeführter Bauten restlos aufgeklärt werden. Wie schon er-

wähnt, sind die Setzungen auf folgende Ursachen zurückzuführen:

- a) Zusammendrückung von Bodenschichten unter dem Einfluß von Auflasten und
- b) seitliches Ausweichen (elastische Formänderung und plastische Verformung des gepreßten Materials).

Falls die tiefgründige Schlamm- oder Tonablagerung auf einer durchlässigen Unterlage aufruft, kann die Zusammendrückung oder Konsolidierung infolge der geringen Durchlässigkeit des Materials nur von der Oberfläche und von der Basis der Ablagerung nach dem Innern fortschreiten und bleibt jahrelang auf die Nachbarschaft dieser Flächen beschränkt. Bei undurchlässiger Unterlage kommt auch die Zusammendrückung an der Basis in Wegfall. Die den Sitz der Zusammendrückung darstellenden Bodenabschnitte und der örtliche Verlauf des Konsolidierungsvorganges lassen sich demnach ohne weiteres aus dem geologischen Profil ablesen.

Das seitliche Ausweichen ist hingegen von der Lage der geologischen Kontaktflächen unabhängig und scheint bei halbwegs homogenem Untergrund am ausgelegigsten in einer Tiefe zu sein, die etwa der halben Breite des verbauten Raumes gleichkommt.

Um die Wirkung der Pfähle zu beurteilen, müssen wir zunächst für die verschiedenen weichen oder plastischen Bodenarten die relative Bedeutung der beiden Setzungskomponenten kennenlernen. Da man in solchen Fällen ohnehin den Baugrund durch Bohrlocher bis auf eine Tiefe aufschließen muß, die mindestens der Breite des verbauten Raumes gleichkommt, kann die gewünschte Information ohne nennenswerten Kostenaufwand erworben werden.

Man legt innerhalb der Bohrlocher „Grundpegel“ an, das sind Höhenmarken, die in den Boden von Bohrlöchern eingetrieben werden, und man verbindet mit diesen Höhenmarken Gestänge, die durch das Bohrloch bis an einen der Beobachtung zugänglichen Punkt des Fundamentes geführt werden.

Die Hauptschwierigkeit bei der Anlage von Grundpegeln im Ton besteht darin, daß der Ton am Boden und an den Seiten des Bohrloches im Laufe der Zeit aufschwillt und auf diese Weise Bewegungen des Grundpegels erzeugen kann, die dann irrtümlicherweise als Setzungen gedeutet werden. Um diese Möglichkeit auszuschalten, wird die in Abb. 10a dargestellte Anordnung vorgeschlagen. Die Höhenmarke besteht aus einem konisch zugespitzten Stahlzylinder K, der sich nach oben hin in einer Stahlstange mit einem Durchmesser von etwa 25 mm fortsetzt. Die Stahlstange ist von einem Gewinderohr mit einem inneren Durchmesser von etwa 40 mm umgeben. Auf eine Länge von etwa 10 cm (vom Fußstück an gerechnet) ist der Raum zwischen der Stange und dem Rohr mit lockerem ölgetränktem Werg ausgefüllt, um den Zutritt des Wassers zu dem das Fußstück umgebenden Ton zu verhindern. Der

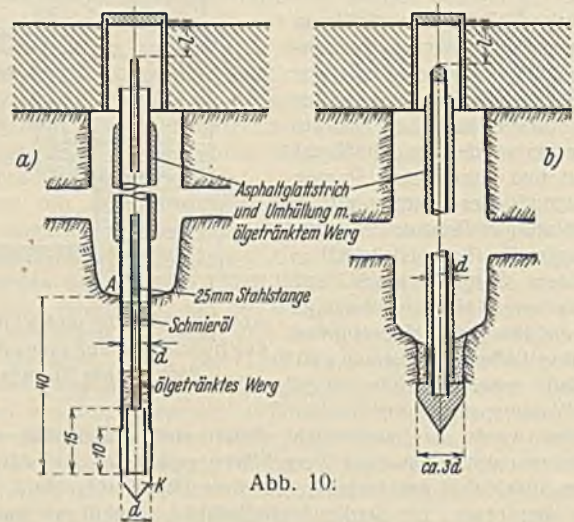


Abb. 10.

oberhalb des Bohrlochbodens befindliche Teil des Außenrohres ist mit einem glatten Asphaltanstrich versehen und mit ölgetränktem Werg umwickelt, um die Reibung zwischen dem Außenrohr und dem Bodenmaterial zu vermindern, das sich nach dem Ziehen des Futterrohres allmählich im Bohrloch ansammelt oder in das Bohrloch hineinschwillt.

Das Einbringen des Grundpegels geschieht in folgender Weise: Solange noch das Bohrloch mit dem Futterrohr ausgekleidet ist, führt man das Fußstück nebst Aufsatzstange und Außenrohr in das Bohrloch ein, wobei sich das obere Ende der Stange stets einige Meter oberhalb des jeweiligen oberen Endes des Außenrohres befinden soll, damit man das Ganze während des Aufschraubens der Ansatzstücke stets an der Stange (nicht am Außenrohr) halten kann. Andernfalls würde das Außenrohr während des Niederlassens die Führung an dem Fußstück K verlieren. Sobald das Fußstück den Boden des Bohrloches erreicht hat, schraubt

man das oberste Stück der Stange ab, setzt auf das obere Ende des Außenrohres eine Schlaghaube und treibt das Fußstück *K* so tief in den Boden des Bohrloches hinein, als es mit einem schweren Vorschlaghammer möglich ist. Dann zieht man das Futterrohr. Vor dem Betonieren der Fundamentplatte versieht man zunächst das obere Ende der Stange mit einer Spitze, die sich je nach der Größe der erwarteten Setzung in einer Tiefe von 10 bis 30 cm unterhalb der künftigen Oberfläche des Fundamentes befindet. Dann zieht man das Außenrohr um 10 cm empor, so daß sich das untere Ende dieses Rohres 10 cm oberhalb des stufenförmigen Absatzes des Fußstückes *K* befindet. Nach dem Hochziehen versichert man sich durch Messung, daß der Körper *K* durch das Außenrohr nicht mitgenommen wurde. Andernfalls muß man die Stange wieder nach unten hämmern, während man das Außenrohr in seiner Lage festhält. Dann verlegt man einen Rohrstützen, der das obere Ende des Gestänges umgibt. Dieser Stützen wird in das Fundament einbetoniert und mit einem Deckel abgeschlossen. Die durch Setzung bewirkte Relativverschiebung des Grundpegels ist durch die Änderung der lotrechten Entfernung der Spitze der Stange von dem oberen Rande des Rohrstützen gegeben, die mit einem Maßstabe gemessen werden kann.

Im Laufe der Zeit füllt sich das Bohrloch mit Wasser, der Boden schwillt oder zerfällt und füllt den Raum rings um das Außenrohr. Nachdem das Außenrohr mit dem Kegel *K* nicht mehr in Kontakt ist, kann auch das Schwellen des Bodens am unteren Ende des Bohrloches (Raum *A*) keine Bewegung des letzteren bewirken. Der enge ringförmige Raum oberhalb der Spitze *K* ist durch die ölgetränkte Packung abgedichtet. Obendrein wurde der Raum oberhalb der Ölpackung mit schwerem Schmieröl gefüllt, das dann während des Ziehens des Außenrohres durch die lockere Packung hindurch in den sich bildenden ringförmigen Hohlraum hineingesaugt wird. In der Umgebung des Schuhs *K* ist daher eine nennenswerte Schwellung des Tones ausgeschlossen. Es bleibt nur mehr die Möglichkeit einer Übertragung der bei der Setzung am Umfang des Außenrohres auftretenden Seitenreibung auf den Schuh *K*. Die Seitenreibung ist jedoch infolge des Asphaltglattstriches und der geölten Umhüllung sehr gering, und obendrein kann sich das Außenrohr um 10 cm nach unten verschieben, ohne eine Druckwirkung auf *K* auszuüben. Unter diesen Verhältnissen ist eine Beeinflussung der Pegelung durch Seitenreibung nicht zu erwarten.

Zur Erläuterung der Setzungsbeobachtung mit Hilfe von Grundpegeln nehmen wir an, Abb. 11 stelle den Querschnitt durch eine schwebende Pfahlgründung dar. Die Zusammendrückung des weich-plastischen Tones schiebt sich aus bodenphysikalischen Gründen von den Flächen *aa* und *bb* nach dem Inneren der Tonschicht vor. Die Formänderungen, die der Ton erleidet dürften hingegen etwa in der halben Tiefe der Tonschicht am ausgiebigsten sein. Wenn man daher in den Punkten 1, 2, 3 und 4 Grundpegel einbaut, so erfährt man aus der relativen Verschiebung dieser Pegel gegeneinander, ob die Setzung des Gebäudes vornehmlich auf Formänderung oder vornehmlich auf fortschreitende Konsolidierung zurückzuführen sei. In ersterem Falle würde sich der größte Teil der Setzung zwischen den Pegeln 1 und 3 vollziehen, während im zweiten Falle die größte Dickenveränderung zwischen den Pegeln 3 und 4 beobachtet werden würde. Die Ablesungen können in einfacher Weise, ohne Instrumente, von der Fundamentplatte aus, mit einem Maßstabe vorgenommen werden und unterrichten uns über alle wesentlichen Vorgänge innerhalb des belasteten Bodens. Die Beobachtungen sollen durch Nivellements an Höhenmarken ergänzt werden, die nicht nur am Gebäude, sondern auch auf dem das Gebäude umgebenden Gelände angebracht sind.

Wertvolle Ergebnisse ließen sich auch durch Beobachtungen an einfachen Plattenfundierungen auf tiefgründigem, homogenem Schlamm- oder Tonboden erzielen (Abb. 12a). Durch Beobachtung an Grundpegeln 1, 2 und 3 könnte man erfahren, ob die Setzungskomponente infolge fortschreitender Konsolidierung (Verschiebung des Pegels 1) oder die Setzungskomponente infolge seitlicher Ausweitung des Bodens (Pegeldifferenz 1 bis 3) überwiegt. Das Verhältnis zwischen den Pegeldifferenzen 1 bis 2 und 2 bis 3 würde uns obendrein über die Tiefenlage des Sitzes der größten Bodenausweitung unterrichten. Infolge der außerordentlichen Langsamkeit, mit der die Konsolidierung von der Ober-

fläche der Ablagerung nach der Tiefe fortschreitet (Folge der geringen Durchlässigkeit des Materials), ist die Möglichkeit einer irrümlichen Auslegung der Beobachtungsergebnisse so gut wie ausgeschlossen.

Ein weiteres wichtiges Problem besteht in der Einschätzung der bei gegebenem Baugrunde und gegebenen Gründungsverhältnissen zu gewärtigenden Setzungen. Da der Einfluß der Lastflächengröße auf den Setzungsbetrag noch nicht bekannt ist, so ist man auch auf diesem Gebiet auf die Erfahrung angewiesen. Man sammelt empirische Daten von Bauten mit verschiedener Fundierungstiefe und mit verschieden breitem Grundriß, bestimmt die Beschaffenheit des Untergrundes (Material und Konsistenz) mit Hilfe bodenphysikalischer Untersuchung ungestörter Materialproben und vergleicht den Untergrund neu zu errichtender Bauwerke mit dem Untergrunde von solchen Bauten, an denen man bereits unter ähnlichen Gründungsverhältnissen (Ausmaß der verbauten Fläche, Gründungstiefe usw.) Erfahrungen gemacht hat. Man kann zum Vergleich auch die Erfahrungen mit Plattenfundierungen heranziehen, weil in sehr vielen Fällen bei großen Abmessungen der verbauten Fläche die Wirkung der Pfähle nur darin besteht, die Auflast auf eine etwas größere Fläche zu verteilen und ihren Angriff von der Geländeoberfläche in das Niveau der Pfahlspitzen zu verlegen.

B. Pfahlfundierungen auf tiefgründigen, locker oder mittelmäßig dicht gelagerten Sand- oder Schluffablagerungen. Bei solchen Fundierungen wollen wir in erster Linie erfahren, ob die Setzungen im Sinne der Theorie vornehmlich auf die oberste Bodenschicht beschränkt sind oder zum Teil auch in tieferen Bodenschichten ihren Sitz haben. Diese Aufklärung bekäme man am besten durch Beobachtungen an einfachen Plattenfundierungen (Abb. 12b), wobei man die Grundpegel 1, 2, 3 nach dem in Abb. 12b angedeuteten Plan anzuordnen hätte. Die lotrechte relative Verschiebung des Grundpegels 3 dürfte wohl der Gesamtsetzung gleichkommen, die das Gebäude erfährt. Bei Bauwerken mit halbwegs gleichförmiger Belastung der Grundplatte wäre es auch wünschenswert, durch Einnivellieren von mindestens 10 bis 15 Plattenpunkten festzustellen, an welchen Teilen der Platte die größten und an welchen die kleinsten Einsenkungen auftreten.

Im Sandboden lassen sich einfacher konstruierte Grundpegel mit der in Abb. 10b dargestellten Konstruktion verwenden. Sie bestehen aus einem konisch abgedrehten Fußstück und einem Gestänge, das mit einem Asphalt-Glattstrich versehen ist. Es genügt, das Fußstück durch Hämmern des Gestänges mit einem schweren Vorschlaghammer oder einer Viermännerramme einige Dezimeter tief in den Boden des Bohrloches zu schlagen und dann das Futterrohr zu ziehen. Im Laufe der Zeit füllt sich das Bohrloch mit lockerem Sand, in dem sich das Gestänge infolge der Schmierung seiner Oberfläche nahezu frei bewegen kann.

Schwieriger ist die Beantwortung der Frage nach der Größe der Setzung von Bauwerken auf kohäsionsarmen Bodenschichten. Das Ausmaß der Setzungen hängt bei sonst gleichen Gründungsverhältnissen und gleichem Bodenmaterial in hohem Maße von der Lagerungsdichte des Untergrundes ab. Es ist wenig Aussicht auf ein einfaches Verfahren vorhanden, mit dessen Hilfe man zwecks Beurteilung der relativen Dichte der Lagerung oder Packung ungestörte Bodenproben entnehmen könnte. Obendrein hängt die Setzung von der Lagerungsdichte innerhalb eines Bodenkörpers ab, dessen Tiefe mindestens der Breite der verbauten Fläche gleichkommt. Infolgedessen ist man auf Belastungsproben innerhalb der Bohrlocher angewiesen. — Beim Wolfsholzschens Verfahren³⁾ wird die relative Tragfähigkeit durch Bodenbelastung in drei oder vier verschiedenen Tiefen auf der Sohle von Bohrlochern mit einem Durchmesser von 35 cm bestimmt. Nun zeigt die Erfahrung, daß die Lagerungsdichte und mit ihr die Zusammendrückbarkeit des Baugrundes in lotrechtem Sinne von Dezimeter zu Dezimeter wechseln kann, so daß Belastungsproben in drei oder vier verschiedenen Tiefenlagen keineswegs notwendigerweise eine verlässliche Auskunft über die mittlere Tragfähigkeit des Untergrundes liefern. Um ein vollständigeres Bild über den Wechsel der Lagerungsdichte in lotrechtem Sinne zu bekommen, hat der Verfasser im Juli 1929 in Verbindung mit Vorarbeiten für eine neue Strecke der New Yorker Untergrundbahn die in Abb. 13a u. b schematisch dargestellte Druckwassersonde konstruiert⁴⁾. Sie besteht im wesentlichen aus einem Futterrohr mit einem lichten Durchmesser von 7,5 cm, einem Gestänge aus schwersten 4-cm-Schmiedeeisenrohren, das an seinem unteren Ende mit einem konischen Metallschuh (Abb. 14) mit einem Durchmesser von 7 cm versehen ist, einer Hochdruckwasserpumpe und einer Druckölprelle. Das von der Pumpe gelieferte Wasser strömt durch das Gestänge nach abwärts und tritt durch sechs unter 45° nach aufwärts gerichtete Düsen aus dem oberen Rande des Schuhs in den Boden ein.

Die Sonde wird folgendermaßen gehandhabt: Die Druckölprelle drückt auf das obere Ende des Gestänges, und der Schuh dringt unter dem Einfluß dieses Druckes allmählich bis zu einer Tiefe von 30 cm

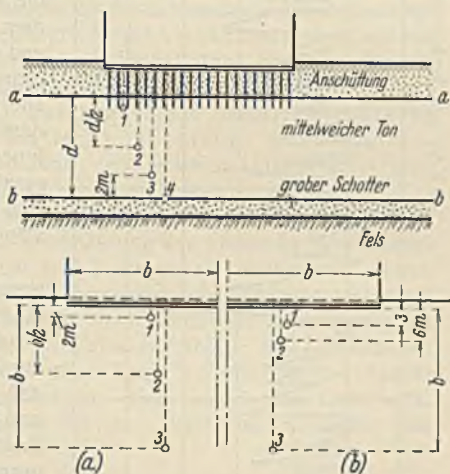


Abb. 11 u. 12.

³⁾ W. Scharadt, Bodenprüfungen nach dem System Wolfsholz-Siemens-Bauunion. D. Bauztg., Konstr. 1929, Nr. 10.

⁴⁾ Im Auftrage der Corson Construction Co. in New York.

unterhalb des unteren Endes des Futterrohres in vollkommen ungestörtes Erdreich ein. Während dieses Vorganges liest man an einem Manometer den Öldruck ab, der erforderlich ist, um den Schuh in den Boden zu pressen (Abb. 13a). Dann öffnet man den Zulaufhahn der Druckwasser-

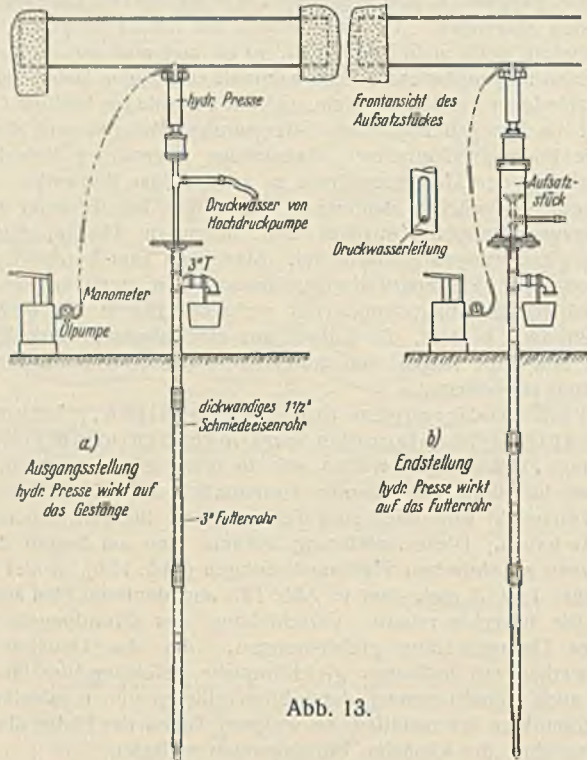


Abb. 13.

leitung. Das austretende Wasser zerstört in einem konusförmigen Raum die Struktur des Bodens (Abb. 15) und schafft auf diese Weise im Boden, oberhalb des Schuhes, einen spannungslosen Raum. Nun wird der Kolben der Presse auf das obere Ende des Futterrohres gesetzt (Abb. 13b), und das Futterrohr folgt dem Schuh, bis sein unterer Rand wieder den Schuh erreicht (Ausgangsstellung Abb. 13a). Dann wird der Vorgang wiederholt, so daß man immer abwechselnd den Schuh und das Futterrohr um je 25 cm in den Boden einpreßt. In halbwegs locker gelagertem, kohäsionsarmem Boden sinkt das Futterrohr nach dem Anlassen des Druckwassers nicht selten unter dem Einfluß des Eigengewichtes in die Ausgangsstellung Abb. 13a, so daß sich die Ausübung eines Zusatzdruckes erübrigt. Das durch den Eintritt des Druckwasserstrahles in den Boden erzeugte, dünnflüssige Gemenge von Boden und Wasser entweicht zwischen dem Gestänge und dem Futterrohr und strömt durch einen am oberen Ende des Futterrohres angebrachten Rohrstutzen aus, wo es in einem Kübel aufgefangen werden kann.

Durch die Wirkung des Druckwasserstrahles wird wie erwähnt oberhalb des Schuhes im Boden ein spannungsloser Raum geschaffen, ohne die Struktur des Bodens unterhalb des Schuhes auch nur im geringsten zu verändern (Abb. 15). Der Boden wird in der Nachbarschaft des Schuhes lediglich „entspannt“. Infolgedessen ist der Zustand des Bodens, in den der Schuh auf eine Tiefe von 25 cm eindringt, von der lotrechten Entfernung zwischen dem Schuh und der Geländeoberfläche so gut wie unabhängig, und das Manometer der Druckölprelle mißt im ersten Abschnitt der Abwärtsbewegung den Widerstand des Bodens gegen Verdrängung durch Hochpressen nach dem spannungslosen Raum und im zweiten Abschnitt gegen Verdrängung durch Verdichtung. Trägt man daher in einem Diagramm die Tiefen als Ordinaten und die von der Druckölprelle auf das Gestänge ausgeübten Drücke als Abszissen auf (Abb. 16), so bekommt man ein vollständiges Bild von der Art und Weise, wie sich der Verdrängungswiderstand des Bodens mit der Tiefe ändert. Die Abszissen der eingeringelten Punkte bedeuten den Druck, der von der Presse ausgeübt wurde, nachdem der Schuh bis zu einer Tiefe von etwa 30 cm unter die Schneidkante des Futterrohres in den Boden eingedrungen ist. Durch die dann einsetzende Wirkung des Spülwassers wird der Raum oberhalb des Schuhes entspannt, wodurch der zur neuerlichen Einpressung des Schuhes erforder-

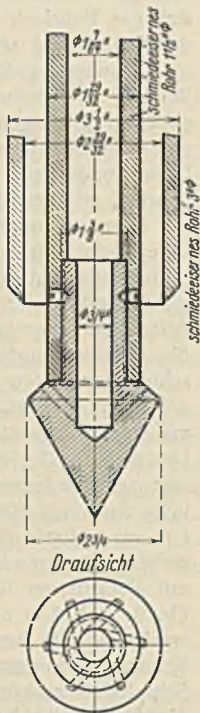


Abb. 14.

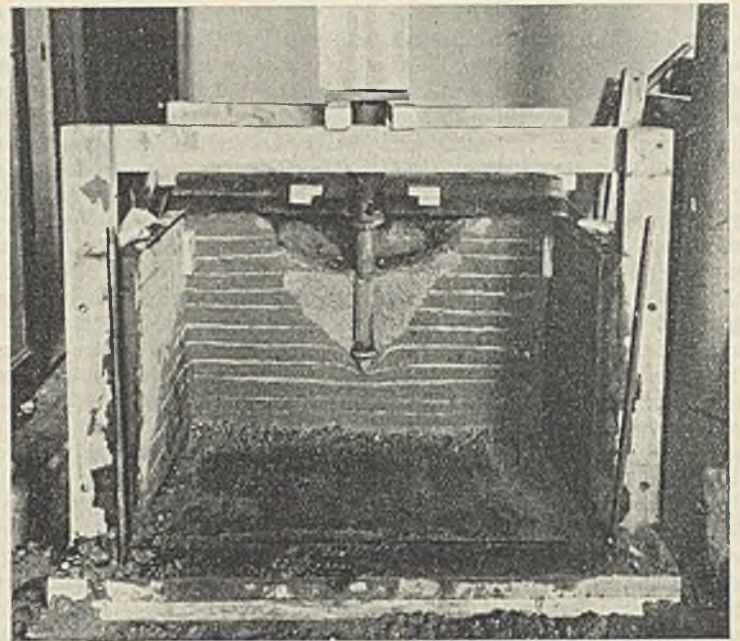


Abb. 15.

liche Druck herabgesetzt wird. Aus diesem Grunde hat die Eindringungskurve einen sägeartigen Verlauf. Die Abszissen der eingeringelten Punkte gelten als Maß für den Verdrängungswiderstand des Bodens.

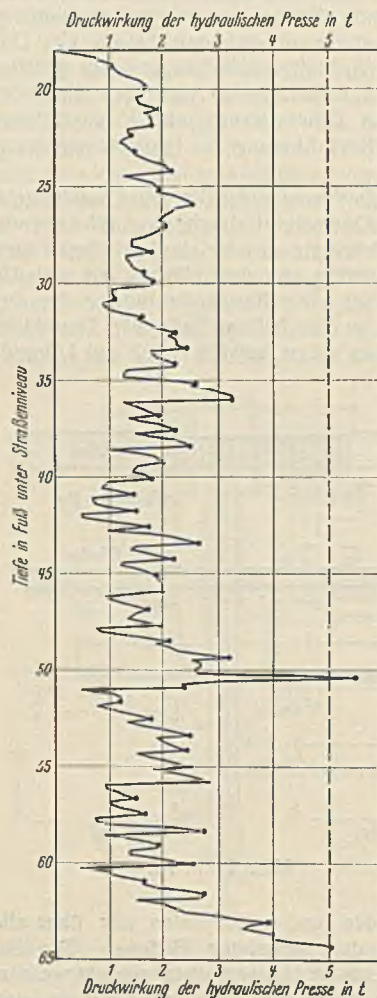


Abb. 16.

Dieser Verdrängungswiderstand ist seinerseits ein Maß für das Verhalten des Bodens unter dem Einfluß der durch eine Gebäudelast geweckten Spannungszustände.

Zwecks Verhinderung einer teilweisen Unterspülung des konischen Schuhes in der Ausgangsstellung (Abb. 13a) durch Ablenkung der Druckwasserstrahlen am unteren Rande des Futterrohres empfiehlt es sich, die kleinste Entfernung zwischen dem oberen Rande des Schuhes und dem unteren Rande des Futterrohres mit 5 cm zu bemessen. Die aus der Reibung zwischen dem Gestänge (Spülrohr) und der Innenwandung des Futterrohres resultierende Fehlerquelle läßt sich durch Rollenführung des Gestänges unschädlich machen.

Bei dem gegenwärtigen Stande unserer Erfahrung ist die Ausdeutung der mit der Druckwasser-sonde erzielten Beobachtungsergebnisse nur dadurch möglich, daß man einen Schacht abteuft und auf dem Schachtboden, nach Erreichung verschiedener Tiefen, normale Belastungsproben durchführt. Dies wurde in New York auch gemacht, und zwar belief sich die Tiefe des Schachtes auf etwa 15 m, sein Querschnitt auf 1,2 zu 1,2 m und die Zahl der Belastungsproben, die während des Abteufens vorgenommen wurden, auf sechs. Obendrein wurde

nach Beendigung der Abteufungsarbeiten am Schachtboden eine Belastungsprobe auf einer Eisenbetonplatte mit einem Flächeninhalt von etwa 1 m² vorgenommen, wobei mit Hilfe von Grundpegeln die räumliche Verteilung der unterhalb der Platte aufgetretenen Zusammenrückungen des Bodens festgestellt wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden demnächst veröffentlicht.

Da aber auch die Deutung der Ergebnisse normaler Belastungsproben mit einer großen Unsicherheit behaftet ist, werden die Ergebnisse der Probelastungen im Bohrloch erst dann ihren vollen Wert bekommen,

sobald Erfahrungen an ausgeführten Bauten vorliegen, deren Untergrund vorher nach gleichem Verfahren untersucht worden ist. Das gilt von jedem Apparat für die Ausführung von Belastungsproben innerhalb von Bohrlochern ohne Unterschied des Prinzips.

Der vom Verfasser verwendete Apparat hat gegenüber dem Wolfsholz-schen den Vorteil, daß er für den Untergrund eine verhältnismäßig stetig verlaufende Widerstandskurve liefert und obendrein sehr wirtschaftlich arbeitet. Der Tagesfortschritt belief sich mit einem Personal von 6 Mann auf Leistungen bis zu 10 m je Schicht in dem Sandboden von New York. Die vom Wolfsholz-Apparat gelieferten Setzungsdaten sind möglicherweise genauer, aber sie klären uns nur über den Widerstand des Bodens in einigen Punkten auf, und das Verfahren ist viel zeitraubender und umständlicher. Es ist auch noch eine offene Frage, ob wir jemals in der Lage sein werden, von genauen Daten über die Bodenbeschaffenheit praktischen Gebrauch zu machen. Es dürfte wahrscheinlich in aller Zukunft genügen, einen rohen Mittelwert für die Lagerungsdichte bzw. die Konsistenz des Untergrundes zu bekommen. Prof. Dr. Kögler unternimmt derzeit einen Versuch, den Widerstand des Erdreiches aus der Wirkung der Belastung auf die Seiten eines Bohrloches zu ermitteln, wobei der Druck durch Kniehebel auf die lotrecht im Bohrloch angeordneten Lastplatten (Backen) übertragen wird. Auf keinen Fall kann die Frage nach dem vorteilhaftesten Verfahren der Probebelastung im Bohrloch als endgültig gelöst betrachtet werden, und es ist eine der dringendsten Aufgaben der Bodenforschung, das Verfahren zu vervollkommen.

C. Übertragung der Gebäudelast durch weichere Schichten auf steifere. In Verbindung mit Pfahlgründungen auf solchen Schichtenfolgen scheint es nur eine offene Frage zu geben, nämlich die Frage, ob die Mantelreibung des Pfahles bei einer durch Rammarbeit nicht verdichtbaren Oberschicht (Schlamm oder weicher Schluff) bei der Bemessung der Nutzlast der Pfähle voll in Rechnung gesetzt werden darf, oder ob die innerhalb der weichen Oberschicht wirksame Mantelreibung abgezogen werden soll. Diese Frage ließe sich ohne weiteres durch Grundpegel-Beobachtungen an schwebenden Pfahlgründungen auf weichen Schichten beantworten, indem man einen Festpunkt in die Ebene der Pfahlspitzen und zwei weitere in einer Tiefe von $\frac{3}{4} \cdot l$ bzw. $\frac{l}{2}$ anbringt ($l =$ Pfahllänge).

Für die Kombination zwischen einer weichen Oberschicht und einer nahezu undurchlässigen Unterschicht dürfte die Untersuchung wohl zu dem Ergebnis führen, daß die Mantelreibung in der Oberschicht zum größten Teil zur Wirksamkeit kommt, wenn die Pfahlspitzen auch nur bis in die Nähe der Kontaktfläche mit der Unterschicht reichen. Für den Fall jedoch, wo die steifere Unterschicht aus stark durchlässigem Material besteht (z. B. Sand), dürfte wohl die weichere Bodenschicht im Bereich der unteren Pfahlabschnitte eine Zusammendrückung erfahren, sofern die Pfähle nicht auf eine längere Strecke in die Unterschicht hineingerammt wurden. Die Mantelreibung käme unter diesen Verhältnissen nicht voll zur Wirksamkeit, und die Ergebnisse einer Probebelastung an einem Einzelfahl müßten mit Vorbehalt aufgenommen werden.

D. Pfahlfundierung auf durchlässigem Sediment, das in größerer Tiefe weiche, plastische Schlamm- oder Toneinlagerungen enthält. In Verbindung mit solchen Untergrundverhältnissen sind in der Praxis folgende Fragen zu beantworten:

a) Relative Bedeutung der Setzungskomponente, die auf reine Formänderung des Bodens (elastische Formänderung und plastische Verformung) zurückzuführen ist, im Vergleich zur Setzungskomponente, die durch Änderung der Dichte des Bodens (Zusammendrückung) verursacht wird. Aufklärung über diese Frage erhielt man durch die Beobachtung an „Grundpegeln“ 1, 2, 3, 4 usw., wie dies in Abb. 4 bis 7 ersichtlich gemacht wurde. Erst dann, wenn diese Frage für eine größere Anzahl verschiedenartiger Fälle beantwortet ist, wird man in der Lage sein, die Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. sein Verhalten unter der Last

eines Bauwerkes auf Grund eines Bohrprofils qualitativ richtig zu beurteilen.

b) Größenordnung der zu gewärtigenden Setzungen. Die Beantwortung dieser Frage ist von größter praktischer Bedeutung, denn von ihr hängt es häufig ab, ob man eine Pfahlgründung oder eine Brunnen- bzw. Druckluftgründung wählt. So wurde z. B. im Fall Abb. 5 die Fundierung des neuen Traktes mit Hilfe von Druckluftsenkkasten bis auf den Fels geführt. Im Fall Abb. 8 hätte man die Baustelle nach einem anderen Teil des Küstengebietes verlegt.

Bei der Beurteilung der Setzungsverhältnisse muß man ebenso wie in den Fällen A. und B. den halbempirischen Weg einschlagen. Da es leicht ist, aus plastischem Ton oder Schlamm ungestörte Proben zu entnehmen, kann die Identifizierung des Untergrundes geplanter Neubauten mit anderen, technisch bereits bekannten, auf Grund der Ergebnisse bodenphysikalischer Laboratoriumuntersuchungen an ungestörten Bodenproben durchgeführt werden. Da jedoch die weichplastischen Ablagerungen sehr oft zwischen kohäsionsarmen Bodenarten eingeschaltet sind, aus denen keine ungestörten Proben entnommen werden können, und da obendrein die Konsistenz des Materials zumeist mit der Tiefe sehr stark wechselt, dürfte es sich empfehlen, die Konsistenzverhältnisse mit der Druckwasser-sonde (Abb. 13) aufzuklären und die Laboratoriumarbeit auf die Identifizierung der wichtigsten Bodenarten zu beschränken.

Unaufgeklärt sind vorläufig noch die physikalischen Faktoren, auf denen das in Verbindung mit Abb. 7 u. 8 geschilderte verspätete Einsetzen der Senkungen beruht.

Zusammenfassung.

Die Anwendung der Bodenmechanik auf die Probleme der Pfahlgründung führt in Übereinstimmung mit der Erfahrung zum Schluß, daß sich die Tragfähigkeit einer solchen Gründung nur dann halbwegs verläßlich beurteilen läßt, wenn nicht nur die Tragfähigkeit der Einzelpfähle, sondern auch die Beschaffenheit des Untergrundes bis zu einer Tiefe bekannt ist, die mindestens der Breite der überbauten Fläche gleichkommt. Die Erhöhung der Wirtschaftlichkeit unserer Entwurfsverfahren setzt zunächst eine auf rein empirischem Wege vorzunehmende Erforschung der an bestehenden Bauwerken auftretenden Setzungserscheinungen voraus. Das kann mit verhältnismäßig geringen Kosten durch Beobachtung an Grundpegeln geschehen, welche in die zwecks Bodenuntersuchung niedergebrachten Bohrlöcher eingebaut werden. Um die durch Grundpegelbeobachtungen erworbenen Kenntnisse praktisch zu verwerten, ist man obendrein genötigt, die Verfahren für das Vergleichen neu erschlossener mit technisch bereits bekannten Untergründen auszubauen. Da die Identifizierung der Bodenschichten bis zu beträchtlichen Tiefen geschehen muß, kommen, zum mindesten für kohäsionsarme Böden, lediglich Probebelastungen im Bohrloch in Betracht. Die Laboratoriumversuche haben lediglich ergänzende Daten zu liefern.

Wegen der Möglichkeit raschen und sprunghaften Wechsels der Lagerungsdichte bzw. der Konsistenz des Untergrundes empfiehlt sich die Verwendung von Belastungs sonden, welche für den Untergrund halbwegs stetig verlaufende Konsistenzkurven liefern. Zwecks Identifizierung neu zu erschließender Baugründe mit bereits bekannten erscheint es am vorteilhaftesten, zunächst mit Hilfe der Sonde die Konsistenzverhältnisse bzw. die Lagerungsdichte zu untersuchen und dann im Laboratorium die wichtigsten im Bohrloch angetroffenen Bodensorten durch Bodenversuche zu bestimmen.

So lange die eben beschriebenen Untersuchungsverfahren keinen Eingang in die Praxis finden, ist ein nennenswerter Fortschritt auf dem Gebiete des Pfahlgründungswesens nicht zu erwarten. Von eingehenden theoretischen Studien oder von Laboratoriumuntersuchungen kleinen Maßstabes ist in Zukunft wohl kaum eine nennenswerte Vertiefung der bisher gewonnenen Einsicht zu erhoffen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stromregulierungsarbeiten an der Untereibe bei der Ostebank.

Von Baudirektor Lorenzen, Leiter der Wasserstraßendirektion Hamburg.

Etwa 9 km stromabwärts von der Mündung des Kaiser-Wilhelm-Kanals in die Untereibe und 20 km stromaufwärts von Cuxhaven lag bis vor wenigen Jahren die Ostebank, die Jahrzehnte lang der Großschiffahrt erhebliche Schwierigkeiten und der zuständigen Bauverwaltung andauernd Sorgen bereitete. Im Anfang dieses Jahrhunderts lief die Ostebank zur Zeit des gewöhnlichen Niedrigwassers noch in größerer Ausdehnung trocken, während heute mindestens 5 m Wasser bei MNW auf ihr stehen bleiben, so daß man kaum noch von einer Bank sprechen kann.

Die Hauptfahrwasserrinne, die in der Mitte des vorigen Jahrhunderts den Ansprüchen der Großschiffahrt vollkommen genügte und das auch heute noch tun würde, wenn sie in den damaligen Abmessungen bestehen geblieben wäre, fing im letzten Drittel des 19. Jahrhunderts an, sich fortschreitend zu verschlechtern. Da andererseits die Ansprüche der

Schiffahrt infolge der Indienstellung größerer und tiefergehender Schiffe wuchsen, mußte schließlich der Zeitpunkt eintreten, in dem die Ansprüche an das Fahrwasser und dessen Zustand nicht mehr zusammenpaßen.

Abb. 1 zeigt den Zustand des Fahrwassers der Elbe in der Gegend der Ostemündung im Jahre 1864. Damals war das Hauptfahrwasser in einer Breite von 500 m allenthalben mindestens 10 m bei MNW tief; eine eigentliche Ostebank war nicht vorhanden. Dieser Zustand war für die damaligen Schiffsgrößen weit mehr als genügend, es lag also keine Veranlassung vor, sich um diese Flußstrecke zu kümmern. Die Elbstrecke blieb daher in der nachfolgenden Zeit sich selbst überlassen, und die Natur konnte ihre Kräfte ungehindert durch künstliche Maßnahmen entfalten. Das ist dann auch geschehen. Das südliche Ufer beim Osteriff,

das dem Wellenangriff bei stürmischer Witterung schutzlos ausgesetzt war, brach im Laufe der Zeit mehr und mehr ab. Unter dem Einfluß des Flutstromes aus dem Klotzenloch bildete sich allmählich die Ostebank. Infolge der unterhalb von Brunsbüttel plötzlich auf das doppelte Maß zunehmenden Breite des Stromes verteilte sich die selbstströmende Kraft des fließenden Wassers, es entstanden mehrere Rinnen, von denen keine durch die geschwächte Stromkraft tief gehalten werden konnte. Auch



Abb. 1. Zustand des Fahrwassers bei der Oste im Jahre 1864.

die Hauptrinne verflachte mehr und mehr, ihre Breite nahm durch das Anwachsen der Ostebank ständig ab und ihre für die Schifffahrt unbequeme Krümmung durch den nach Süden fortschreitenden Uferabbruch am Osteriff dauernd zu.

Als die Behinderung der Schifffahrt zu groß wurde, mußten Maßnahmen zu ihrer Unterstützung getroffen werden. In den neunziger Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde daher eine bessere Bezeichnung des Fahrwassers geschaffen, die besonders auch zur Nachtzeit den Schiffen den Weg durch das gekrümmte und enge Fahrwasser wies und sie vor

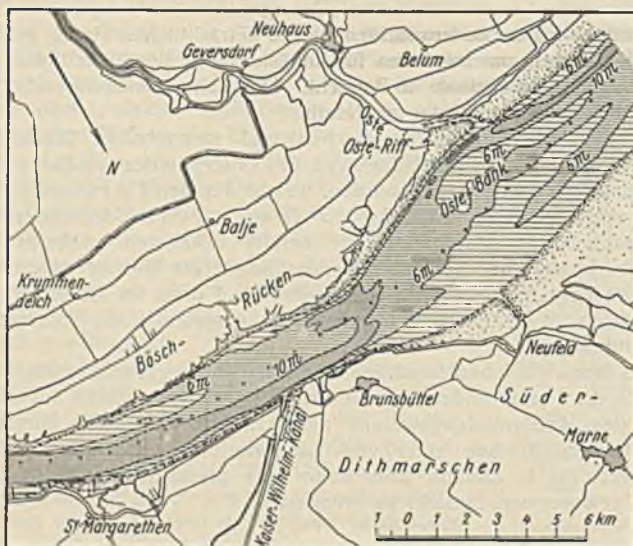


Abb. 2. Zustand des Fahrwassers bei der Ostebank im Jahre 1920.

zu großer Annäherung an die Ostebank und das südliche Ufer warnte. Da aber auch diese Einrichtungen bei der fortschreitenden Verschlechterung des Fahrwassers nicht mehr genügten, begann man im Jahre 1903 damit, die verloren gegangenen Tiefen durch Baggerungen wiederherzustellen. Es zeigte sich jedoch bald, daß auch hiermit keine bleibende Verbesserung zu erreichen war. Was in den Sommermonaten durch Baggerungen an Tiefe gewonnen wurde, ging im Winter, wenn die Bagger ungünstiger Witterung halber eingezogen werden mußten, wieder verloren, so daß die künstlichen Vertiefungen Jahr für Jahr wiederholt werden mußten. Durch diese Arbeiten wurden die ungünstigen Verhältnisse zwar vorübergehend gebessert, nicht aber die Ursachen beseitigt, die ihre Entstehung bewirkten. Die selbstverständliche Folge war, daß die Baggerungen immer umfangreicher wurden, ohne daß damit mehr erreicht werden konnte, als den Ansprüchen der Schifffahrt gerade eben genügte. In der Zeit vom Jahre 1903 bis zum Jahre 1920 einschließlich sind im ganzen $24\frac{1}{2}$ Mill. m³,

oder durchschnittlich im Jahr 1,35 Mill. m³ gebaggert worden. In einzelnen Jahren hat die Bodenbeseitigung einen Umfang bis zu 2,7 Mill. m³ erreicht. Ein Vergleich der Abb. 2 mit Abb. 1 zeigt, daß die Fahrwasser-Verhältnisse trotz aller Bemühungen nur ungünstigere waren.

In diesem Zustande übernahm das Reich auf Grund des Art. 97 in Verbindung mit Art. 171 der Verfassung am 1. April 1921 zusammen mit den übrigen deutschen Wasserstraßen auch die Unterelbe in sein Eigentum und seine Verwaltung. Da sich herausgestellt hatte, daß die bis dahin angewandten Verfahren keinen dauernden Erfolg haben konnten, wurde nunmehr damit begonnen, den Ursachen für die Entstehung der ungünstigen Verhältnisse in anderer Weise zu begegnen als bisher. Zunächst wurde dem Abbruch des Osteriffs, einer der Hauptursachen, durch eine Uferbefestigung ein Ende gemacht. Ein niedriges Parallelwerk, bestehend aus Buschunterlage mit Schüttsteinabdeckung, das sich auf dem Watt vor dem Osteriff bis in die Ostemündung hinein erstreckte und an beiden Enden an das feste Ufer anschloß, davor zum Schutze dieses Dammes einige kurze Stäcke, in der gleichen Weise hergestellt wie das Parallelwerk, bildeten die ersten Maßnahmen. Die Anordnung der Bauwerke ist in Abb. 3 dargestellt.

Durch die Ungunst der Verhältnisse infolge der fortschreitenden Inflation erlitten die Uferbefestigungsarbeiten eine solche Verzögerung, daß sie erst im Jahre 1925 beendet werden konnten. Neben diesen Strombauarbeiten mußten die Baggerungen naturgemäß fortgesetzt werden, sie nahmen sogar einen noch größeren Umfang an als bisher, weil es sich nun nicht mehr allein darum handelte, das eigentliche Fahrwasser



Abb. 3. Uferschutzwerke am Osteriff.

tief zu halten, sondern auch darum, das weitere Vordringen der Ostebank nach Süden durch Baggerungen an ihrer Südkante zu verhindern.

Während der Ausführung dieser vorläufigen Maßnahmen wurden die schon früher in den Jahren 1909 und 1917 entworfenen Pläne für eine Regulierung der Stromstrecke den veränderten Verhältnissen entsprechend zu einem neuen Entwurf umgearbeitet und ergänzt und dem Reichsverkehrsministerium zur Genehmigung vorgelegt.

Dieser neue Plan sieht eine Regulierung des linken Elbufers vor, die gegenüber der Bösch bei St. Margarethen beginnt und stromabwärts bis zur Ostemündung reicht. Ferner sollte bei dieser Gelegenheit auch die Ostemündung, die einen wesentlichen Einfluß auf das Hauptfahrwasser der Elbe ausübte, in ihrer Richtung geändert und festgelegt werden. Von einem Ausbau der Neufelder Bucht unterhalb von Brunsbüttel, der in den früheren Plänen vorgesehen war und einer Einschränkung der übermäßigen Breite dienen sollte, wurde vorläufig Abstand genommen. Die Anordnung der Bauwerke ist in Abb. 4 wiedergegeben. Die Abbildung zeigt auch die Lage des Fahrwassers, die durch die geplanten Bauwerke zusammen mit Baggerungen erreicht werden soll.

Als Strombauwerke sind in der Hauptsache Stäcke vorgesehen, die von der unregelmäßig verlaufenden Uferkante bis zu einer durch den Plan festgelegten Regulierungslinie vorgebaut werden sollen. Dadurch wird dem Stromlauf auf seiner linken Seite eine gleichmäßige Führung gegeben und ein weiterer Uferabbruch verhindert, der besonders in der Gegend des Osteriffs im Laufe der Jahrzehnte erheblichen Umfang angenommen hatte. Um hier sicher zu gehen, werden die Stäcke vor dem Osteriff in geringeren Entfernungen voneinander angelegt als auf der übrigen Strecke. Gleichzeitig soll durch diese Stäcke die infolge der früheren Uferabbrüche landwärts gebogene Uferlinie begradigt und nordwärts verlegt werden, um die für die Schifffahrt nachteilige Krümmung des Fahrwassers zu verringern.

Die früher fast rechtwinklig zur Elbe gerichtete Mündung der Oste erhält durch die beiderseitig herzustellenden neuen Begrenzungen eine andere Richtung. Sie wird unter einem spitzen Winkel in die Elbe

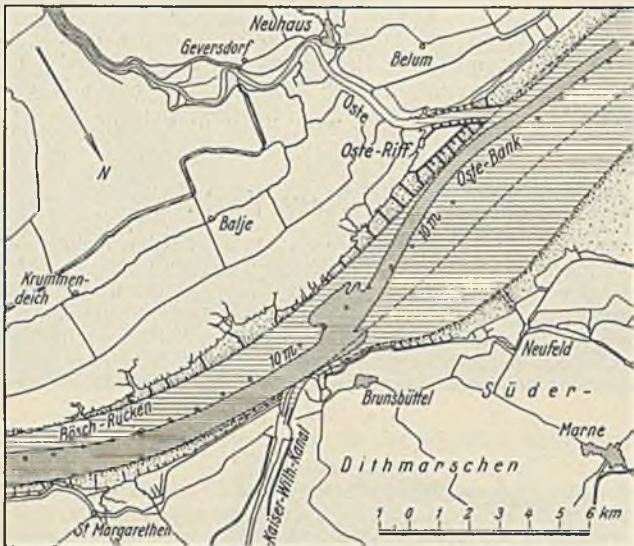


Abb. 4. Regulierungsplan.

münden, und dadurch wird ihr Einfluß auf die Bildung von schädlichen Wirbelströmungen im Hauptfahrwasser der Elbe herabgesetzt.

Die Oberkante der Strombauwerke liegt 0,5 m über MNW, dem Grundsatz folgend, daß die Höhenlage solcher Werke im Tidegebiete eines Stromes an der See in der Höhe des Niedrigwassers beginnend bis zum Ende des Tidegebietes allmählich bis auf MHW steigen soll. Diese Bauweise ist notwendig, weil bei ihrer Anwendung die Flutwelle zwecks Vergrößerung der Stromtiefen möglichst hoch und weit stromaufwärts dringen kann.

Am Ufer beginnend erhalten die Stacke auf den Wattflächen nur eine geringe Höhe und werden hier in einfacher Weise aus verschiedenen dicken Buschunterlagen mit Schüttsteinabdeckung hergestellt (Abb. 5). Erst wenn größere Tiefen zu durchbauen sind, soll die in Abb. 6 vorgesehene Bauweise angewandt werden. Von 1,50 m unter MNW an abwärts sollen Sinkstücke bis zu 2 m Dicke mit nach unten zunehmender

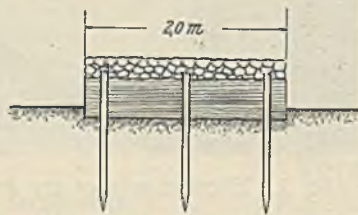


Abb. 5. Stacke auf dem Watt.

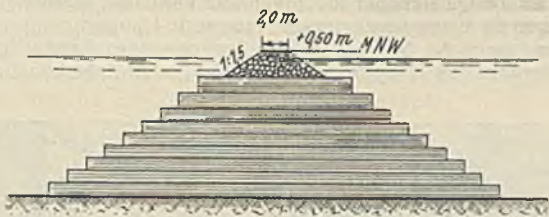


Abb. 6. Stacke in größeren Tiefen.

Breite eingebaut werden, darüber eine Schüttung aus Steinen mit einem Einzelgewicht von 10 bis 30 kg. Die Seitenböschung dieser Steinschüttung erhält eine Neigung 1:1,5. Sie nimmt am Stackkopf allmählich bis auf 1:3 zu. Die obere Breite der Schüttung beträgt 2 m. Während der Ausführung der Stacke zeigte sich, daß die Sinkstücke einmal auf natürlichem Wege, dann aber auch durch das Verstärken von Baggerboden zwischen den Stacken sehr schnell einsandeten. Die Bauweise konnte deshalb dahin geändert werden, daß nur der mittlere Teil der Stacke aus Sinkstücken hergestellt und die seitlichen Teile der natürlichen und künstlichen Einsandung überlassen wurden. Auf diese Weise kam die Bauleitung damit aus, Sinkstücke von 11 m Breite in der Mitte der Stacke übereinander zu legen, ohne daß dadurch die Standfestigkeit der Bauwerke beeinträchtigt wurde (Abb. 7). Durch diese vereinfachte Ausführung wurde im besonderen ein schnellerer Fortgang der Arbeiten erzielt. Auf der ganzen Länge der Stacke war diese Bauweise allerdings nicht durchführbar, da die Anlandungen in der Nähe des Stromes aufhörten. Immerhin ließen sich aber zwei Drittel der Stacklängen so ausführen, und nur im letzten Drittel mußte der Stackquerschnitt planmäßig hergestellt werden.

Auf die Größe der Senklagen hatte ihre Verwendungsstelle einen erheblichen Einfluß. Die Anfertigung mußte am Ufer der Oste geschehen. Mit Rücksicht auf die zu überwindenden Stromwiderstände bei der Beförderung der schwimmenden Senklagen nach den Verwendungsstellen und auf die häufig eintretende unruhige Witterung konnten nur Senklagen von höchstens 20 m Länge, 11 m Breite und 2 m Dicke verwendet werden.

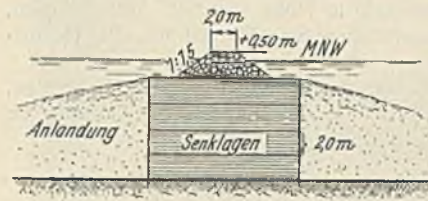


Abb. 7. Vereinfachte Bauweise der Stacke.

Mit Rücksicht auf die ungünstigen Uferverhältnisse an der Oste mußten besondere Sinkstückbänke auf Pfahlgerüsten für die Anfertigung der Senklagen aufgestellt werden. Abb. 8 zeigt den Querschnitt durch eine Sinkstückbank. Diese Anlagen, von der zeitweilig drei errichtet waren, mußten während der Wintermonate immer wieder beseitigt werden, da sie sonst den winterlichen Sturmfluten oder dem Eisgang zum Opfer gefallen wären. Die Gelände auf allen Arbeits- und Baustellen in diesem Gebiete liegen nur wenig über dem gewöhnlichen Hochwasser und sind daher allen Unbilden der Witterung schutzlos preisgegeben, so daß sie schon bei geringen Sturmfluten unter Wasser geraten. Mit Rücksicht auf diese ungünstigen Verhältnisse ist die Dauer

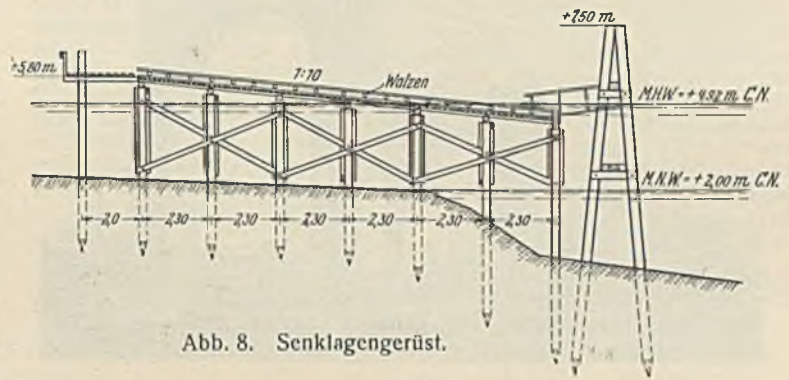


Abb. 8. Senklagengerüst.

der jährlichen Arbeitszeit auf die Monate April bis November beschränkt. Während der übrigen Jahreszeit müssen alle Arbeiten eingestellt und die Arbeitsplätze größtenteils geräumt werden.

Neben den Strombauarbeiten bilden die Baggerungen einen wesentlichen Teil des ganzen Planes, da sie, wie bereits erwähnt, nicht nur zur Erhaltung und Vertiefung der Fahrrinne notwendig sind, sondern gleichzeitig mit dem Vorbau der Uferwerke eine Verschiebung der Fahrrinne nach Norden bewirken sollen. Eimerbagger, die eine wirklich profilmäßige Ausführung gewährleisten, können hier nicht verwendet werden. Da sie in größerer Anzahl ausgelegt werden müßten, würden sie durch ihre seitlichen Ankerketten und durch den Schutenverkehr, der zu ihnen gehört, für die lebhafteste Schifffahrt, die hier stattfindet, ein bedenkliches Hindernis bilden: dazu kommt, daß diese Bagger bei Nebel und während der Dunkelheit ihrer schweren Verankerung wegen und weil sie keine Selbstfahrer sind, nicht aus dem Fahrwasser entfernt werden können. Ferner müssen sie bei unruhiger Witterung ihren Betrieb einstellen, da die zur Aufnahme des gebaggerten Bodens zu benutzenden Schuten nicht mehr an ihnen anlegen können, ohne gegenseitige Beschädigungen hervorzurufen. Aus diesen und anderen Gründen werden selbstfahrende Saugbagger verwendet, und zwar in einer Anzahl, die zeitweilig bis auf elf gestiegen ist. Diese Saugbagger verankern sich auf den ihnen zugewiesenen Arbeitsplätzen an je zwei Ankern, die von ihnen selbst verlegt werden, ohne Verwendung von Ankerbooten, die bei Eimerbaggern notwendig sind. Sobald der mit Bodenklappen versehene Laderaum vollgebaggert ist, verlassen die Bagger nach Aufnahme der Anker ihren Arbeitsplatz, fahren nach der Klappstelle, verstürzen dort ihren Boden und kehren zur Arbeitstelle zurück. Bei Nebel und Sturm, beim Übernehmen von Kohlen und während der Betriebspausen in der Nacht verlassen die Saugbagger ihre Arbeitsstellen und legen sich außerhalb des Fahrwassers in einen Hafen oder an eine Stelle, an der sie die Schifffahrt nicht stören.

Die Bagger können mit ihren Saugrohren keine eigentliche Profilarbeit leisten, sondern nur größere örtliche Vertiefungen schaffen. Da die Flußsohle aber aus beweglichem Sand besteht, wird dieser aus der Umgebung der gebaggerten Löcher in diese durch den Strom hineingetrieben und damit eine allgemeine Vertiefung der Flußsohle bewirkt.

Der gebaggerte Boden wird zum Teil zwischen die vorgetriebenen Stacke, hauptsächlich aber am rechten Ufer unterhalb von Brunsbüttel

vor dem Neufelder Watt verklappt, wo er, wie Nachpeilungen ergeben haben, liegen bleibt. Seit der Übernahme der Unterelbe durch das Reich sind 27,5 Mill. m³ Boden gebaggert worden. Rechnet man die vorher von Hamburg gebaggerte Bodenmenge in Höhe von 24,5 Mill. m³ dazu, so ergibt sich die stättliche Gesamtleistung von 52 Mill. m³. Die Höchstleistung wurde im Jahre 1928 mit 4,5 Mill. m³ erreicht.

Könnte man mit den 52 Mill. m³ Boden einen Sandkegel schütten, dessen Böschung 1:5 betrüge, würde der Durchmesser der Grundfläche 1260 m und die Höhe des Kegels 126 m betragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Bau der Bogenbrücke über den „Kill van Kull“ bei New York.

Der Bau der Bogenbrücke über den „Kill van Kull“, worüber bereits in der Bautechn. 1929, Heft 48, S. 748 berichtet wurde, hat inzwischen erhebliche Fortschritte gemacht. Wie im Jahresbericht der New Yorker Hafenbehörde vom April 1930 mitgeteilt wird, sind die Fundamente des 510 m weit gespannten Bogens, sowie die Pfeiler der insgesamt 1250 m langen Rampen bereits fertiggestellt, und die Stahlkonstruktion der Mittelöffnung etwa zur Hälfte montiert worden.



Abb. 1.

Eisenbetonpfeiler der Rampen (Port Richmond, September 1929).

In bezug auf die konstruktive Ausführung seien einige, seit dem letzten Bericht inzwischen geklärte Fragen nachgetragen. Der mittlere Teil der 25,20 m breiten Fahrbahn in der Hauptöffnung wird an Drahtseilen, an Stelle der zu lang werdenden Hängestangen in 12,70 m Abstand, entsprechend der Felderteilung, aufgehängt.

Da der jährliche Durchgangsverkehr z. B. den des Suezkanals überschreitet, ist ein außergewöhnlich breites und auch hohes Lichtraumprofil vorgeschrieben worden. Der niedrigste Punkt von Fahrbahnunterkante bei Vollbelastung und niedrigster Temperatur des Überbaues liegt auf 122 m Breite nicht unter 43,6 m, bei 244 m Breite nicht unter 42,6 m und bei 305 m Breite nicht unter 41,2 m, also 4,5 bis 6 m höher als bei den bestehenden Eastriver-Brücken.

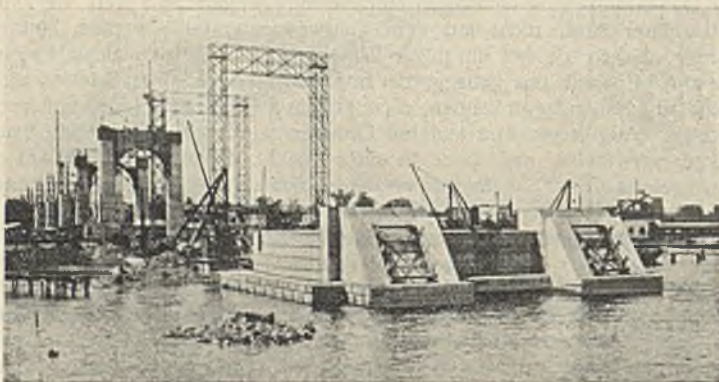


Abb. 3. Widerlager der Hauptöffnung fertig zur Aufstellung des Bogens (Richmond, August 1929).

Der Kostenvoranschlag für den ersten Ausbau einer vierspurigen Fahrbahn ergibt:

Hauptöffnung	6,64	Mill. \$
Rampen	4,01	" "
Verwaltung	1,61	" "
Grunderwerb	2,40	" "
Verzinsung	1,34	" "
zusammen	16,00	Mill. \$

Im laufenden Jahre sollen die Strombauarbeiten in der Hauptsache zu Ende geführt werden. Schon jetzt haben die Fahrwasserverhältnisse sich gegen früher wesentlich gebessert. Ob nach Beendigung der Strombauarbeiten die Baggerungen bis auf etwaige kleinere Unterhaltungsbaggerungen eingestellt werden können, hängt von der Wirkung der Strombauwerke ab, die sich noch nicht völlig übersehen läßt.

Die Gesamtkosten für die Herstellung der Strombauwerke und die Ausführung der Baggerungen nach Maßgabe des Entwurfs sind auf 21,6 Mill. Rm berechnet und vom Reich bewilligt worden.

Der weitere Ausbau der Fahrbahn für zwei Schnellbahngleise, der aus den Einnahmen des Brückenzolls bezahlt werden soll, ist auf 2 Mill. \$ veranschlagt worden. — Abb. 1 bis 3 zeigt den Bau der 6 bis 33 m hohen Eisenbetonpfeiler der Rampen. Die Bewehrung besteht aus einem steifen Winkelisenfachwerkrahmen, der gleichzeitig zum Aufhängen der Schalung dient. Die Rampenüberbauten sind als 20 bis 39 m weit gespannte Vollwandträger auf zwei Stützen ausgebildet.

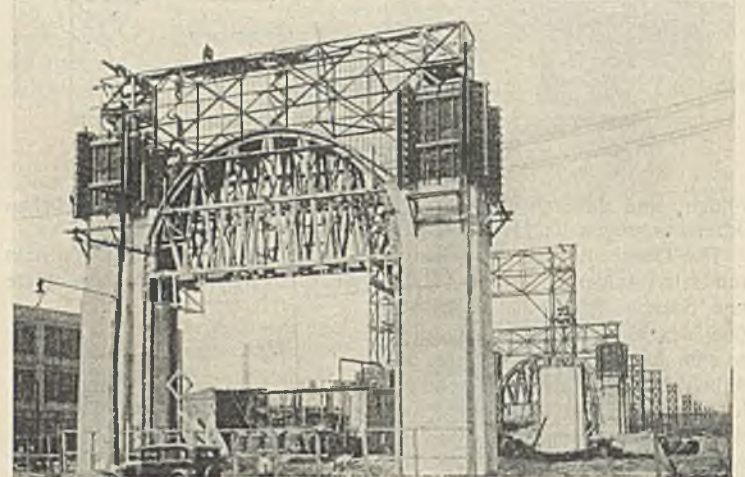


Abb. 2. Eisenbetonpfeiler der Rampen (Bayonne, September 1929).

In Abb. 3 und 4 sind die Widerlager der Hauptöffnung zu erkennen, die in verschiedenen, durch Dehnungsfugen getrennten Abschnitten bis zu 350 m³ Inhalt geschüttet wurden. Bemerkenswert sind die 3,3 m tief im Fundament einbetonierte Rahmen (Abb. 4) zur Aufnahme der Stahlwiderlager des Hauptbogens. Die großen Ausmaße eines derartigen, in der Werkstatt soeben fertig zusammengestellten Widerlagers gehen aus Abb. 5 hervor.

Abb. 6 zeigt die Montage der Hauptöffnung durch die American Bridge Co. Die als Zweigelenbogen für Verkehrslast berechnete, jedoch als Dreigelenkbogen für Eigengewicht montierte Hauptöffnung wurde frei kragend vorgebaut. An Stelle des ursprünglich vorgesehenen Nickelstahls für den Untergurt des Hauptbogens und für die Auflagerkonstruktion ist

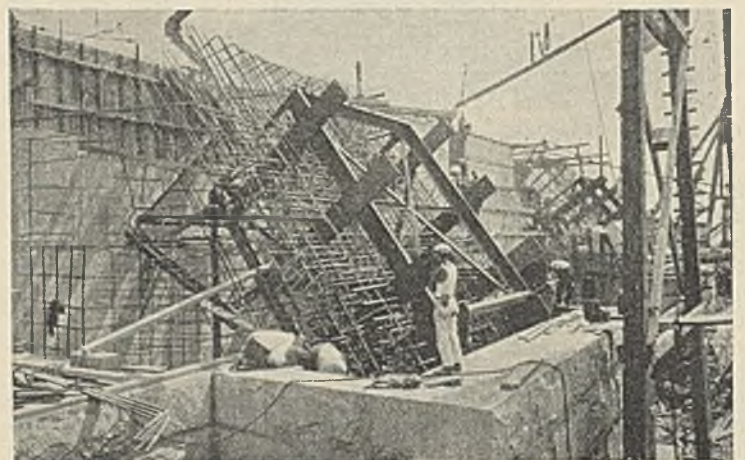


Abb. 4. Verankerung des Hauptbogens im Widerlager (Bayonne, Juli 1929).

ein Kohlenstoffmanganstahl vorgesehn, für den Obergurt jedoch ein Siliziumstahl beibehalten worden. Die Fahrbahnträger bestehen teilweise aus Silizium-, teilweise aus gewöhnlichem Kohlenstoffstahl. — Das Gelenk im Brückenscheitel mußte, um das vorgeschriebene Lichtraumprofil erhalten zu können, um etwa 75,5 m aus der Mitte verschoben werden.

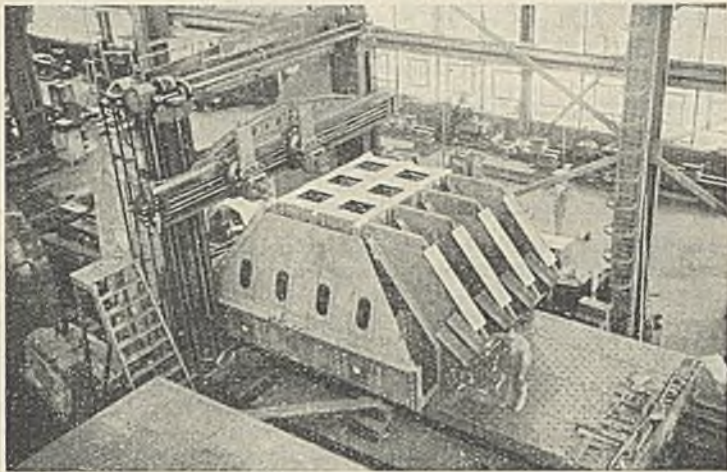


Abb. 5.

Stahlaufleger eines Hauptbogens in der Werkstatt fertig montiert.

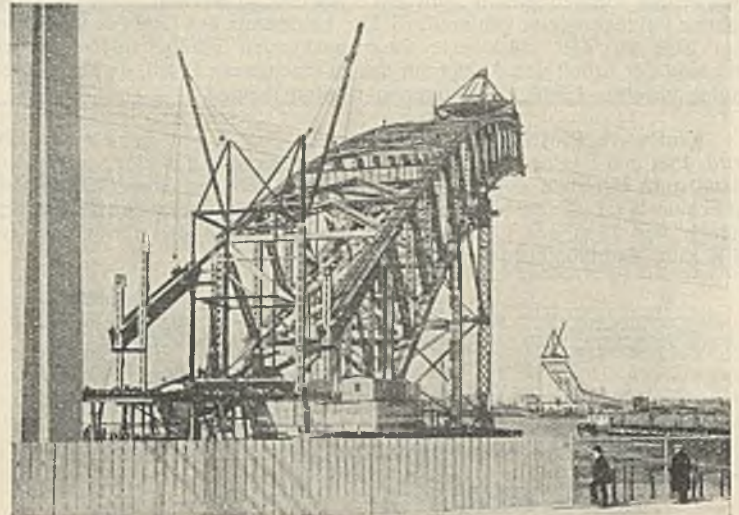


Abb. 6. Montage der Hauptöffnung (Richmond, April 1930).

Die behelfsmäßigen Zwischenstützen sowie die Rückhaltkonstruktion (Abb. 6) beim frei kragenden Vorbau wurden größtenteils aus den später wiederverwendeten Fahrbauteilen errichtet. Vier Zwischenstützen wurden für die südliche, sechs für die nördliche Hälfte der Hauptbogen verwendet, die beide nacheinander aufgestellt wurden, so daß die Gerüste sowie die Montagekrane (65 t Derrick auf dem Obergurt laufend) und Druckwasserpressen (3000 t) für beide Teile verwendet werden konnten.

Besondere Sorgfalt erforderte der Zusammenschluß beider Bogenhälften, um den Spannungsausgleich infolge der unsymmetrischen Lage des behelfsmäßigen Mittelgelenkes gegenüber der rechnerischen Scheitellage zu erzwingen, was durch entsprechendes Anheben mit Hilfe der Druckwasserpressen auf den behelfsmäßigen Stützen erreicht wurde. Mit dem Walzen der 15 000 t Stahl des Bogens und der 8500 t Stahl der Rampenüberbauten wurde April 1929 begonnen, die Aufstellung der Hauptöffnung im September 1929 angefangen, und der südliche Bogenteil im März 1930 fertiggestellt.

Ausgedehnte Vorversuche an einem Brückenmodell des Hauptbogens von 2,74 m Spannweite zur Nachprüfung der statischen Berechnung, insbesondere der Flachverbände, haben eine hinreichende Übereinstimmung ergeben. Ferner seien die Knickversuche des U. S. Bureau of Standards in Washington erwähnt¹⁾, die sich sowohl auf die verschiedenen zur Verwendung gelangten Stahlsorten, als auch auf konstruktive Verbesserungen des Bogenuntergurtes erstreckten. Diese Versuche fanden an Modellstäben von halber natürlicher Größe auf einer 4500-t-Druckpresse statt. Da die Decklaschen dieser Versuchstäbe durch Falten zuerst zerstört wurden, sind sie bei der wirklichen Ausführung verstärkt worden.

Die Fertigstellung der Brücke wird nach wie vor im Frühjahr 1932 erwartet.
Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin.

¹⁾ Vgl. Z. d. VdI 1930, Heft 12; R. Bernhard, Versuche an Druckstäben aus drei verschiedenen Stahlsorten.

Vermischtes.

Vereinigung für neuzeitlichen Straßenbau E. V. Die Mehrzahl der deutschen Straßenbauunternehmungen hat sich zu einer „Vereinigung für neuzeitlichen Straßenbau E. V.“ (Venestra) zusammengeschlossen, um ihre gemeinsamen technischen, wirtschaftlichen und sozialpolitischen Belange zu wahren. Die Vereinigung umfaßt nur solche Unternehmungen, die sich mit der Ausführung von Straßenbelägen unter Verwendung von Asphalt, Bitumen oder Teer, sei es im Kalt- oder im Heißverfahren, beschäftigen. Sie wird einen Austausch der Erfahrungen unter den Mitgliedern herbeiführen und sich mit der Frage der Rationalisierung der Betriebe durch Überlassung von Geräten usw. befassen. Auch gedenkt sie zusammen mit den schon bestehenden Organisationen und wissenschaftlichen Instituten, an der technisch-wissenschaftlichen Weiterentwicklung des Teer-, Asphalt- und Bitumenstraßenbaues zu arbeiten.

Die Vereinigung hat ihren Sitz in Frankfurt a. M., Cornelliustraße 28, Geschäftsführer ist Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Rentsch.

Warthebruchbrücke bei Fichtwerder. Von verschiedenen Seiten sind Angaben über das Stahlgewicht des Strombrücken-Überbaues für die in der Bautechn. 1930, Heft 21 u. 23 veröffentlichte Warthebruchbrücke gewünscht worden. Wir teilen deshalb nachträglich die Hauptzahlen mit. Das Stahlgewicht beträgt:

I. Fahrbahnrost St 48	100 t
Belageisen St 37	26 t
	zus. 126 t = 0,9 t/m
II. Hauptträger St 48	
a) Hauptöffnung	242 t = 2,69 t/m
b) Seitenöffnung	52,6 t = 1,05 t/m
III. Flachverbände und seitliche Aussteifungen	
ohne oberen Windverband St 48	27,3 t
Oberer Windverband St 37	7,1 t
	zus. 34,4 t = 0,25 t/m.

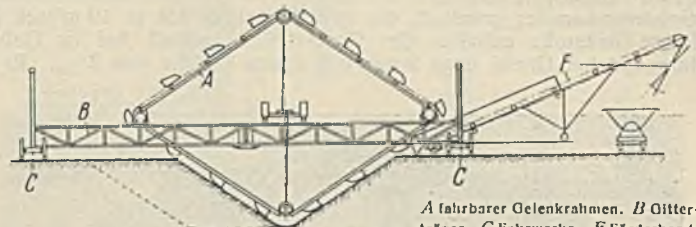
Insgesamt sind demnach 421,9 t St 48, 33,1 t St 37 und außerdem 7,5 t Stahlguß für die Lager verwendet worden.

Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard, Berlin.

Ein neuartiger deutscher Grabenbagger. Kleine Grabenprofile von gleichmäßigem Querschnitt lassen sich verhältnismäßig leicht durch Maschinen ausheben, wenn der Aushub durch einen einzigen Baggerschnitt bewältigt werden kann. Bei größeren Grabenquerschnitten, bei etwa 3 bis 15 m³ Aushub für 1 m Grabenlänge, ist dagegen der Aushub in einem Schnitt durch einen Eimerkettenbagger mit gewissen Schwierigkeiten verbunden, da sich die Eigenschaften solcher Eimerkettenbagger unvorteilhaft auswirken können. Jede Grabenseite muß z. B. besonders gebaggert werden. Mit einer doppelt geknickten Leiter kann zwar das ganze Profil

hergestellt werden, aber nur bei bestimmten Sohlenbreiten und bei kleineren Abmessungen. Außerdem lassen sich Grabentiefe und Böschung nicht unabhängig voneinander genau einhalten.

Daher hat die Fried. Krupp AG. einen Grabenbagger gebaut, der von der üblichen Form dieser Bagger wesentlich abweicht und verschiedene Vorteile besitzt.



A fahrbarer Gelenkrahmen. B Gitterträger. C Fahrwerke. F Förderband.

Gelenkviereck-Grabenbagger.

Die Eimerleiter (s. Abb.) hat die Form eines gleichseitigen Gelenkvierecks, dessen Diagonale durch Drahtseile gebildet wird. Durch Anspannen oder Nachlassen der Seile stellt sich die Leiter steiler oder flacher und läßt sich jeder Böschung anpassen. Auf den Gitterträgern, die den Graben überspannen, ist die Eimerleiter nach beiden Seiten verschiebbar, so daß die Sohle verschiedene Breiten erhalten kann. Da sich außerdem die beiden Gitterträger in der Höhe verstellen lassen, ist innerhalb des Arbeitsbereiches des Gerätes jedes beliebige Profil möglich. Auf jeder Seite stützt sich der Bagger auf zwei Radsätzen ab, die auf Feldbahngleisen von 600 mm Spur laufen. Infolge eines Differentialgetriebes ist der Bagger auch kurvenbeweglich. Für Arbeiten in klebrigem Ton sind besondere Ausschneidmesser vorgesehen. Das gebaggerte Erdreich wird von den Eimern auf ein Förderband gegeben, das das Material über eine Rutsche in Muldenkipper abwirft. Zum Antrieb der Eimerkette, des Förderbandes und des Fahrwerkes dient ein Benzolmotor von 25 PS Leistung.

Der Bagger ist leicht aufzustellen. Die Träger sind in der Mitte gestoßen, um auch in halben Längen befördert werden zu können. Die Verlaschung geschieht teilweise mit auswechselbaren Bolzen oder mit Schrauben. Die vier Schenkel der Eimerleiter, das Förderband, die beiden Fahrwerke, die Motor-, Turas- und Windwerkwagen bilden je ein Stück, von denen das schwerste etwa 750 kg wiegt. Beim Transport im Gelände wird der Bagger zusammengeklappt und das Förderband heruntergesenkt.

Die Vorteile, die dieser Bagger besitzt, sind folgende: 1. Innerhalb seines Arbeitsbereiches kann der Bagger jedes Profil nach Tiefe, Sohlenbreite und Neigung der Böschungen herstellen. 2. Infolge der Abstützung

auf beiden Grabenrändern wird das Gewicht so verteilt, daß als Fahrbahnen Feldbahngleise genügen. 3. Die beiderseits des Grabens verlegten, von Zeit zu Zeit stückweise vorzustreckenden Feldbahngleise bilden während der Arbeit den Anhalt für das zu erzeugende Profil, da Messungen und Kontrollen leicht vorgenommen werden können. rg.

Kraftwerk Piottino. In der „Schweiz. Bztg.“ vom 8. Februar 1930 wird über den Bau des Kraftwerkes Piottino berichtet, das eine vorhandene Gefällstufe zwischen dem unteren Tremorgio und der Wasserfassung des Biaschina-Werkes (Tessin) ausnutzt. Die Anlage ist für eine größte Wassermenge von 25 m³/sek bemessen, woraus sich durch das verfügbare Gefälle eine Turbinenleistung von 90 000 PS ergibt.

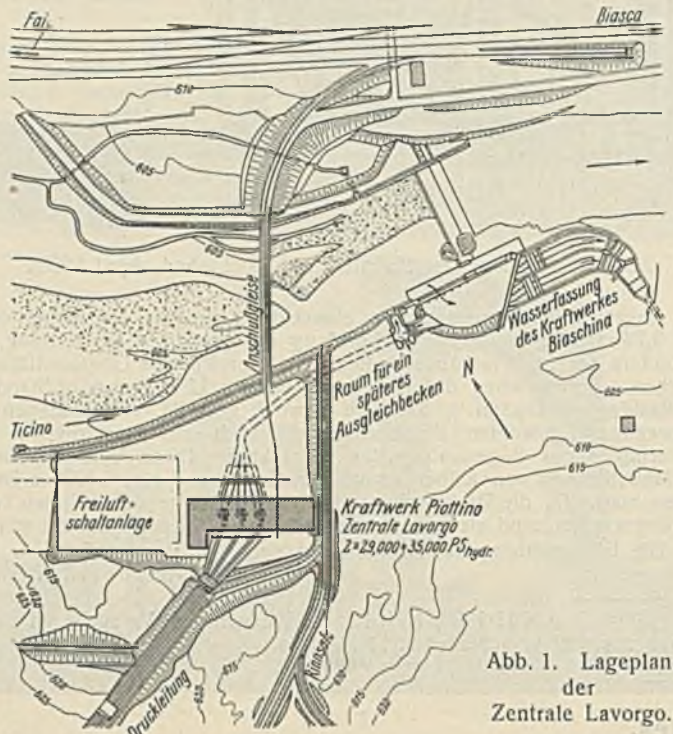


Abb. 1. Lageplan der Zentrale Lavorgo.

Die Wasserfassung liegt am Eingang der Piottino-Schlucht in der Nähe des Ortes Rodi. In dem nebenstehenden Lageplan (Abb. 1) ist das Ende der Druckleitung, das Werk und die in das in den Jahren 1907 bis 1911 erbaute Biaschina-Becken einmündende Ableitung ersichtlich. Der Oberwasserstollen, der ganz in der rechten Talflanke, die Gotthardbahn unten fahrend, verläuft, ist im oberen Teil zu einer 13 m breiten und 70 m langer Entsandungskammer erweitert, die zwei Entsander für je 10 m³/sek mitgeführte Sinkstoffe enthält. Der Druckstollen verläuft tief im Gebirge (glimmerreicher Gneis) etwa 9 km mit einem Gefälle von 3⁰/₁₀₀. Er hat



Abb. 2.

kreisrunden Querschnitt von 2,9 m Durchm. i. l. und eine 15 cm starke, an einigen Stellen mit Eisen bewehrte Betonverkleidung. Der Innendruck steigt von 5 m hinter der Entsandungsanlage bis zu 45 m im Wasserschloß. Dieses ist teils als Stollen im Fels, teils als ein im Einschnitt stehender Behälter ausgebildet. Drei einzelne Druckleitungsstränge von 1,55 m Durchm. (oben) bis 1,30 m Durchm. (unten) führen zum Krafthaus hinab.

Besonders hinzuweisen ist auf die für sämtliche Stollen angewendete mechanische Bohrung mit auf Spannsäulen befestigten Bohrhämmern von etwa 68 kg Gewicht und Bohrkronen von 48 mm Durchm. Durch diese Geräte soll die für die Herstellung der Sprenglöcher erforderliche Bohrarbeit wesentlich erleichtert und durch die Anwendung des großen Bohrlochdurchmessers die Wirkung der Sprengladungen wesentlich erhöht worden sein. Abb. 2 zeigt zwei in einem Stollen aufgestellte Spannsäulen mit den anmontierten Bohrhämmern. — Bauherr des im August 1928 begonnenen Kraftwerkes sind die Officine Elettriche Ticinesi, Bodio, und die Aluminium-Industrie AG., Neuhausen. Zs.

Wasserversorgung in den Niederlanden. Die Niederlande bestehen aus 1079 Gemeinden, von denen 125 mehr als 10 000 Einwohner haben. Von der Bevölkerung der Niederlande, die 7,6 Mill. Köpfe umfaßt, werden 4,6 Mill. aus Wasserwerken mit Trinkwasser versorgt. Der Verbrauch ist aber nur gering, er beträgt kaum 100 l für den Kopf und den Tag, und schon dieser Umstand zeigt, daß aus Gründen der Gesundheitspflege eine Verbesserung der Trinkwasserversorgung nötig wäre. Der Staat ist denn auch eifrig nach dieser Richtung tätig. Er fördert die Arbeit auf diesem Gebiet, indem er die Kosten für Ausarbeitung der Pläne trägt, das nötige Baukapital zur Verfügung stellt und die Zinslast zum Teil selbst oder die Gewähr für die Zahlung der Zinsen übernimmt. Mit dieser Politik sind gute Ergebnisse erzielt worden. Die Sterblichkeit an Typhus ist von 214 auf 100 000 Einwohner im Jahre 1885 auf 1,9 im Jahre 1927 zurückgegangen.

Anfang 1928 gab es nach Gen. Civ. in Holland 135 Wasserwerke, die von öffentlichen Körperschaften betrieben wurden, und 37 Privatunternehmen auf diesem Gebiete. Aus wirtschaftlichen und technischen Gründen haben manche von diesen Werken, die zunächst rein örtlichen Zwecken dienten, ihre Tätigkeit auf Nachbargemeinden ausgedehnt. Kleine Gemeinden mit geringen Geldmitteln können ja kaum auf anderem Wege ihre Bewohner mit einwandfreiem Wasser versorgen, als indem sie sich an die Anlagen eines größeren Werkes anschließen. Wo ein Wasserwerk mehrere Gemeinden versorgt, handelt es sich meist um ein Unternehmen einer Aktiengesellschaft. Das größte Unternehmen dieser Art ist dasjenige der Provinz Nord-Holland; an drei Entnahmestellen, in Bergen, in Castrienne und in Wijk-aan-Zee, sind im Jahre 1927 hier 6,7 Mill. m³ Wasser in den Dünen gepumpt und durch Rohrleitungen von 1460 km Länge verteilt worden. — Die Abgabe des Wassers an die Verbraucher geschieht in manchen Fällen durch Messer. Es entspricht aber dem schon angedeuteten Bestreben, aus Gründen der Gesundheitspflege den Wasserverbrauch zu fördern, daß in den meisten Fällen vom Gebrauch von Wassermessern an der Abgabestelle abgesehen wird.

Da Holland keine Gebirge hat, aus denen das Wasser unter natürlichem Gefälle den Orten des Gebrauchs zufließen könnte, ist es in bezug auf seine Wasserversorgung auf das Grundwasser und auf das Flußwasser angewiesen, das künstlich gehoben werden muß. Das Flußwasser muß natürlich vor dem Verbrauch gereinigt werden; dies geschieht durch Filtern, zuweilen vereinigt mit Vorklärung. Die größte Anlage zur Nutzbarmachung von Flußwasser für Trinkzwecke ist diejenige von Rotterdam, die auch Delft, Schiedam, Vlaardingen und Umgebung, im ganzen eine Bevölkerung von 130 000 Köpfen versorgt. Das Wasser wird aus der Neuen Maas oberhalb Rotterdam entnommen, geklärt und dann durch feinen Sand gefiltert. Als mustergültig wird die Wasserversorgung von Dordrecht angesehen. Das Rohwasser wird zunächst zwei ringförmigen Klärbecken zugeführt, aus denen es abwechselnd abgepumpt wird, nachdem ihm vier bis fünf Stunden Zeit zum Absetzen gegeben worden ist. Von hier gelangt das Wasser auf Vorfilter und wird durchlüftet, worauf es mit einer Geschwindigkeit von 65 cm/h durch Klesschichten verschiedener Korngröße fließt. Weiter wird das Wasser durch Filter, die aus einer 1 m dicken Schicht Flußsand bestehen, geleitet, die es mit 10 cm Stundengeschwindigkeit durchströmt. Von hier gelangt das Wasser in einen Behälter, wo es zur Verteilung in das Rohrnetz gespeichert wird. Die Durchflußgeschwindigkeit durch die Filter wird durch eingebaute selbsttätige Regelvorrichtungen bestimmt. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Innenmuffenverbindung. (Kl. 84a, Nr. 481 850 vom 18. 7. 1925 von Mannesmannröhren-Werke in Düsseldorf.) Um die Muffenverbindung einfacher und billiger herzustellen und um dem aufgeschobenen Rohr



eine lange Führung und sichere Zentrierung zu geben, wird in die glatt zylindrische Muffe *a* das Rohrende *b* eingeschoben, dessen einer Teil *c* eine durch Abdrehen hergestellte Ausnehmung für die Dichtung aufweist, während der andere Teil *d* eine zylindrische Führung der Muffe bildet, so daß eine Veränderung des Dichtungsraumes bei Bewegungen der Rohre ausgeschlossen ist.

INHALT: Instandsetzungsarbeiten am Mauerwerk der Levensauer Hochbrücke. — Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen. (Schluß.) — Stromregulierungsarbeiten an der Unterelbe bei der Ostebank. — Vom Bau der Bogenbrücke über den „Kill van Kull“ bei New York. — Vermischtes: Vereinigung für neuzeitlichen Straßenbau E. V. — Warthebrückbrücke bei Fichtwerder. — Neuartiger deutscher Grabenbagger. — Kraftwerk Piottino. — Wasserversorgung in den Niederlanden. — Patentschau.

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