

# DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 22. November 1935

Heft 50

## Die Kanalisierung des Oberpregels.

### Die Staustufe Taplacken.

Von Regierungsbaurat Breuer, Insterburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Der durch Vereinigung von Inster und Angerapp bei Insterburg entstehende Pregel ist in seinem Unterlauf, d. h. auf der Strecke von der Einmündung der Alle bei Wehlau abwärts bis zur Einmündung in den Seekanal bei Königsberg, für Fahrzeuge von 1,20 m Tiefgang (250-t-Kähne) bei allen Wasserständen befahrbar (Abb. 1).

Auf dem Oberpregel dagegen, also auf der Strecke von Insterburg bis Wehlau, ist diese Fahrtiefe von Natur aus nur zeitweilig im Jahre vorhanden.

Um auch hier die gleich günstigen Schifffahrtsverhältnisse wie auf dem Unterpregel zu erzielen und Insterburg durch eine leistungsfähige Schifffahrtstraße an den Seehafen Königsberg anzuschließen, wurde im Jahre 1921 mit der Kanalisierung des Oberpregels begonnen.

sich besonders in der nunmehr ausgebauten Flußstrecke gezeigt hatten, beseitigt, die Oberpregelkanalisierung konnte ihren Zweck aber erst dann erfüllen, wenn sie auch für die verbleibende Zwischenstrecke Woynothen—Wehlau, wo diese Verhältnisse noch sehr schlecht waren, durchgeführt war.

In dieser Erkenntnis wurde im planmäßigen Fortgange der Ausbauarbeiten in den Jahren 1933/34 die Staustufe Taplacken erbaut und im Sommer 1934 in Betrieb genommen (Abb. 2 u. 3).

Die Staustufe ist in der Nähe des Dorfes Taplacken unmittelbar an der Stelle im Pregelfluß errichtet, wo die über Tapiau führende Chaussee Königsberg—Insterburg beim Wechsel vom nördlichen Pregelufer zu südlichen mit einer eisernen Brücke von drei Bogen den Flußlauf überquert. Die Staustufe besteht, wie die oberhalb gelegenen, im wesentlichen aus einem Nadelwehr im Fluß (rund Flußkilometer 40,0) und einer einschiffigen Kammerschleuse in einem Durchstich durch einen Flußbogen (Abb. 4). Zur Überführung der Chaussee über den Schleusenkanal wurde außerdem im Zuge der Pregelstrombrücke eine stählerne Straßenbrücke erbaut, die die Schleuse überspannt. Außerdem sind zur Entwässerung von zwei größeren Wiesenpoldern, die durch den Stau beeinträchtigt werden, zwei selbsttätig wirkende, elektrisch betriebene Schöpfwerke errichtet worden.

Die Länge der Haltung Taplacken beträgt rd. 11,5 km.

#### I. Das Wehr.

##### a) Lage und Bauart des Wehres.

Die Flußstrecke, in der das Wehr erbaut worden ist, ist nicht der ursprüngliche Lauf des Flusses, sondern stellt, wie auch der Lageplan der Staustufe (Abb. 4) zeigt, einen in früheren Jahren vorgenommenen Durchstich zum Abschneiden eines weit nach Norden, bis an das Dorf Taplacken heran ausschwingenden Pregelbogens dar.

Das Wehr ist wie bei den übrigen Staustufen des Oberpregels als Nadelwehr erbaut worden. Die für die Wahl dieser Wehrart bei der Pregelkanalisierung maßgeblich gewesene Forderung auf völlige Beseitigung des Staukörpers des Wehres zur ungehinderten Durchführung des Schiffsverkehrs durch das Wehr bei ungestautem Flusse und zur freien Abführung von Hochwasser und Eis wurde bereits in einer früheren Veröffentlichung über die Oberpregelkanalisierung erwähnt<sup>1)</sup>. Diese Forderung hätte zwar auch durch Anwendung einer Wehrart mit unter der Wehrsohle versenkbarem Staukörper erfüllt werden können. Die zeitweilig erhebliche Sandführung des Flusses ließ aber die Wahl einer solchen Wehrart nicht angezeigt erscheinen, zumal auch die Baukosten wegen der erforderlichen tiefen Gründung im Vergleich zum Nadelwehr erheblich höhere gewesen wären. Gegen die großen Vorteile des Nadelwehres fiel der Nachteil der schwierigeren und umständlichen Bedienung nicht so sehr ins Gewicht, zumal die Wehre nur bei Wasserständen unter MSW aufgerichtet sind.

Das Pregelital ist als breites Wiesental landwirtschaftlich von hoher Bedeutung. Die Stauregelung in dem zwar von steilen Ufern eingefassten, aber nicht sehr tief eingeschnittenen Flußbett muß daher sehr sorgfältig

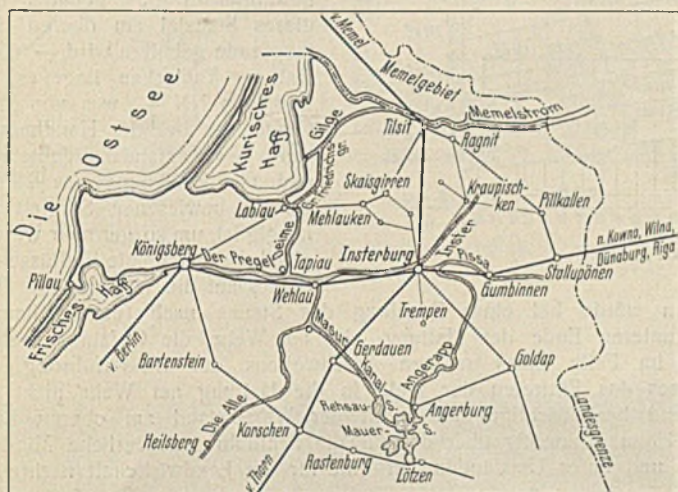


Abb. 1. Übersichtskarte des Pregels.

Zunächst wurde unmittelbar westlich der Stadt Insterburg ein Hafen erbaut und dieser durch einen rd. 4 km langen Schifffahrtskanal an den Oberpregel bei Galtzungen angeschlossen. Der Kanalwasserspiegel und damit der Hafenwasserstand werden durch eine einschiffige Sperrschleuse bei Galtzungen angespannt und gegen Wasserverluste durch Versickerung, Verdunstung und die Schleusungen durch Spelung aus dem Stauraum eines festen Angerapp-Wehres bei Insterburg mittels einer Rohrleitung auf gleichbleibender Höhe gehalten<sup>1)</sup>.

Im weiteren Verlauf der Ausbauarbeiten wurden dann bis zum Jahre 1931 die Staustufen Schwägerau, Norkitten und Woynothen erbaut<sup>2)</sup>.

Mit der Erreichung dieses ersten Ausbauzieles waren zwar die größten Mißstände in den Fahrwasserverhältnissen des Oberpregels, die

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1924, Heft 43, S. 487.

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1928, Heft 1, S. 14.

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1930, Heft 37, S. 551.

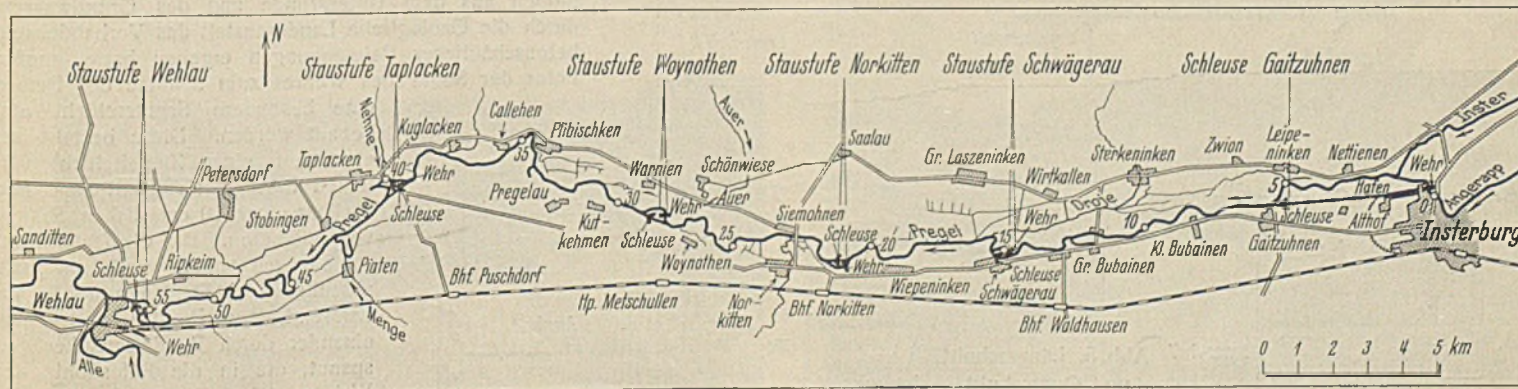


Abb. 2. Der kanalisierte Oberpregel.

gehandhabt werden, um Verwässerungen der angrenzenden Pregelwiesen zu vermeiden. Zur unbehinderten Durchführung der Schifffahrt ist eine Mindestfahrwassertiefe von 1,70 m erforderlich, die etwa bei Mittelsommerwasserführung des Flusses von Natur vorhanden oder, soweit dies stellenweise nicht der Fall sein sollte, durch zweckentsprechende Regelungsarbeiten unschwer zu erreichen ist. Da diese Fahrwassertiefe von 1,70 m auch im gelegten Wehr vor-

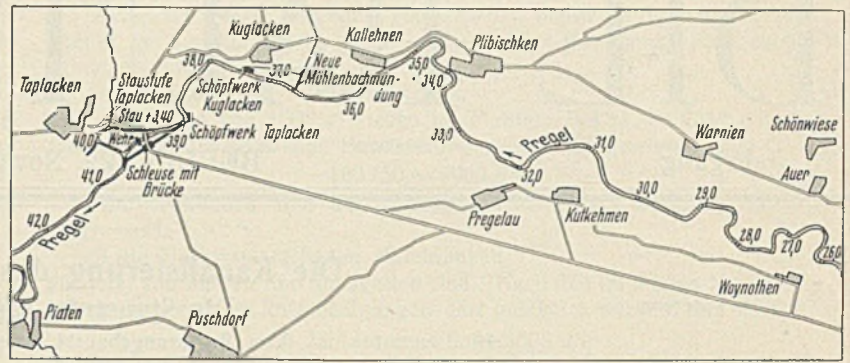


Abb. 4. Übersichtskarte der Staustufe Taplacken.

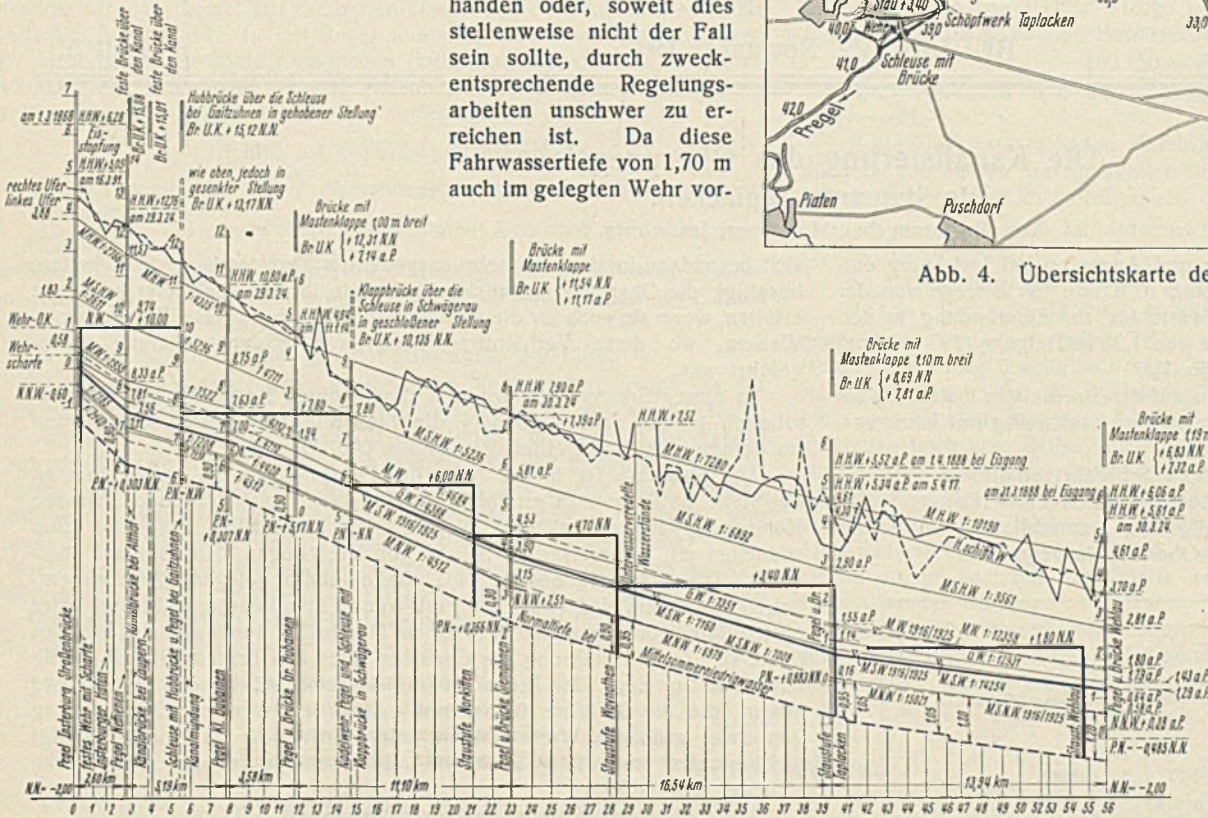


Abb. 3. Längsschnitt des kanalisiertem Oberpregels.

handen sein muß, ist entsprechend einer Höhenlage des MSW-Standes von +1,70 m NN an der Wehrbaustelle die Wehrsohle auf +0,0 m NN angeordnet worden. Die Breite der Durchflußöffnung des Wehres bei gelegtem Staukörper ist mit 24 m gleich der Flußbreite an der Wehrbaustelle gewählt worden, damit der Fluß ohne Stau durch den festen Wehrkörper zum Abfluß kommt.

Zur Erzielung der Mindestfahrwassertiefe von 1,70 m im Fluß müssen nur bei niedrigeren Wasserständen als MSW die Wehre aufgerichtet

werden. Den Belangen der Schifffahrt wird in ausreichendem Maße genügt, wenn die Stauregelung in einer Haltung so durchgeführt wird, daß am oberen Ende der Haltung stets wenigstens die Mindestfahrwassertiefe von 1,70 m vorhanden ist, denn dann ist sie auch nach dem Verlauf des Stauspiegels in der ganzen Haltung gewährleistet. Je genauer nun dieses Stauziel am oberen Haltungsende gehalten wird — in der Haltung Taplacken liegt es auf +3,40 m NN —, was von dem Grade der bei der Handhabung des Wasserstandsmeldedienstes und der Bedienung des Nadelwehres bewiesenen Sorgfalt abhängig ist, um so geringer werden etwaige schädigende Einflüsse des Staues auf die Wiesen sein. Dagegen würde bei einer Regelung des Staues nach festem Stauziel am unteren Ende der Haltung, also am Wehr, die Gefahr bestehen, daß im Falle eines raschen Anschwellens der Wasserführung des Flusses das Eintreten der Welle in die Haltung am Wehr nicht genügend berücksichtigt und damit der Wasserstand am oberen Ende der Haltung unnötig über das für die Schifffahrt erforderliche Mindestmaß und unter Umständen auf eine für die Landwirtschaft nachteilige Höhe ansteigen würde.

Wie die hydraulischen Nachrechnungen ergeben haben, läuft bei MSW-Führung und Innehaltung eines Stauzieles von +2,35 m NN am Wehr der Stauspiegel am oberen Haltungsende etwa in Höhe des ungestauten MSW-Spiegels — +3,40 m NN — aus, was einer Fahrwassertiefe von 1,70 m entspricht. Um diese Fahrwassertiefe auch bei niedrigeren Wasserständen halten zu können, muß der jeweiligen Wasserführung des Flusses entsprechend am Wehr höher als +2,35 m NN gestaut werden. Im ungünstigsten Falle beträgt das Schleusen-gefälle etwa 2,5 m.

b) Beschreibung des Nadelwehres.

Das Nadelwehr Taplacken wurde im wesentlichen wie die oberhalb errichteten Nadelwehre ausgebildet<sup>2)</sup>. Aus Abb. 5 u. 6 sind die näheren technischen Einzelheiten zu ersehen. Da die Untersuchung der Bohren aus dem Untergrunde und des Grundwassers durch die Geologische Landesanstalt das Vorhandensein betonschädlicher Beimengungen ergeben hatte, mußte unter der Sohle des Wehres zum Schutze des Betons eine besondere Schutzschicht eingebaut werden. Diese besteht aus einer auf einer Ziegelschicht verlegten Lage von Asphaltpappe und darüber einer 10 cm dicken Schicht von Sikabeton. Die die feste Wehrsohle nach ober- und unterhalb abschließenden Stahlspundwände aus Larssen-Bohlen, Profil II, sind gegeneinander durch Rundisenanker gespannt, die in die Betonsohle des Wehres einbetoniert sind und gleichzeitig für diese als Bewehrung dienen.

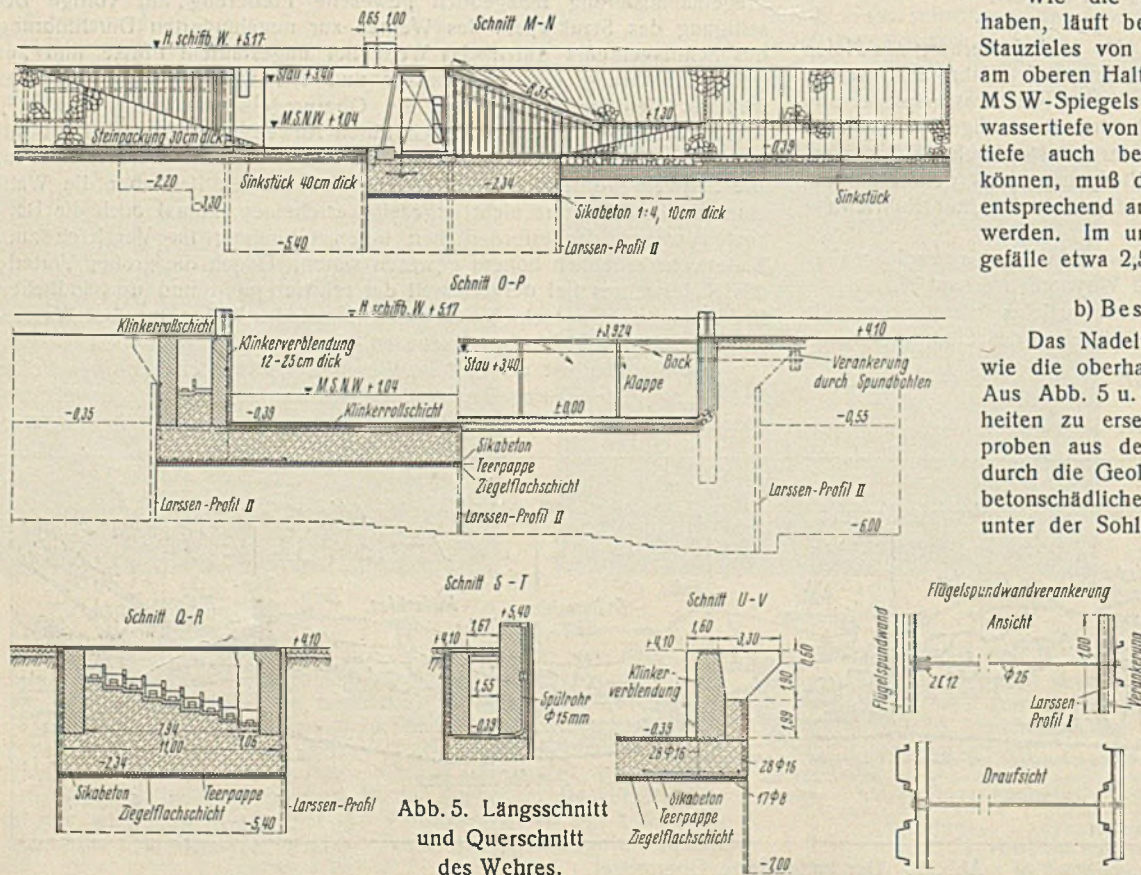


Abb. 5. Längsschnitt und Querschnitt des Wehres.

Die Oberfläche der Wehrsohle ist durch eine Klinker-Rollschicht gegen die aus-schleifende Wirkung des vom Flusse mitgeführten Sandes und andere mecha-nische Angriffe und gegen schädliche Einflüsse des Flußwassers geschützt.

Auch der aus Beton hergestellte rechte Landpfeiler des Wehres, der die Blindklappe des Laufsteiges trägt, und der aus Ziegelmauerwerk auf-geführte linke Landpfeiler mit dem Fischpaß sind in den Außenflächen mit Klinkern verblendet.

Als Beton wurde Weichbeton in einem Mischungsverhältnis 1 Zement : 0,5 Traß : 4,3 Kiessand : 3,6 Steinschlag verwendet. Der Kies-sand wurde einer in der Nähe befindlichen Kiesgrube entnommen. Da das Grobe des dort gewonnenen Kieses in der Hauptsache aus Kalksteinen geringer Festigkeit besteht, konnte nur der Kiessand Verwendung finden. Das Grobe wurde dem Zuschlagstoff in Form von Steinschlag wieder zu-gesetzt, der auf der Baustelle aus harlen, beim Aushub gewonnenen Feldsteinen hergestellt wurde.

Die 28-Tage-Probewürfel lieferten eine ausreichende Druckfestigkeit von i. M. 180 kg/cm<sup>2</sup>. Auch die Dichtigkeit des Betons war ausreichend.

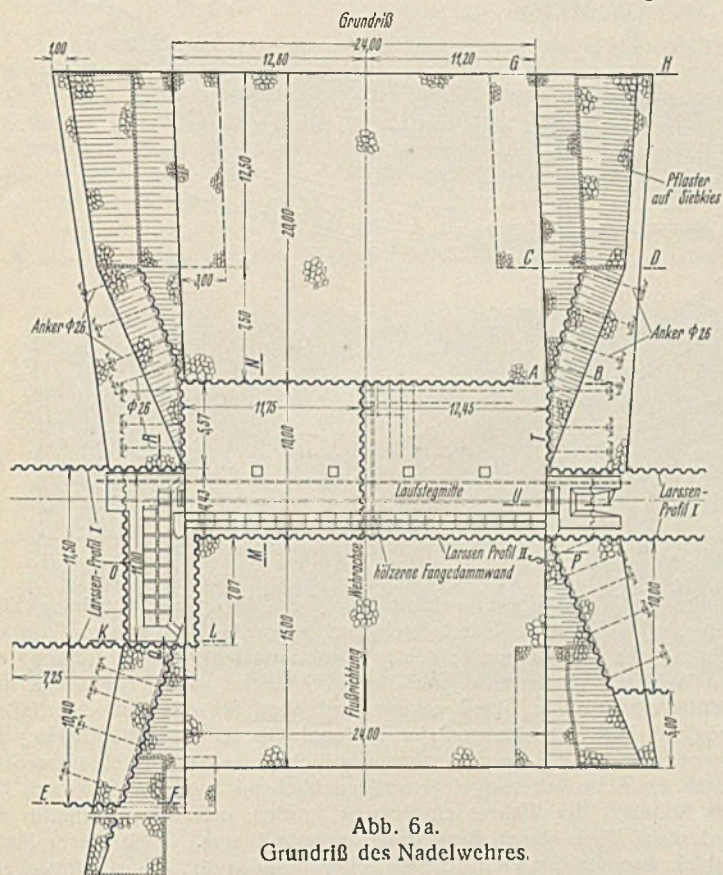


Abb. 6a. Grundriß des Nadelwehres.

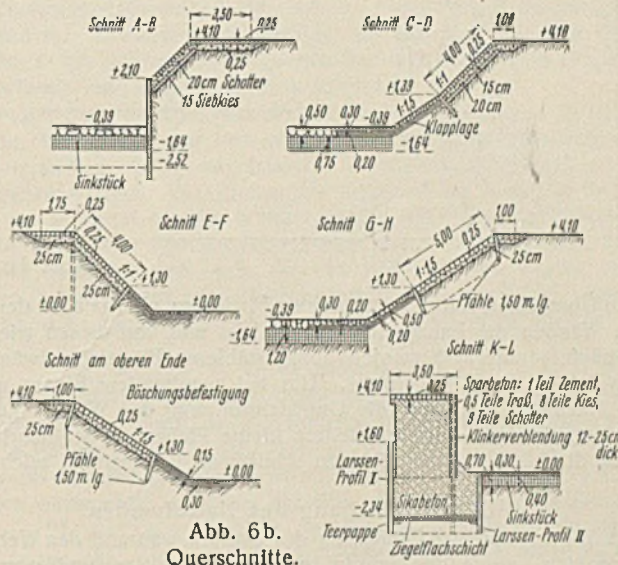


Abb. 6b. Querschnitte.

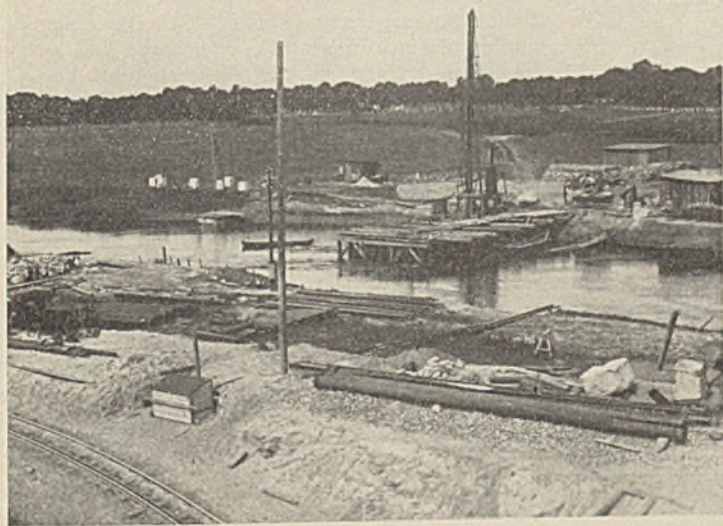


Abb. 7. Die rechte Wehrhälfte im Bau.

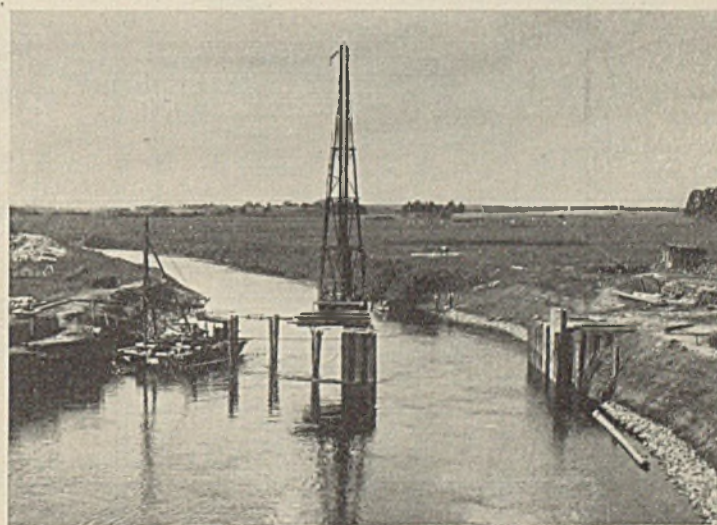


Abb. 8. Die rechte Wehrhälfte fertiggestellt. Beginn des Rammens der Umfassungspundwände für die linke Wehrhälfte.

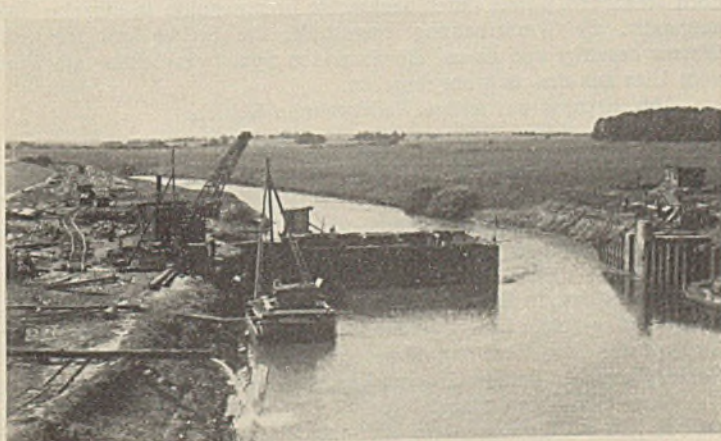


Abb. 9. Die Umfassungspundwände der linken Wehrhälfte fertiggestellt.

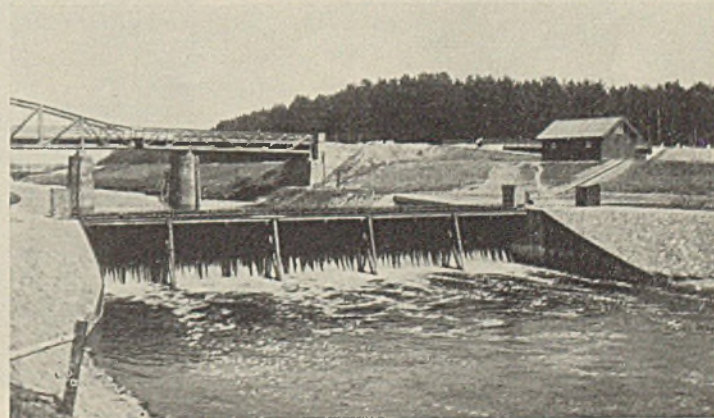


Abb. 10. Das Nadelwehr im Betrieb.

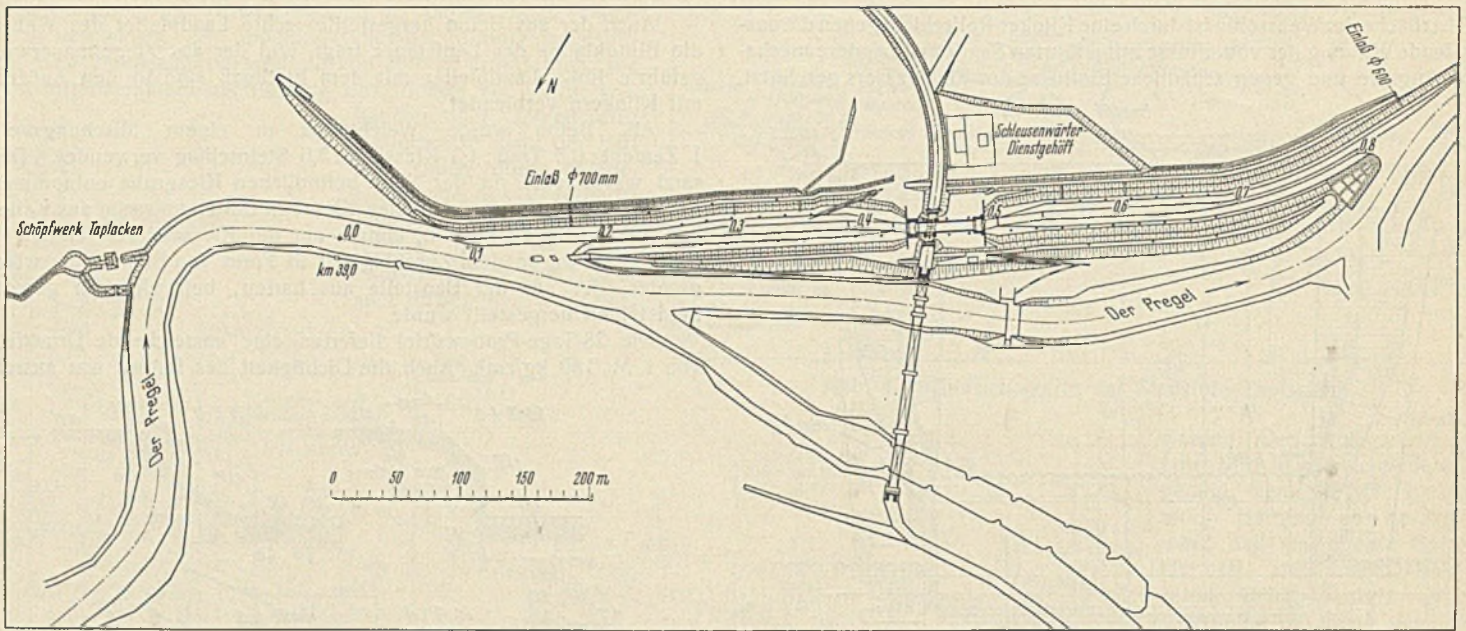


Abb. 11. Lageplan der Staufstufe.

Die Übergänge von den geböschten Flußufern oberhalb zu den senkrechten Wänden der Landpfeiler des Wehres und von diesen wieder zu den Flußufern unterhalb werden durch stählerne Flügelspundwände aus Larssen-Bohlen, Profil I, gebildet. Um bei ausserndem Flusse und gelegtem Wehr der Schifffahrt die Durchfahröffnung des Wehres kenntlich zu machen, sind auf den Landpfeilern kleine Pfeiler als Schifffahrtzeichen errichtet, die bis über den höchsten schiffbaren Wasserstand reichen.

c) Der Bauvorgang des Nadelwehres.

Um die kostspielige Umleitung des Flusses während des Wehrbaues zu vermeiden, wurde der Bau in zwei Bauabschnitten, und zwar zuerst

die rechte Wehrhälfte ausgeführt (Abb. 7). Die dadurch bedingte Einengung des Flußbettes wirkte sich zwar zeitweilig bei stärkerer Wasserführung des Flusses infolge der dann eintretenden starken Strömung an der Wehrbaustelle erschwerend für die Schifffahrt aus, doch konnte der Schiffsverkehr ohne Unterbrechung und ohne Schaden aufrechterhalten werden. Um Auskolkungen der Flußsohle in der Durchflußöffnung zu vermeiden, war vor Inangriffnahme des Wehrbaues die Flußsohle oberhalb durch ein Sinkstück festgelegt und anschließend auch das Sinkstück für das Sturzbett des Wehres eingebracht worden, nachdem die hierfür erforderliche Tiefe durch Baggerung hergestellt war. Dank dieser Maßnahme konnten auch Hochwässer ohne Schaden durch das eingeeigte Flußbett abgeführt werden. Nach Fertigstellung der rechten Wehrhälfte wurde in gleicher Weise die linke Wehrhälfte hergestellt (Abb. 8 u. 9). Die Bauarbeiten wurden dadurch wesentlich erleichtert, daß sich für die Wasserhaltung in der Wehrbaugrube besonders günstige Verhältnisse ergeben hatten. Die Umfassungsspundwände der Wehrbaugrube stehen in einer mächtigen Tonschicht, die sich unter dem Bauwerk hinzieht und die Baugrube gegen das Grundwasser dicht abschloß. Da die Stahlspundwände zudem in dem hier von Hindernissen freien Boden gut und dicht gerammt werden konnten, ließ sich die Baugrube leicht in offener Wasserhaltung trocken halten.

Nach vollständiger Fertigstellung einer im Bau befindlichen Wehrhälfte wurden die Umfassungsspundwände der Baugrube über Wehrsohle in folgender Weise beseitigt. Nach Beseitigung der unteren Aussteifungen der Umfassungsspundwände wurden diese aus der weiter trocken gehaltenen Baugrube heraus dicht über Wehrsohle gegen das Außenwasser durchgebrannt, wobei in den Schlössern nur so viel vom Querschnitt stehengelassen wurde, als zur Aufnahme des Außenwasserdrucks eben noch nötig war. Die gebrannten Schlitzte wurden stets sofort durch kleine Holzkeile wieder dicht gesetzt. Nach Beendigung dieser Abbrennarbeit über Sohle wurden die noch stehenden Wände durch senkrechte Brennschnitte in einzelne Tafeln aufgeteilt, die Wasserhaltung eingestellt, die Steifen mit steigendem Wasser beseitigt und darauf die einzelnen Spundwandtafeln mit Winden vom Ufer aus um- und abgebrochen.

Abb. 10 zeigt das fertige Nadelwehr in Betrieb.

II. Der Schleusenkanal.

Wie der Lageplan der Staufstufe (Abb. 11) erkennen läßt, ließ trotz der bereits früher vorgenommenen Begrüdigung des Flußlaufes dessen verbliebene schwache Krümmung noch die Ausführung des das Wehr umgehenden Schleusenkanals zu. Dieser rd. 900 m lange Durchstich, auf dessen halber Länge etwa die Schleuse erbaut ist, verläuft hart südlich des Flußbogens, in dem das Wehr errichtet ist. Der Schleusenkanal ist auf je 200 m seiner Länge unmittelbar ober- bzw. unterhalb der Schleuse als Vorhafen ausgebaut und dementsprechend in diesen Abschnitten in der Sohle, abgesehen von den Übergängen, um 5 m verbreitert (Abb. 12 u. 12a).

Dem niedrigsten Stauziel von + 2,35 m NN am Wehr entsprechend ist bei 1,70 m Fahrwassertiefe die Sohle des Oberkanals der Schleuse auf + 0,65 m NN angeordnet worden. (Schluß folgt.)

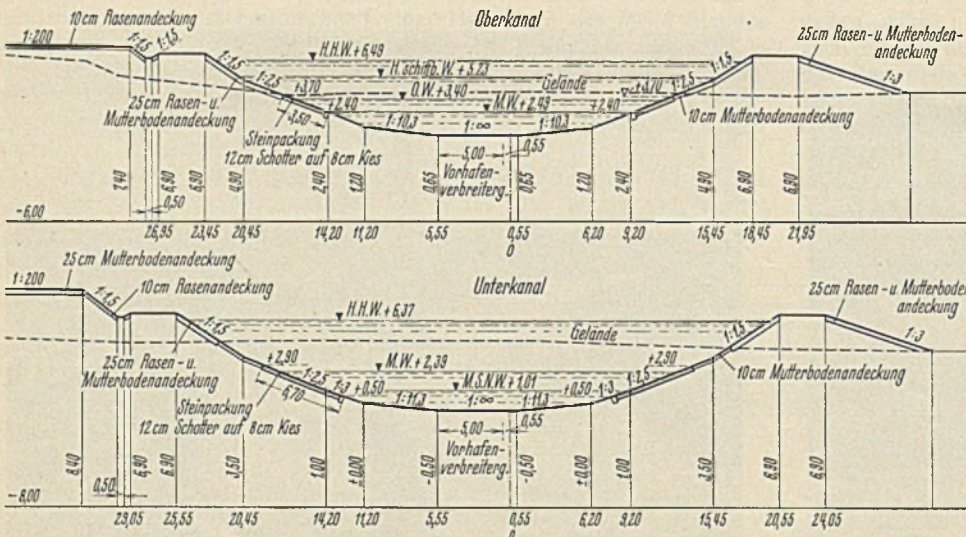


Abb. 12. Querschnitt von Ober- und Unterkanal.

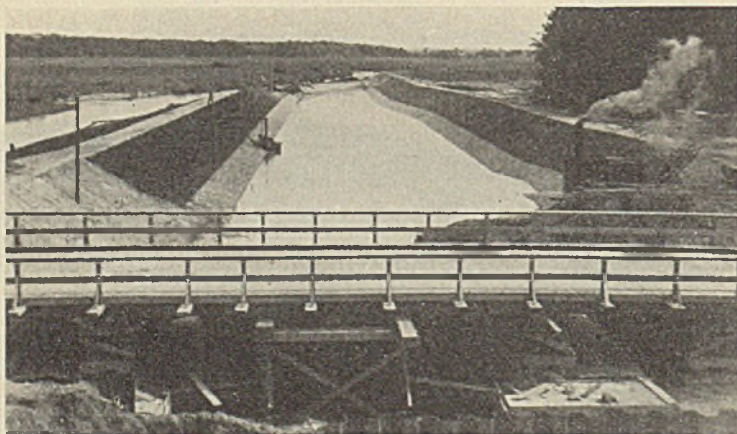


Abb. 12a. Der fertige Oberkanal von der Notbrücke über das Oberhaupt gesehen. Links der Trenndamm gegen den Pregel.

Alle Rechte vorbehalten.

## Beitrag zur Baugrundforschung.

(Beispiel einer Bauwerksetzung bei hoher Belastung des Untergrundes in einem Bergbaugebiete.)

Von Dr.-Ing. Carp, Emschergenossenschaft, Essen.

In Bautechn. 1935, Heft 21, ist der Bau von zwei bergbausicheren Eisenbetonbehältern von je 2200 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen beschrieben worden. Dabei wurde erwähnt, daß die Belastung des Untergrundes durch sie außergewöhnlich hoch sei und daß deshalb die Senkungen der Behälter während der Bauzeit und bei der Inbetriebnahme gemessen seien. Ein Bericht über diese Messungen und die vorhergegangene Baugrundprobelastung wurde dort in Aussicht gestellt<sup>1)</sup>.

Während früher die Baupraxis für Senkungsmessungen wie überhaupt für die Baugrundforschung im allgemeinen eine nur geringe Anteilnahme



Abb. 1. Luftbild der Kläranlage Essen-Nord.  
Im Hintergrunde links die beiden neuen Schlammfaulbehälter.

(Aufnahme Hansa-Luftbild G. m. b. H., Berlin, Nr. 42 652,  
freigegeben durch RLM vom 11. 7. 35.)

zeigte, ist darin in den letzten Jahren eine Wandlung festzustellen. Eine starke Anregung hierzu ging von den Arbeiten zum Bau der Reichsautobahnen aus. Bei diesen Bahnen mit ihrer gestreckten Linienführung sind tiefe Einschnitte und hohe Auftragsstrecken herzustellen, bei denen eine möglichst gute Kenntnis des Baugrundes und seines Verhaltens gegen die ihm zugemuteten Belastungen und sonstigen Einflüsse (z. B. Frost) nötig ist<sup>2)</sup>.

Die an den Faulbehältern auf der Kläranlage Essen-Nord der Emschergenossenschaft (Abb. 1) durchgeführten Messungen versprachen besonders aufschlußreich zu werden. Wie bereits angedeutet, geht dort die Bodenbeanspruchung über das sonst übliche Maß hinaus; sie steigt bis auf rund 5 kg/cm<sup>2</sup>. Da die Behälter zunächst mit Wasser und erst allmählich mit Schlamm gefüllt werden sollten, bestand die Möglichkeit, auch die Ent-

<sup>1)</sup> Über Setzungsmessungen an einem Bauwerk der Emschergenossenschaft ist bereits früher berichtet worden (Ramshorn, Neue Arbeiten der Emschergenossenschaft zur Verbesserung der Vorflut in Duisburg, Stadtteil Beeck. Bautechn. 1933, Heft 9). Bei dem dort beschriebenen neuen Pumpwerk war jedoch die Belastung des Baugrundes nur gering, nämlich 1,3 kg/cm<sup>2</sup>.

<sup>2)</sup> Loos, Anwendung der neueren Baugrundforschung bei der Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Bautechn. 1935, Heft 15.

lastung des Baugrundes bei Entleerung der Behälter zu verfolgen. Aus betrieblichen Gründen war diese Entleerung nicht notwendig, ja, sie mußte sogar wegen der Zerfallgefahr nach Möglichkeit vermieden werden, wenn erst die Behälter einmal mit Methangas bildendem Faulschlamm gefüllt waren. Die Setzungen, verursacht durch die Belastungen des Baugrundes, werden überlagert durch Senkungen der Erdoberfläche infolge des Bergbaues. Außerhalb eines Bergbaugebietes ist der Bauingenieur daran gewöhnt, die für seine Messungen benutzten Festpunkte, abgesehen von den geringen und sich über einen recht langen Zeitraum erstreckenden tektonischen Bewegungen, als unverrückbar anzusehen. Im Arbeitsgebiete der Emschergenossenschaft sind solche „Fest“-Punkte nur ganz vereinzelt vorhanden. Es scheint zweckmäßig, an dieser Stelle auch darüber zu berichten, wie solche Bergsenkungen bei den Messungen sich auswirken und wie sie ausgeschaltet werden können.

Einen Mangel haben die durchgeführten Messungen. Es ist versäumt worden, den Untergrund im einzelnen auf Korngröße, Wassergehalt usw. zu untersuchen. Es können daher nur die üblichen Bohrerergebnisse (Abb. 2) angegeben werden. Die Messungen begannen im Frühjahr 1932. Bevor über sie berichtet werden konnte, mußte das Ende der Setzungen, das wegen der hohen Bodenbeanspruchung und bei der Eigenart des Untergrundes zweifellos erst nach längerer Zeit eintreten würde, abgewartet werden. Auch sollte der ordnungsmäßige Dauerbetrieb aufgenommen werden, d. h. die Behälter sollten mit Schlamm gefüllt sein.

### 1. Versuchsbelastung.

Es ist häufig schwer, bei einem Bauwerk das Verlangen nach einem schnellen Baufortschritt mit der für wissenschaftliche Arbeiten benötigten Zeit in Einklang zu bringen. Die zum Vergleich mit dem Verhalten des Bauwerks bei der späteren Ausführung erwünschten Versuchsbelastungen werden naturgemäß meistens auf der untersten Sohle des Bauwerks ange-

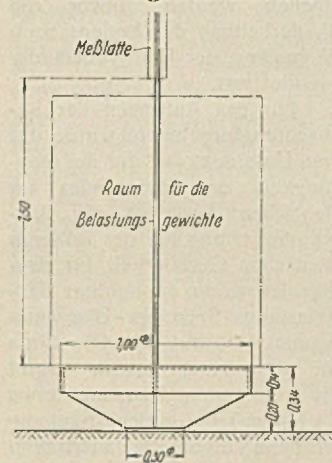


Abb. 3. Auflagerstuhl der Versuchsbelastung.

gestellt. Bauherr und Unternehmer sind im allgemeinen froh, wenn sie möglichst schnell nach Erreichung der Bausohle das Bauwerk gründen können und aus den schwierigen, häufig eine Wasserhaltung verlangenden Verhältnissen herauskommen. In dem vorliegenden Falle konnte aus solchen Gründen für die Versuchsbelastung nur 1 Tag zur Verfügung gestellt werden. Es wäre wünschenswert gewesen, ebensoviel Tage für die Messungen zu verwenden, wie Stunden gebraucht werden durften.

Über den Bauvorgang ist bereits in Bautechn. 1935, Heft 21, berichtet worden. Es sei kurz daran erinnert, daß die kreisförmigen Baugruben für die beiden Behälter 6 und 7 mit eisernen Spundwänden abgerammt wurden, die am oberen Ende durch Eisenbetonringe ausgesteift wurden (s. Abb. 2)<sup>3)</sup>. Die Behälter wurden auf festem Ton gegründet. Die Bohrungen erstreckten sich bis auf etwa 14 m unter Gelände. Sie würden nach Erreichen des Mergels, der an diesen Stellen des Emschergebietes in großer Mächtigkeit als Deckgebirge über dem Steinkohlenvorkommen angetroffen wird, eingestellt. Der Rest des Aushubes der Baugruben mußte teilweise gehackt werden. Der Wasserzutritt war gering. Auf der Bausohle des Behälters 6 wurde der Belastungsversuch angestellt. Da man eine Höchstbelastung des Baugrundes von etwa 5 kg/cm<sup>2</sup> erreichen wollte, die insgesamt aufzubringenden Lasten aber nicht zu groß werden durften, mußte die Versuchsbelastungsfläche klein gehalten werden, doch erschien es nicht ratsam, unter ein Maß von 30/30 cm zu gehen. Zur Auflagerung der Belastungsgewichte diente ein eiserner Stuhl nach Abb. 3. Für die Belastung standen Rohisenbarren im Gesamtgewichte von rd. 5 t bei einem Einzelgewicht von etwa 25 kg zur Verfügung.

Die Messungen führte die Vermessungsabteilung der Emschergenossenschaft aus. Es wurden Feinnivellements angestellt, bei denen Millimeter abgelesen und halbe Millimeter geschätzt wurden. Bei der Auswertung zeigte sich aber, daß diese Genauigkeit angesichts der Fehler, die beim Ausgleichen der bergbaulichen Einwirkungen entstanden, unnötig war. Als Bezugspunkt für die Messungen wurde ein an einem in der Nähe stehenden Wohnhaus befestigter Höhenbolzen 1 benutzt (Abb. 4).

<sup>3)</sup> Carp, Die Verwendung von eisernen Spundbohlen bei der Emschergenossenschaft und dem Lippeverband. Die Städtereinigung, Werbenummer, Juni 1935.

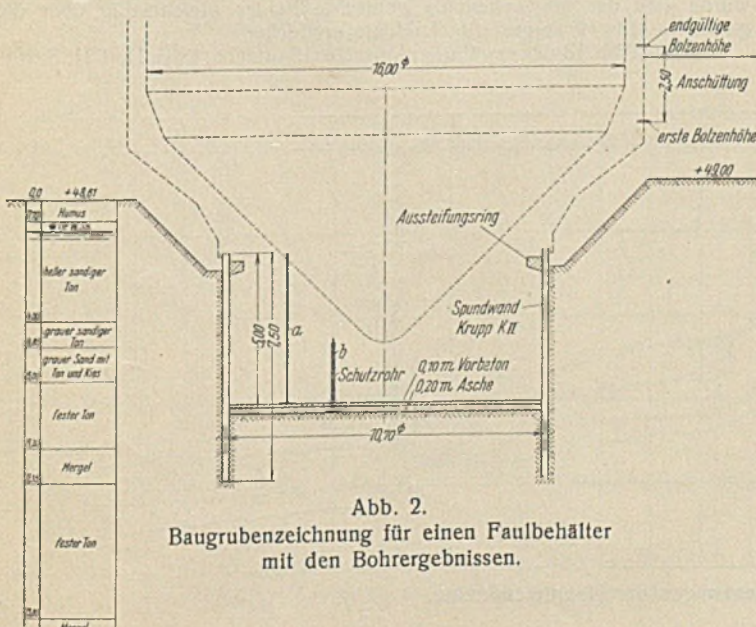


Abb. 2. Baugrubenzeichnung für einen Faulbehälter mit den Bohrerergebnissen.

Bei einem Vorversuch wurde eine Belastung des Baugrundes von 2,2 kg/cm<sup>2</sup> erreicht. Da inzwischen die aufgeschichteten Gewichte eine ziemliche Höhe erreicht hatten und der Schwerpunkt nach oben gerückt war, stürzte angesichts der kleinen Grundfläche der Stuhl um. Bei dem nachfolgenden Hauptversuch, der dicht neben der für den Vorversuch ausgewählten Stelle durchgeführt wurde, stellte man daher während des Aufbringens der Belastungsgewichte sorgfältig fest, nach welcher Seite hin der Stuhl trotz möglichst mittlerer Lage der Belastung sich neigen wollte. Durch Unterstützung dieser Seite mit einer Bohle gegen den unter Freilassung der Belastungsfläche bereits eingebrachten Ausgleichbeton (Abb. 5) wurde eine weitere Neigung in der eingeschlagenen Richtung verhindert und durch Verlagerung der folgenden Belastungsgewichte wieder Gleichgewicht hergestellt. Bei der unregelmäßigen Form der Roheisenbarren erwies sich die Abdeckung jeder Schicht Gewichte mit mehreren Holzplatten zur Erzielung einer glatten neuen Auflagerfläche als zweckmäßig. Auf die beschriebene Weise wurde die Bodenbelastung bis auf rd. 5,3 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert. Wegen des oben bereits beschriebenen Zeitmangels konnte nicht immer abgewartet werden, die Beharrungszustände zu erreichen. Ebenso mußte der Versuch abgebrochen werden, bevor die Wiederhebung des Bodens nach Wegnahme der Last vollständig beendet war.

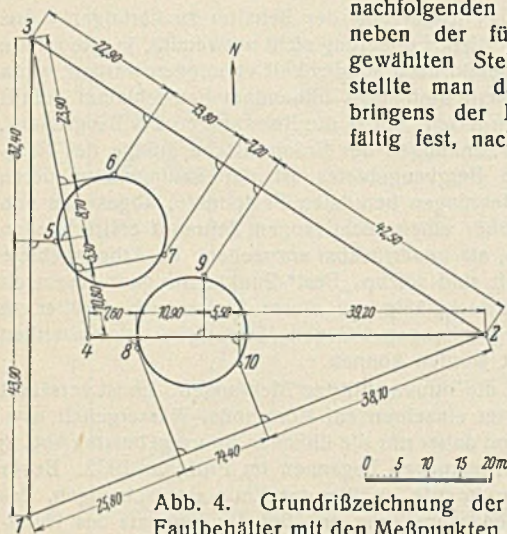


Abb. 4. Grundrißzeichnung der Faulbehälter mit den Meßpunkten.

Für das Auftragen der Beobachtungsergebnisse wurde das vom Unterausschuß für die Tragfähigkeit des Baugrundes im Deutschen Ausschuß für Baugrundforschung bei der früheren Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen empfohlene Zeit-Belastungs-Setzungs-Diagramm benutzt (s. Abb. 10). Die Linie für den Hauptversuch ergibt bis zur ersten Laststufe (etwa 1,1 kg/cm<sup>2</sup>) die gleiche Senkung wie beim Vorversuch, danach zeigt sie jedoch größere Setzungen. Es liegt nahe, diese Erscheinung mit dem oben beschriebenen leichten Pendeln der Last während ihrer allmählichen Steigerung zu erklären. Bei der Entlastung der Versuchsfläche ist eine geringe Hebung des Bodens festzustellen. Auf den Vergleich der Versuchslinien mit den für die Ausführung geltenden wird weiter unten eingegangen.



Abb. 5. Versuchsbelastung.

Bei der Entlastung der Versuchsfläche ist eine geringe Hebung des Bodens festzustellen. Auf den Vergleich der Versuchslinien mit den für die Ausführung geltenden wird weiter unten eingegangen.

## 2. Messungen am Bauwerk.

Die Hauptlasten der Behälter, die in üblicher Weise als gleichmäßig auf die Bauwerksgrundfläche von 89,92 m<sup>2</sup> verteilt gedacht werden, bestehen aus dem Eisenbeton des Bauwerks und dem Wasser bzw. dem Schlamm des Inhalts<sup>4)</sup>. Nach den baupolizeilichen Vorschriften wird Eisenbeton mit einem Raumgewicht von 2,4 t/m<sup>3</sup> in die statischen Berechnungen eingeführt. In Wirklichkeit sind die Lasten meist geringer. Daher sind hier bei der Berechnung der Lasten der Beton mit 2,2 t/m<sup>3</sup> und getrennt davon die Eisenbewehrung mit dem eingebauten Gewicht eingesetzt worden. Bei der untersten Kegelschale der Behälter, die die stärkste Bewehrung im ganzen Bauwerk erhalten hat<sup>5)</sup>, nämlich 133 kg/m<sup>3</sup>, ergibt sich z. B. ein Raumgewicht einschließlich Eisen von nur 2,33 t/m<sup>3</sup>. Nach Beendigung des Rohbaues wuchs das Gewicht eines jeden Behälters durch Hinzufügen des Betons für Kranbahnstützen und Wassertaschen, für Schwemmsteinausmauerung, Zementputz usw. sowie für die Eisenkonstruktionen (Kranbahn, Treppenanlagen, Schraubenschaufler, Rohrleitungen usw.) um weitere 72 t. Das Abwasser, mit dem die Behälter nach Fertigstellung gefüllt wurden, hat das spezifische Gewicht 1,0, der Schlamm, der das Wasser allmählich verdrängte, im Mittel 1,08. Als höchster Einzelwert wurde 1,28 gemessen. Der verhältnismäßig niedrige Mittelwert erklärt sich dadurch, daß die oberste Zone des Behälterinhalts aus dünnem Schlammwasser besteht.

Wie bei der Versuchsbelastung wurde als Hauptbezugspunkt für die Senkungsmessungen der Punkt 1 gewählt. Zum Ermitteln und Ausgleichen der Bergsenkungen wurden gleichzeitig drei weitere Hilfspunkte 2, 3 und 4 (s. Abb. 4) eingewogen. Diese Punkte liegen so weit von den Behältern entfernt, daß ein Einfluß der Setzungen auf sie als ausgeschlossen angenommen werden kann. Höchstens bei Punkt 4 wäre ein solcher Einfluß in gewissem Umfange denkbar. Da der Punkt 1 selbst nicht festliegt, sondern vom Bergbau ebenfalls beeinflußt wird, wurde er in größeren Zeitabständen von einem als bergbausicher geltenden Punkte „Baumhof“ über eine Entfernung von mehreren Kilometern eingemessen. Danach hat er während der Jahre 1932 bis 1935 gegenüber dem Punkte „Baumhof“ eine Senkung von etwa 235 mm erfahren. Die Senkungen der Punkte 2, 3 und 4 müssen also um den genannten Betrag vergrößert werden, wenn man die gesamten Senkungen seit Baubeginn erhalten will. Für die Ausschaltung der Bergsenkungen sind aber diese Zahlen belanglos, es kommt nur auf die Bewegung der Bauwerke gegenüber der näheren Umgebung, d. h. auf ihre Setzungen an.

Die Messungen setzten mit Baubeginn ein. Um die in der Sohle zu verlegenden Rundisen vor dem Verschmutzen durch Ton und Wasser zu schützen, wurde auf der Bauwerksohle zunächst eine Aschenschicht von 20 cm Höhe mit Dränleitungen, die zu einem Pumpensumpf führten, eingebracht (s. Abb. 2). Auf die Asche kam Vorbeton, auf dem dann die Eisen verlegt wurden. Es konnte unter Umständen erwartet werden, daß die Aschenschicht durch die Auflast zusammengepreßt wurde, bevor der Untergrund nennenswerte Setzungen erfuhr. Um hierüber Klarheit zu gewinnen, wurden auf der Baugrubensohle zwei Meßstellen a und b eingerichtet, von denen a die Senkungen des Vorbetons einschließlich der Ascheverdichtung und b die Senkungen der Bauwerksohle allein angeben sollten (s. Abb. 2). Die ausgeführten Messungen ergaben keinen Unterschied

<sup>4)</sup> Der vom Grundwasser erzeugte Auftrieb ist nicht berücksichtigt worden, weil seine genaue Größe nicht feststand. Bei vollem Auftrieb ergäbe sich eine Verminderung der Bodenbeanspruchung um etwa 0,5 kg/cm<sup>2</sup>, also um einen gegenüber der Höchstlast verhältnismäßig geringen Wert. Da der Auftrieb gleich nach Beginn der Betonierungsarbeiten auftrat, würde sich der gegebenenfalls gemachte Fehler gleichmäßig über die ganze in Abb. 10 dargestellte Lastlinie erstrecken.

<sup>5)</sup> Vgl. Abb. 13 des erwähnten Aufsatzes. Bautechn. 1935, Heft 21, S. 260.

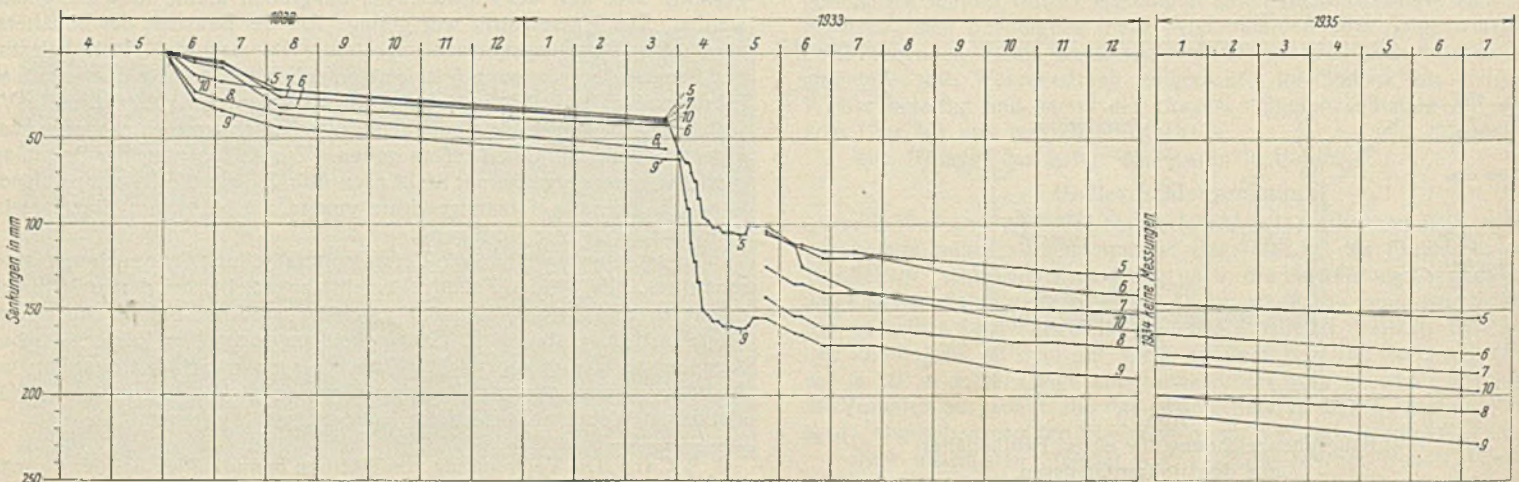


Abb. 6. Zeitlicher Verlauf der Senkungen der Hauptmeßpunkte.

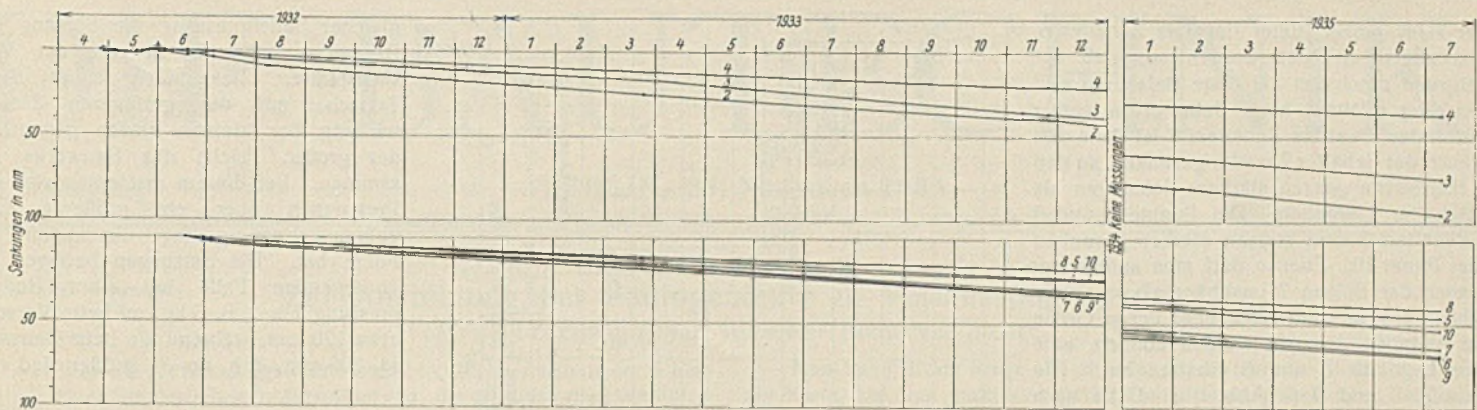


Abb. 7. Senkungen der Hilfspunkte 2 bis 4 gegen den Hauptbezugspunkt 1.  
Anteil der Hauptmeßpunkte 5 bis 10 an der bergbaulichen Senkung.

in den Setzungen. Der Punkt *a* wurde so lange gemessen, bis die Hauptmeßpunkte eingesetzt waren. Die bis dahin mit 42 mm festgestellte Senkung ist den Senkungen der Hauptmeßpunkte hinzuzuzählen (s. Abb. 10, Maß *a*).

Wie oben bemerkt, ist die Baugrube nach Abb. 2 von einer Spundwand umschlossen. Es blieb zunächst unsicher, ob die Haftfestigkeit des Betons an den eisernen Spundbohlen groß genug war, um die Spundbohlen, die sich zuletzt nur sehr schwer in den Untergrund hatten einrammen lassen, in vollem Umfange an den Setzungen des Fundamentes teilnehmen zu lassen. Gleichzeitig angestellte Messungen an dem Meßpunkte *a* und an vier über Kreuz liegenden Punkten der Spundwandoberkante während eines Zeitraumes von 17 Tagen ergaben eine Senkung von 13 bzw. 12,5 mm, so daß ein fester Zusammenhang zwischen Spundwand, Fundamentbeton und umgebendem Erdreich festgestellt wurde. Die Hauptmeßpunkte der Behälter sind mit den Nummern 5, 6 und 7 (Behälter 6) und 8, 9 und 10 (Behälter 7) bezeichnet (s. Abb. 4). Die Bolzen wurden zunächst am unteren Ende des zylindrischen Teiles der Faulbehälter in den Beton eingesetzt. Nach weiterer Hochführung des Bauwerks wurden sie wegen der beabsichtigten Einschüttung des unteren Teiles mit Erdreich zum Wärmeschutz um etwa 2,50 m höher gesetzt (s. Abb. 2). Die elastische Formänderung der unteren Kegelschale durch Eigengewicht und Füllung wurde außer acht gelassen.

In Abb. 6 sind die an den Punkten 5 bis 10 ausgeführten Messungen in Abhängigkeit von der Zeit ohne das im vorigen Abschnitt erwähnte Maß *a* aufgetragen. Es sind im großen und ganzen vier Abschnitte zu erkennen. Dem ersten Einsinken der Meßpunkte schließt sich eine flache Neigung an. Es folgt ein starkes Einsinken aller Punkte. Da das Durchzeichnen sämtlicher sechs Meßlinien verwirrend wäre, sind in diesem Teil

nur die äußersten Linien 5 und 9 vollständig gezeichnet. Im letzten Abschnitt fallen die Linien in schwacher Neigung gleichlaufend miteinander ab. Im Jahre 1934 sind die Punkte nicht eingemessen worden. Aus Platzersparnis ist dieser Zeitabschnitt aus den Abbildungen mit Ausnahme der Abb. 10 weggefallen. Es ist sofort zu erkennen, daß das dauernde, annähernd gleichmäßig starke Absinken der Behälter nach der Inbetriebnahme über mehrere Jahre hinweg nicht der Belastung des Baugrundes zugeschrieben werden kann. Es zeigt sich hier der Einfluß der Bergsenkungen.

### 3. Einfluß des Bergbaues.

In Abb. 7 (oberer Teil) sind die Senkungen der Hilfspunkte gegenüber Punkt 1 in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Die Senkungen verlaufen im allgemeinen gleichmäßig. Die Unregelmäßigkeiten zu Beginn der Messungen betragen nur wenige Millimeter. Aus den Messungen folgt eine Zunahme der Senkungen nach Osten hin. Aus den Senkungen der Hilfspunkte können nun unter Heranziehung der Abb. 4 die Senkungen errechnet werden, die die Bolzen 5 bis 10 durch den Bergbau erfahren haben. Es wird dabei angenommen, daß die Punkte geradlinig zwischen die in Frage kommenden Hilfspunkte eingeschaltet werden können, was nicht unbedingt mit der Wirklichkeit übereinzustimmen braucht. Jeder Meßpunkt wird zweimal eingeschaltet, z. B. Punkt 10 zwischen 1 und 2 sowie zwischen 4 und 2. Aus den beiden Ergebnissen wird das Mittel gebildet. Die Ergebnisse sind in Abb. 7 (unterer Teil) aufgetragen. Aus ihr kann abgelesen werden, wie groß an jedem Zeitpunkt der Anteil des Bergbaues an den Senkungen der Bolzen 5 bis 10 etwa gewesen ist. Nach Abzug dieser Anteile von den Senkungsmessungen der Abb. 6 ergeben sich die Setzungen, verursacht durch die Baugrundbelastung. Sie sind der Übersichtlichkeit wegen für jeden Behälter getrennt in Abb. 8 u. 9 dargestellt. Die Voreinsenkung *a* ist in den Abbildungen nicht eingetragen.

### 4. Ergebnis.

Über die allgemeine Form der Linien gilt auch nach der Ausschaltung der Bergsenkungen das bereits oben Gesagte. Im ersten Teil der Linien erkennt man das Wachsen der Eisenbetonmengen. Dann aber zeigt sich die Wirkung der Füllung der Behälter in mehreren Stufen im April 1933 in einem starken Einsinken. Der Einfluß klingt ab, da die Linie allmählich wieder annähernd waagrecht wird. Bei der Entleerung im Mai hebt sich der Boden elastisch, und bei Wiederfüllung ist ein erneutes Absinken festzustellen, das im Laufe der nächsten Monate geringer wird. Im Jahre 1935 zeigen sich die Linien fast waagrecht. Doch erscheint es nicht ausgeschlossen, daß auch heute noch schwache Setzungen stattfinden, wenn nämlich ihre Größe innerhalb der Grenzen der Fehler liegt, die man bei den Messungen und bei dem Ausschließen der bergbaulichen Einwirkung macht. Die Setzungen heben sich dann nicht mehr deutlich ab. Bei tonigen Böden können bekanntlich Setzungen noch sehr lange auftreten. Sie sind mit dem langsamen Auspressen des Wassergehalts aus dem Ton zu erklären. Nach Abb. 8 u. 9 darf angenommen werden, daß die Hauptsetzungen etwa im Jahre 1934 zu Ende gegangen sind, nachdem in den Behältern das Wasser durch Schlamm ersetzt war.

Bei dem Vergleich der Senkungslinien der beiden Behälter fällt zunächst auf, daß der Be-

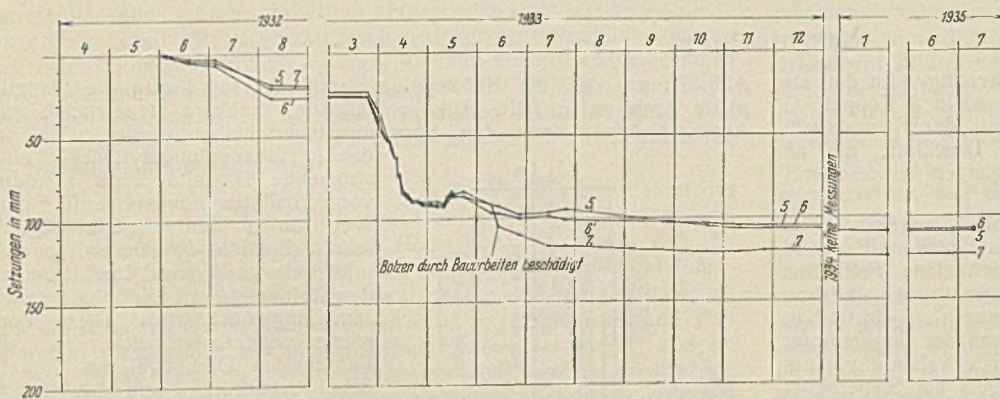


Abb. 8. Zeitlicher Verlauf der Setzungen des Behälters 6.

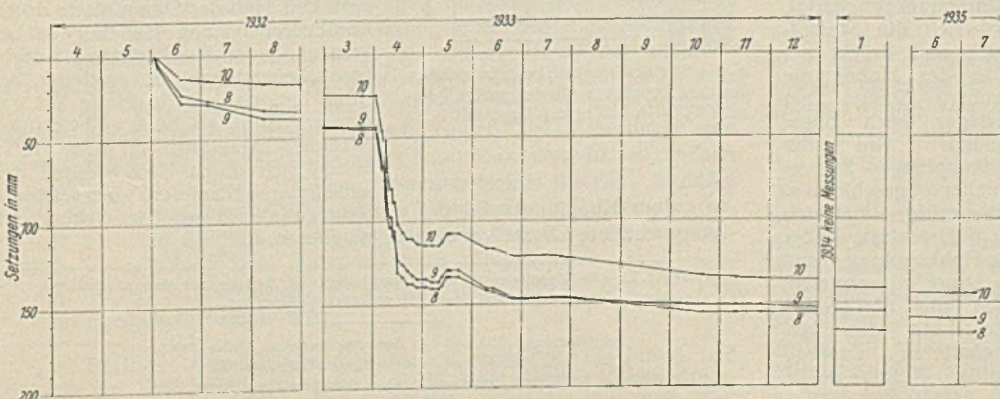


Abb. 9. Zeitlicher Verlauf der Setzungen des Behälters 7.

hälter 7 im ganzen tiefer liegt als Behälter 6. Er ist zuerst errichtet worden, so daß der Untergrund durch ihn die erste Belastung und Einsenkung erfahren hat. Beim etwas später einsetzenden Bau des Behälters 6 ist dann mit ihm auch der Behälter 7 weiter gesunken, so daß sich für ihn im ganzen stärkere Setzungen als bei Behälter 6 ergeben. Die Punkte 8 und 9 des Behälters 7 sind sodann stärker gesunken als der Punkt 10. Ebenso darf man annehmen, daß auch der Bolzen 7 unabhängig von seiner Beschädigung im Juni 1933, über deren Größe keine Angaben gemacht werden können, eine tiefere Lage als 5 und 6 erhalten hat. Die Punkte 7, 8 und 9 (s. Abb. 4) sind die nach „innen“ gelegenen, d. h. die Behälter haben sich gegenseitig beeinflußt und sich zueinander geneigt<sup>6)</sup>. Diese Erscheinung ist durch Messungen auch an anderen Bauwerken festgestellt worden<sup>7)</sup>.

Um einen besseren Überblick über die Beziehungen der Setzungen zu den Belastungen zu erhalten, ist Abb. 10 beigelegt. Die Wiedergabe wird auf einen der Meßpunkte 5 bis 10, nämlich auf Bolzen 9 des Behälters 7 beschränkt. Aus Abb. 10 geht hervor, daß die Gesamtsenkungen rd. 200 mm betragen bei einer Bodenbeanspruchung von rd. 5 kg/cm<sup>2</sup> und bei einer Lastfläche von fast 90 m<sup>2</sup>.

Der Verlauf der Setzungs-Belastungs-Linie scheint darauf hinzudeuten, daß bei den höheren Bodendrücken einer Zunahme der Bodenbeanspruchung um ein bestimmtes Maß größere Setzungen entsprechen als im ersten Teil der Linie bei den geringeren Lasten, weil sie im ersten Teil eine flachere Gesamtneigung hat als im Schlußteil. Da aber bei der Form der Setzungen, die auf die „Konsolidierung“ des Bodens hindeuten, eine Rolle spielen, ist der genannte Schluß unsicher.

Wie oben erwähnt, sind in Abb. 10 auch die Linien für die Versuchsbelastungen eingetragen. Als Hauptmerkmal ist festzustellen, daß bei

<sup>6)</sup> Wegen der erwarteten verschiedenen Setzungen der beiden Behälter ist das im Zwickel zwischen den Behältern angeordnete Maschinenhaus mit ausreichenden Dehnungs- und Pressungsfugen gebaut worden.  
<sup>7)</sup> Loos, a. a. O.

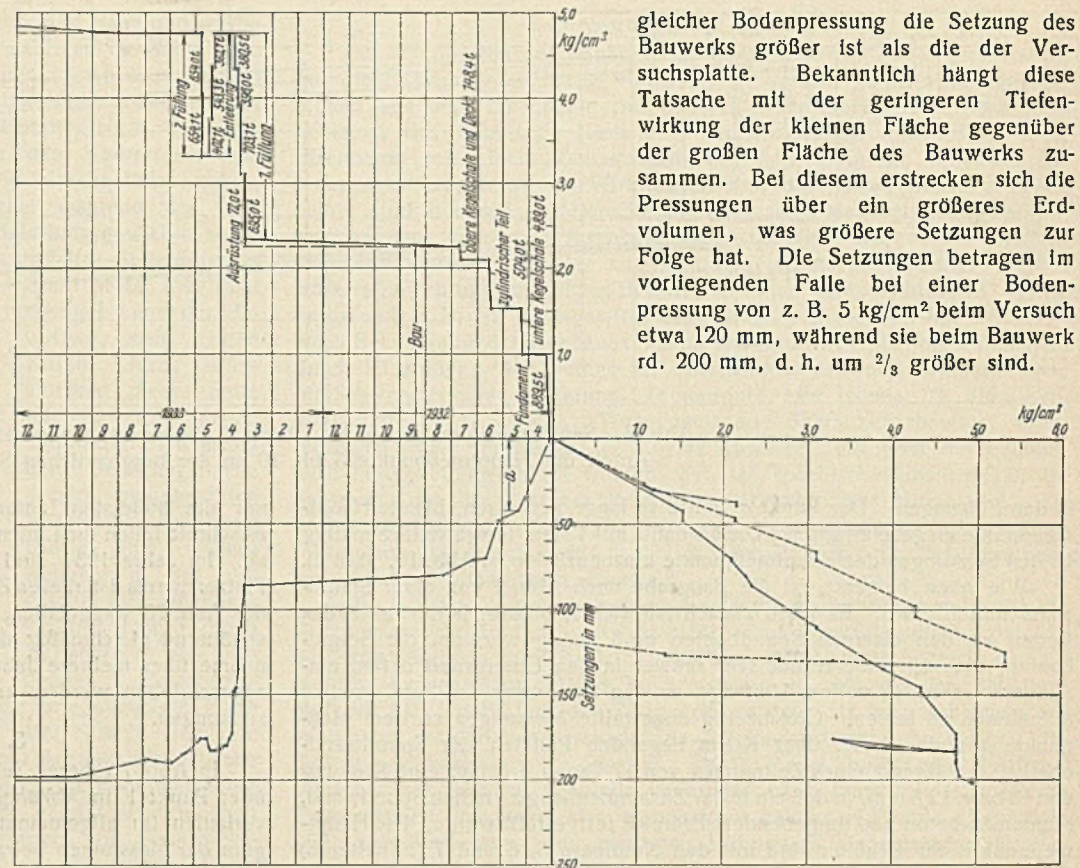


Abb. 10. Abhängigkeit der Setzungen des Hauptmeßpunktes 9 von der Zeit und von der Bodenbelastung.

Linie die nachträglichen Setzungen, die auf die „Konsolidierung“ des Bodens hindeuten, eine Rolle spielen, ist der genannte Schluß unsicher.

gleicher Bodenpressung die Setzung des Bauwerks größer ist als die der Versuchsplatte. Bekanntlich hängt diese Tatsache mit der geringeren Tiefenwirkung der kleinen Fläche gegenüber der großen Fläche des Bauwerks zusammen. Bei diesem erstrecken sich die Pressungen über ein größeres Erdvolumen, was größere Setzungen zur Folge hat. Die Setzungen betragen im vorliegenden Falle bei einer Bodenpressung von z. B. 5 kg/cm<sup>2</sup> beim Versuch etwa 120 mm, während sie beim Bauwerk rd. 200 mm, d. h. um <sup>2</sup>/<sub>3</sub> größer sind.

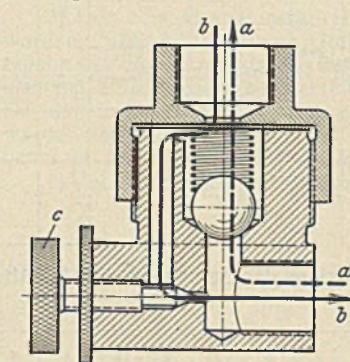
Für die Emschergerenossenschaft sind die angestellten Messungen bedeutungsvoll, weil die Größenordnung der Setzungen von Bauwerken der beschriebenen Art bei den im Emschergebiet vorhandenen Bodenverhältnissen bei hoher Bodenbelastung bekannt wurde. Es besteht jetzt die Möglichkeit, bei ähnlichen Verhältnissen die ungefähren Setzungen vorauszusagen und auf sie bei der Ausführung von Rohrschlüssen usw. genügend Rücksicht zu nehmen. Es darf weiter, wie eingangs erwähnt, angenommen werden, daß auch die Baugrundforschung durch die Untersuchung dieses besonderen Falles gefördert wurde.

Vermischtes.

**Stampfbagger mit selbsttätiger Druckluftsteuerung.** An den als Stampfgeräte verwendeten Umbaubaggern von Orenstein & Koppel AG geschehen das selbsttätige Heben und Fallenlassen der Stampfplatte nicht mit mechanischen Mitteln, sondern durch Druckluft, die an diesen Baggern zum Steuern der einzelnen Bewegungen sowieso vorhanden ist.

Am Ausleger ist eine drehbare Stange (I in Abb. 1) angebracht, an die das Gehänge der Stampfplatte stößt, wenn eine gewisse Fallhöhe erreicht ist. Die Lage der Stange ist für verschiedene Fallhöhen innerhalb der üblichen Grenzen einstellbar. Wenn der Baggerführer durch Drehen des Handbügels am Steuerhebel des Führerstandes das Druckluftgetriebe zur Hubtrommel einschaltet, hebt sich die Stampfplatte und drückt am Ende des Hubes die drehbare Stange am Ausleger nach oben. Dadurch wird der Hubkupplungs-Steuerschieber geschlossen. Gleichzeitig öffnet sich der Druckluftzylinder der Hubkupplung, und die Druckluft entweicht rasch durch den großen Querschnitt des vorgeschalteten Drosselventils (Linie a—a,

Abb. 2), so daß die Hubkupplung ausgerückt wird und die Stampfplatte nach unten fällt. Die nachfallende, drehbare Steuerstange am Ausleger öffnet dann den Kupplungssteuerschieber wieder. Die in den Hubkupplungszyklus einströmende Druckluft muß in dem vorgeschalteten Drosselventil den Weg durch den engeren Querschnitt (Linie b—b) nehmen, so daß infolge der geringeren, durchströmenden Luftmenge die Kupplung langsam eingerückt wird. Diese Vorgänge wiederholen sich, bis der Führer den Drehbügel am Steuerhebel zurückdreht und das selbsttätige Stampfen unterbricht.



a—a = Weg der Druckluft beim Entweichen aus dem Kupplungszyklus (großer Querschnitt), b—b = Weg der Druckluft beim Einströmen (kleiner Querschnitt), c = Stellschraube.

Abb. 2. Schnitt durch das vor dem Kupplungszyklus vorgeschaltete Drosselventil.

Der Baggerführer kann aber auch den Hub der Stampfplatte durch Zurückdrehen des Handbügels begrenzen, bevor das Gehänge die drehbare Steuerstange am Ausleger berührt, so daß die Platte aus geringerer Höhe als beim selbsttätigen Stampfen herabfällt. Auf diese Weise lassen sich durch Unterbrechen des selbsttätigen Stampfens auch leichtere Schläge je nach Bedarf zwischendurch ausführen.

R.—

INHALT: Die Kanalisierung des Oberpegels. — Beitrag zur Baugrundforschung. — Vermischtes: Stampfbagger mit selbsttätiger Druckluftsteuerung.

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



I = Steuerstange.  
Abb. 1. Durch Druckluft gesteuertes, selbsttätiges Stampfgerät.