

DER BAUINGENIEUR

21. Jahrgang

5. Juni 1940

Heft 21/22

DAS LUETKENS'SCHE VERFAHREN ZUR HEBUNG UND SENKUNG VON BAUWERKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, „Degebo“, Berlin, und Dr.-Ing. W. Bernatzik, Erdbau-Institut d. Techn. Hochschule Dresden.

DK 624.151

Übersicht: Neuartiges Verfahren zur Hebung und Senkung von Bauwerken. Die Hebung erfolgt durch Einpressen von Sand in eine Bettung unter der Auflagerfuge, die Absenkung durch Ausspülen des Sandes. Erläuterung der physikalischen Grundlagen bei Einpreßarbeiten, Versuche über das Verhalten von Sand beim Einpressen, Modellversuche. Am Schluß wird der Maschinenpark entwickelt, die erste Anwendung beschrieben, bei der ein Kokereiunterbau auf Grube Reden der Saargruben-A.-G. versuchsweise gehoben und wieder abgesenkt wurde. Schlußfolgerungen.

I. Einleitung.

Erleidet ein Gebäude starke Senkungen durch Boden-Setzungen oder durch bergbauliche Einwirkungen, dann zeigt sich manchmal die Notwendigkeit, das Gebäude nachträglich wieder zu heben, um es in seine ursprüngliche Höhenlage zurückzubringen oder zumindest wieder waagrecht zu stellen. Auch sind solche Hebungen wünschenswert, um die zusätzlichen Spannungen auszuschalten, die durch die Verformung des Gebäudes beim Setzungsvorgang im Bauwerk aufgetreten sind. Ein Zurückbringen des Gebäudes auf seine alte Höhenlage oder ein Ausgleichen der Setzungen stellt dann im Gebäude seinen ursprünglichen Spannungszustand wieder her.

Man hat bereits öfters Gebäude kleineren Umfangs derart ausgebildet, daß man nachträglich eine Hebung mit hydraulischen Pressen vornehmen konnte. Dies ließ sich aber im allgemeinen nur mit ziemlich großem Kostenaufwand einrichten, und auch nur dann, wenn die anfallenden Lasten in einzelnen Pfeilern zusammengefaßt werden konnten. Das klassische Beispiel einer derartigen Gründung ist der Eiffelturm in Paris, bei dem ein Eckpfeiler fest und die anderen drei auf hydraulischen Pressen gegründet sind. Auch Kohlentürme wurden bereits derartig ausgebildet, daß nachträglich Pressen zum Anheben des Bauwerks angesetzt werden konnten.

Das L u e t k e n s'sche Hebungsverfahren geht von einem anderen Grundsatz aus. Dr.-Ing. O. Luetkens, Dortmund, hatte den Gedanken gefaßt, Gebäude dadurch zu heben, daß man Sand mit Hilfe von Wasser in die Auflagerfuge unter die Fundamente einpreßt. Es ist aus der Technik der Zementeinpressung her bekannt, daß insbesondere bei ausgesprochener geologischer Schichtung manchmal ein Abheben der oberen Bodenschichten eintritt. Es bildet sich im Boden eine Zementlinse, die immer stärker und stärker wird, so daß Fälle bekannt sind, bei denen Hebungen bis zu 60 cm eintraten, ehe die Ausführenden sich über den Vorgang Rechenschaft gaben. Es ist ein naheliegender Gedanke, diese in der Technik der Zementeinpressung meist unbeabsichtigte und unerwünschte Erscheinung zur Hebung von Gebäuden heranzuziehen. Überschlägt man nämlich den Druck, der bei den Zementeinpressungen angewandt wird (man geht heute oft bis zu 120, ja bis zu 300 atü), so sieht man, daß man ein ganzes Gebirgsmassiv anzuheben imstande wäre, vorausgesetzt, daß der Flüssigkeitsdruck im Innern des Bodens sich auf eine genügend große Fläche auswirken kann.

Das Einpressen von Sand unter die Fundamente sollte nach der Luetkens'schen Idee nicht nur zum Anheben von Gebäuden verwendet werden. Es sollte auch möglich sein, bereits angehobene Gebäude bei Bedarf nachträglich durch Ausspülen des Sandes wieder zu senken. Der letztere Vorgang ist notwendig, wenn es sich um sehr große Senkungen handelt. Ist nämlich eine ganze

Industrieanlage durch Bergschäden abgesunken, so genügt es meistens, die Gebäudeteile, die untereinander in Verbindung stehen, auf ihre relative Höhenlage zurückzubringen. Da sich infolge des Bergbaues manchmal Setzungen von 6—8 m einstellen, wäre die Spanne zum Anheben allein zu groß. Es genügt, die Gebäude jeweils immer wieder waagrecht zu stellen und auf ihre relative Höhenlage zu bringen, solange die Welle der bergbaulichen Einwirkungen unter der Anlage hindurchwandert. Dazu ist es notwendig, daß manche Gebäudeteile gehoben, andere wieder abgesenkt werden können.

Die nachstehenden Ausführungen haben den Zweck, die durchgeführten Untersuchungen und gemachten Erwägungen sowie die praktische Durchbildung der Öffentlichkeit bekannt zu geben und gleichzeitig über die erste Anwendung dieses vielversprechenden Verfahrens zu berichten. Die Untersuchungen wurden im Auftrage der Saargruben A.-G. von den Verfassern im Laboratorium der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik („Degebo“), Berlin, vorgenommen. Die Verfasser haben auch in Zusammenarbeit mit Dr. Luetkens einen maßgebenden Einfluß auf die Ausbildung des Geräte- und Maschinenparkes sowie auf die unten beschriebene erstmalige Anwendung einschließlich der konstruktiven Ausbildung des Gebäudes genommen.

II. Physikalische Grundlagen und ihre Klärung durch Vorversuche.

a) Grundlegendes über Einpressungsarbeiten.

Man muß zwei Gruppen von Einpressungen unterscheiden:

1. Die chemischen Einpressungen, bei welchen im allgemeinen mit reinen Flüssigkeiten gearbeitet wird. Bei diesen Arbeiten gelten für die Flüssigkeitsströmungen, die sich während der Arbeit im Boden einstellen, die normalen hydraulischen Gesetze für Grundwasserströmungen, wobei allerdings auf die Viscosität der verwendeten Flüssigkeiten Rücksicht zu nehmen ist.

2. Die Zementeinpressungen, bei welchen mit einer Suspension (z. B. Zementmilch) gearbeitet wird, so daß man zwischen festen und flüssigen Anteilen unterscheiden muß.

Hier überlagern sich zwei voneinander verschiedene Erscheinungen: Das Wasser allein gehorcht, wie oben, den hydraulischen Gesetzen. Dagegen besitzen die Zementkörner eine der Korngröße zugeordnete Sinkgeschwindigkeit; sie folgen daher nur ungefähr dem Verlauf der Stromfäden, und dies auch nur solange, als sie nicht auf Öffnungen stoßen, durch die sie nicht hindurch können. Im letzteren Falle werden die Zementkörner filterartig an der Wand der im Boden oder im Mauerwerk befindlichen Hohlräume abgelagert, während das Wasser durch diesen noch frischen und daher durchlässigen Zement nach außen abströmt.

Außerdem sind noch gewisse chemische und kolloidchemische Vorgänge von Einfluß: Der Zement überzieht sich bei Berührung mit Wasser mit einer Gelhülle, welche den Zementkörnern eine gewisse Klebkraft verleiht, ähnlich wie wenn man gestoßene Gelatine in Wasser legen würde. Die Gelhüllen fließen bei gegenseitiger Berührung mit dem Fortschreiten des Abbindeprozesses ineinander über, so daß die Festigkeit der ganzen Masse ansteigt, während ihre Durchlässigkeit sinkt.

Je dichter sich der Zement im Boden abgelagert, umso rascher

und intensiver ist der Vorgang, da um so weniger Wasser aufgesaugt werden muß. Da aber das überschüssige Wasser durch die frische Zementablagerung, solange sie noch durchlässig ist, abfiltern kann, kann man selbst mit sehr verdünnter Zementmilch, z. B. 50 oder sogar 12,5 kg Zement auf 100 Liter Wasser im Boden noch eine sehr feste und dichte Ablagerung von Zement erzeugen.

Wird in den Boden oder in das Mauerwerk Zementmilch eingepreßt, dann stellt sich ganz zu Anfang, auch wenn der Zement dem Wasser nicht überall hin folgen kann, eine rein hydraulische Flüssigkeitsströmung in den Hohlräumen und Poren des Bodens ein. Sind die Hohlräume von sehr dichtem Material umgeben, so daß das Wasser nicht rasch genug abfließen kann, dann steigt der Druck an der Pumpe bis zu dem Augenblick an, in dem der Boden nach der Richtung des schwächsten Widerstandes hin gesprengt wird. Hat man es mit ausgeprägter waagerechter Schichtung zu tun, dann bilden sich diese Sprengfugen vorzugsweise dicht unter wasserundurchlässigen Schichten, die durch den Flüssigkeitsdruck von unten her abgehoben werden.

Es besteht nun ein grundlegender Unterschied zwischen dem Verhalten einer Zementsuspension und einem Sandwassergemisch. Dieser Unterschied besteht in der Klebkraft der Körner beim Zement, welche beim Sand fehlt. Der Sand wird sich daher nach Ablagerung, wenn die Strömungsverhältnisse sich ändern, leicht wieder in Bewegung setzen und weggeschwemmt werden, während der Zement dies nur im ersten Anfang des Abbindevorganges tun kann.

b) Einpressung von Sandwassergemisch.

Um den Unterschied zwischen den beiden Materialien vor Augen zu führen, wurden Modellversuche vorgenommen.

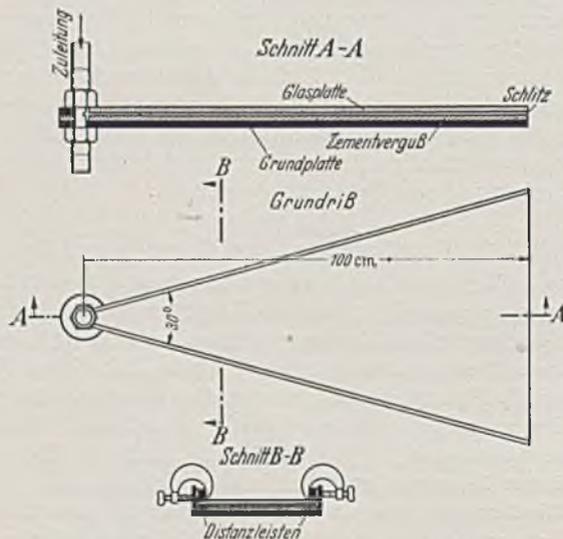


Abb. 1. Versuchsanordnung zur Beobachtung der Strömung von Zementmilch bzw. Sand-Wasser-Gemisch in einem engen Schlitz.

Abb. 1 zeigt die Versuchseinrichtung. Es handelt sich um einen Sektor mit einem Scheitelwinkel von 30° , an dessen Scheitel das Rohr angeschlossen ist, durch das die Suspension eingeführt wird. Es ist dies also nichts anderes als ein Teil einer horizontalen Lagerfuge, in welche ein Rohr einmündet, so daß sich die Strömung beim Einpreßvorgang radial von dem Rohr nach außen hin einstellt. Die Bodenplatte des Sektors bestand aus starkem Blech. Auf diese Platte wurde eine entsprechend zugeschnittene Glasplatte gelegt und der Hohlraum zwischen Blech und Glas mit Zementmilch vergossen. Dann wurde die Glasplatte abgehoben, zwei Distanzbleche zwischengelegt und die Platte wieder befestigt. Die Fuge zwischen Glas und Zement war daher durchgehend von der gleichen Stärke. Diese Fuge mündete mit einem Schlitz in das Zuleitungsrohr.

Durch diesen Apparat wurde zuerst Zementmilch durchgeschickt. Der Blick von oben ist in Abb. 2 festgehalten. Es zeigt sich, daß der größte Teil der Durchflußfläche sich mit Zement

gefüllt hat, der durch den auftretenden Druck langsam eine immer dichtere Lagerung annimmt (s. Bereich a). Die noch vorhandenen Hohlräume unter der Glasplatte füllen sich dann mit kolloidalen

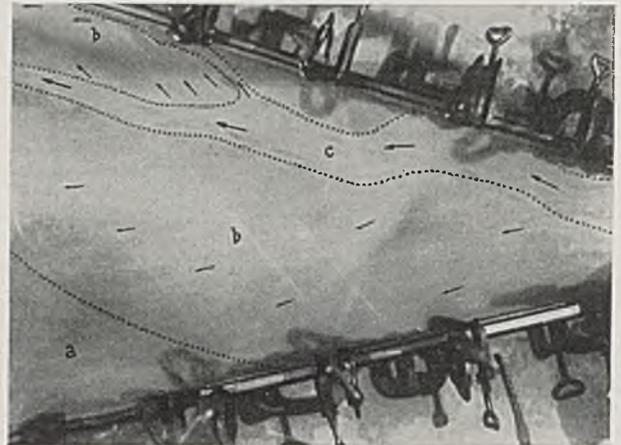


Abb. 2. Strömung von Zementmilch durch einen engen Schlitz.

Feinteilen aus dem Zement, der eine wesentlich lichtere Farbe besitzt (s. Bereich b); dazwischen bleibt ein mäanderförmiger Durchflußkanal (Bereich c), der sich im Laufe der Zeit langsam schließt, bis die ganze Fuge mit Zement gefüllt ist.

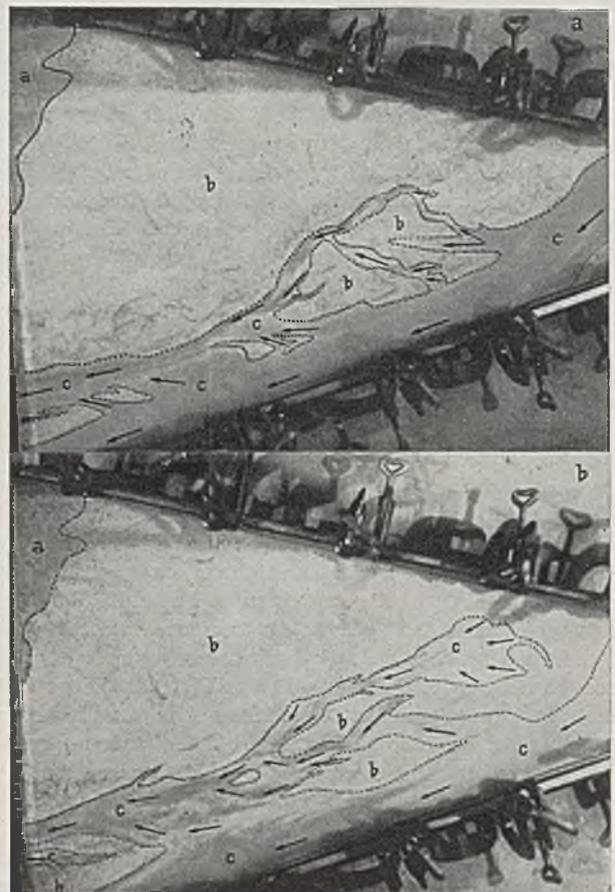


Abb. 3. a Strömung eines Sand-Wasser-Gemisches durch einen engen Schlitz. b Ausbildung neuer Durchflußwege durch Erosion nach Steigerung des Einpreßdruckes.

Im Gegensatz zu diesem Versuch zeigt Abb. 3a und b denselben Vorgang bei Einpressung von Sandsuspension. Es wurde reiner weißer Quarzsand mit einer Korngröße von $0,2-0,6 \text{ mm } \varnothing$ verwendet. Auch hier zeigt sich ein sofortiges Zuschlämmen des größten Teiles des Hohlräumens (Bereich b). Der Bereich a wurde davon nicht erfaßt und blieb leer. Durch diesen Sand hindurch

filtriert ganz langsam Wasser nach außen, während die Hauptströmung sich abermals in einem mäandrierenden Kanal (Bereich c) ausbildet. Im Gegensatz zum Zement schließt sich dieser Kanal aber nicht, sondern es bildet sich ein stationärer Zustand aus; denn das Schließen des Kanals ist beim Zement auf die Klebkraft der Körner zurückzuführen, die beim Sand fehlt.

Wird der Einpreßdruck gesteigert (s. Abb. 3b), dann gerät ein Teil des Sandes wieder in Bewegung. Es bilden sich neue Kanäle durch rückschreitende Erosion, bis ein größerer Durchflußquerschnitt zur Verfügung steht. Man kann also sagen, daß in dem abgelagerten Sand sich immer nach einer gewissen Zeit ein Durchflußkanal ausbildet, dessen Querschnitt dem Einpreßdruck, d. h. der zugeführten Suspensionsmenge zugeordnet ist.

Diese Erscheinung spielt für die praktische Anwendung des Verfahrens eine wesentliche Rolle. Hat man es nämlich mit einer allseits begrenzten Grundfläche zu tun, unter die von einem Punkt aus die Sandsuspension in die hohle Lagerfuge eingepreßt wird, während das überschüssige Wasser am Umfang abfiltriert, dann kann von einer eigentlichen Reichweite der Injektion nicht gesprochen werden. Der Durchflußkanal wird sich vielmehr infolge Ablagerung des Sandes solange fortsetzen, bis er an eine der seitlichen Begrenzungen stößt. Dann wird durch die nun eintretende Druckerhöhung der Kanal an der schwächsten Stelle seitlich aufbrechen, sich nach dieser Richtung hin abermals verlängern usw., bis der ganze Hohlraum unter der Grundfläche mit Sand gefüllt ist. Voraussetzung dabei ist, daß das Gewicht des Gebäudes, das auf der Grundrißfläche ruht, groß genug ist um den Druck auszuhalten, ohne abgehoben zu werden. Man wird im praktischen Falle natürlich eine größere Anzahl Einpreßstellen anordnen, um einen unnötigen Einpreßdruck zu vermeiden. Es ist also möglich, selbst ausgedehntere Hohlräume von einer einzigen Stelle aus voll mit Sand zu füllen.

c) Böschungswinkel des abgelagerten Sandes.

Für die Vorgänge beim Einpressen und Ausspülen ist es notwendig, sich ein Bild über die Art und Weise zu machen, wie der Sand sich unter der Wirkung einer Grundwasserströmung absetzt.

Es ist dies nichts anderes als ein Problem der Stabilität. Wenn die Rankine'sche Theorie über den Gleichgewichtszustand einer Sandböschung Aufklärung gibt, so gelten die Ergebnisse unter der Voraussetzung, daß die Sandmasse nur unter der Wirkung des Eigengewichts steht, nicht aber unter der einer Grundwasserströmung. Die Theorie des Grundbruchs von Terzaghi¹ klärt andererseits die Wirkung einer Grundwasserströmung auf die Stabilität eines Sandes, aber nur für einen Fall, wenn nämlich die Strömung lotrecht nach oben gerichtet ist. Um ein allgemeines Gesetz zu finden, wurde eine besondere Versuchsserie vorgenommen, über deren Ergebnisse an anderen Stellen genauer berichtet werden soll.

Denkt man sich eine Sandprobe nach Abb. 4 in einem rechteckigen Kasten eingefüllt und schickt man durch diesen Sand einen Grundwasserstrom von unten nach oben, dann schwimmt der Sand bei Erreichung des kritischen Gefälles nach oben auf, denn

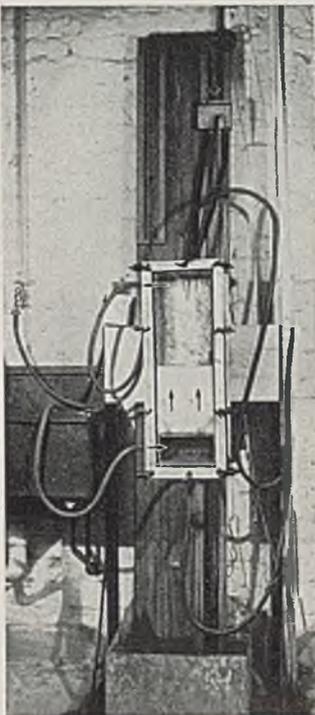


Abb. 4. Versuchseinrichtung zur Bestimmung des Durchströmungsgefälles in Abhängigkeit der Böschungsneigung.

¹ Terzaghi Erdbaumechanik, Wien 1925.

das Wasser erfährt auf seinem Wege durch den Sand einen Druckverlust, der durch das Gewicht des Sandes aufgenommen werden muß. Bei Überschreiten des „kritischen“ Gefälles wird der Sand scheinbar gewichtslos, was zum Bruch der Sandmasse führt. Diese Erscheinung wird, wie oben gesagt, als „Grundbruch“ bezeichnet.

Neigt man nun vor Aufbringen des Grundwassergefälles den ganzen Sandbehälter, dann ist die die freie Oberfläche bildende Böschung weniger stabil als die waagerechte Oberfläche. Es genügt daher bereits ein geringeres Gefälle als das obengenannte „kritische“, um den Sand zum Abgleiten zu bringen. Einen Grenzfall stellt der natürliche Böschungswinkel des Sandes unter Wasser dar, bei dem die Sandböschung überhaupt kein Grundwassergefälle mehr aufzunehmen imstande ist.

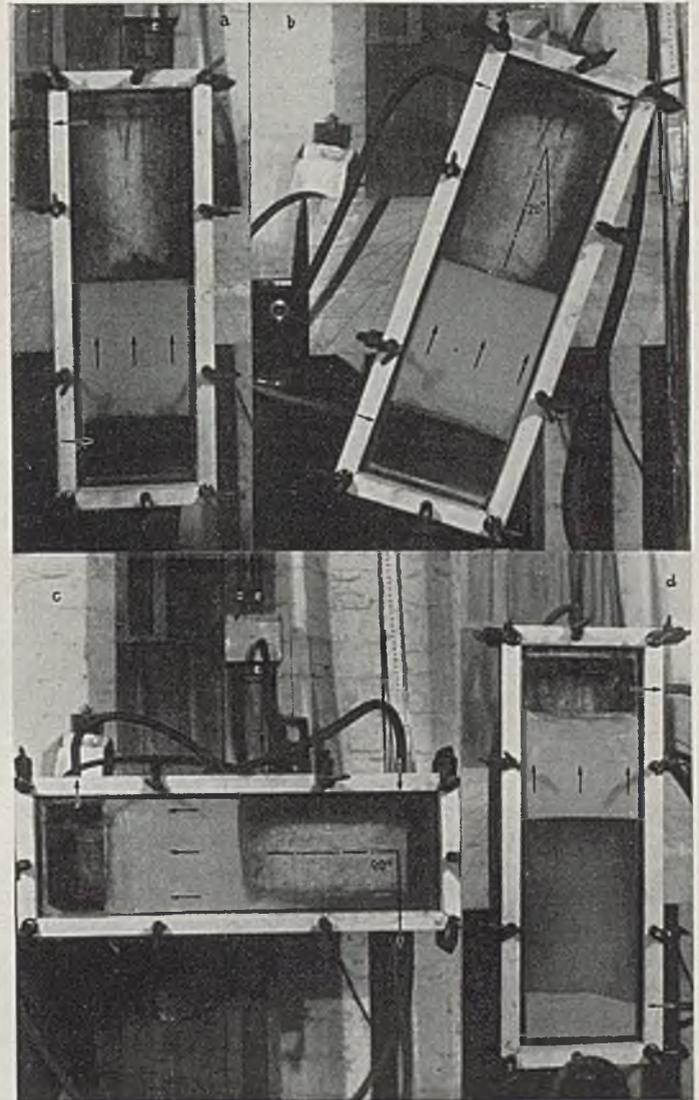


Abb. 5. Grenzfälle der Stabilität einer Sandböschung.

a Waagerechte Sandoberfläche (Grundbruch), b Böschung von 20° (Abgleiten der Böschung), c Böschung von 90° (Abrieseln der Sandkörner), d Böschung von 180° (Abrieseln der Sandkörner).

Umgekehrt kann, wenn man Wasser in die Sandböschung eintreten läßt bzw. das Gefälle negativ einsetzt, eine steilere Böschung als die natürliche möglich werden, so daß man als Grenzfall zu der waagrecht überhängenden Böschung gelangt, bei welcher der Sand durch den Strömungsdruck nach oben gepreßt wird². Die vier verschiedenen Fälle sind in den Abb. 5a—d wiedergegeben. Es kann also zusammenfassend gesagt werden, daß zu jeder Böschung ein Durchströmungsgefälle zugeordnet ist, bei welchem die Sandböschung eben noch stabil bleibt.

Man sieht, daß beim Einpreßvorgang — je nach der Lage der Strömungsfäden — der Sand unter jeder geeigneten Böschung

² Bernatzik, Beitrag zur Frage der unterirdischen Erosion im Sande. Deutsche Wasserwirtschaft 33 (1938) S. 72.

standfest bleiben kann, wenn die Druckverhältnisse sich nicht ändern. Erst wenn die Zufuhr geschlossen wird, so daß die Strömung des Grundwassers aussetzt, rutschen diese Böschungen ein, um den natürlichen Böschungswinkel des Sandes unter Wasser anzunehmen.

Auf diese Umstände muß bei Durchführung der Einpreßarbeiten Wert gelegt werden, denn es ist nicht gleichgültig, nach welcher Richtung und an welcher Stelle man bei dem anzuhebenden Gebäude das überschüssige Wasser der Sandsuspension austreten läßt. Ordnet man z. B. unter dem Fundament einen Filter an und läßt das überschüssige Wasser nach unten austreten, dann werden die Sandböschungen steiler werden. Gleichzeitig wird aber die Sandsuspension auf ihrem Wege einen Teil ihres Wassers durch Versickerung verlieren, so daß der Sand in einer gewissen Entfernung von der Einpreßstelle zum Stillstand kommt.

Läßt man dagegen das Wasser nach oben austreten, indem man eine größere Anzahl Löcher durch das Fundament mit Filtern versieht, dann wird der Sand flachere Böschungen annehmen, aber sich dafür von unten her überhängend an die Filter anlegen, um nach Einstellen des Einpressens abzustürzen. Die Reichweite der Sandströmung muß bis zu den Austrittsstellen des Wassers reichen, und man kann mit zeitweisem Schließen einiger dieser Löcher einen gewissen Einfluß auf die Richtung der Sandströmung nehmen.

d) Modellversuche zum Hebungsvorgang und hydraulische Grundlagen des Verfahrens.

Zur Klärung der Vorgänge beim Einpressen unter die Fundamentplatte wurden folgende Modellversuche durchgeführt: In einem Sandkasten von ca. 60 x 40 cm Grundfläche wurde etwa 15 cm Sand eingefüllt und waagrecht abgeglichen. Unter dem Sand befand sich eine Filterschicht aus größerem Material. Dann wurde der Sand mit einer Glasplatte abgedeckt, die in regelmäßigen Abständen durchlocht war. In die Löcher wurden mit durchbohrten Gummipfropfen Glasröhren eingesetzt und ein Sandwassergemisch eingepreßt.

Mit Hilfe dieser Apparatur konnten die verschiedenen Arbeitsweisen klar vor Augen geführt werden. Wenn die Glasplatte an ihrem Umfange wasserdicht abgeschlossen war, konnte sie auch mit einer Auflast von Bleigewichten mühelos durch den hydraulischen Druck angehoben werden. Der sich unter der Platte bildende, mit Wasser gefüllte Raum konnte dann mit Sand zugeschlämmt werden, wenn man von einem gewissen Moment das Heben der Glasplatte durch Ableiten des überschüssigen Wassers nach unten durch den Filter einstellte, so daß sie ihre Höhenlage beibehielt. Durch abwechselndes Einspritzen der Sandsuspension in die verschiedenen Löcher konnte ein vollständiges Zuschlämmen des Hohlraumes erreicht werden.

Die statischen Verhältnisse bei diesem Vorgang sind klar. Auf die Fundamentplatte wirkt von unten her überall der Flüssigkeitsdruck, ähnlich wie auf den Kolben einer hydraulischen Presse. Das Zuschlämmen ist vom Vorgang des Hebens praktisch getrennt. Dabei ist allerdings zu bemerken, daß im Augenblick, wo man das Wasser aus dem Filter austreten läßt, die Reichweite der Sandeinpressung, wie oben gesagt, begrenzt ist, so daß manchmal ein nahezu schlagartiges Schließen der Zuleitung mit Sand erfolgt. Dies geschieht, wenn der von der Einpreßstelle erreichbare Teil des Hohlraumes bereits mit Sand gefüllt ist. Im praktischen Falle wird man daher an der Zuleitung ein Sicherheitsventil anordnen, um ein Überlasten der Pumpe zu vermeiden.

Die bisher beschriebene Arbeitsweise ist nur möglich, wenn der Umfang der Fundamentfläche praktisch wasserdicht ist. Da dies im voraus nicht gewährleistet werden konnte und mit einem starken Wasserverlust gerechnet werden mußte, war auch noch eine andere Methode der Hebung zu untersuchen.

Läßt man im Gegensatz zu oben das Wasser an der Peripherie austreten, welches in der Mitte der Platte in einem oder mehreren Bohrlöchern zugeführt wird, dann bildet sich eine Grundwasserströmung, d. h. ein dynamischer Vorgang in der Sandschicht aus, die die Umkehrung der Verhältnisse bei einem arte-

sischen Brunnen darstellt; mit anderen Worten, statt aus einem artesischen Brunnen Wasser abzupumpen, wird Wasser zugeführt. Auch hier stellt sich die rechnerische Begründung äußerst einfach:

Ist r_0 = der Radius des Einpreßrohres bzw. des Kreises, auf dem die Einpreßrohre angeordnet sind,

R = der Radius der Fundamentfläche,

d = die Mächtigkeit der Sandschicht,

h_0 = der Einpreßdruck (Höhe der Flüssigkeitssäule),

h = der hydraulische Druck im Innern der Sandschicht in der Entfernung r vom Mittelpunkt,

Q = die zuströmende Wassermenge,

k = die Durchlässigkeit des Sandes,

P = das Gewicht des Gebäudes,

dann stellt sich nach Abb. 6 die Rechnung wie folgt:

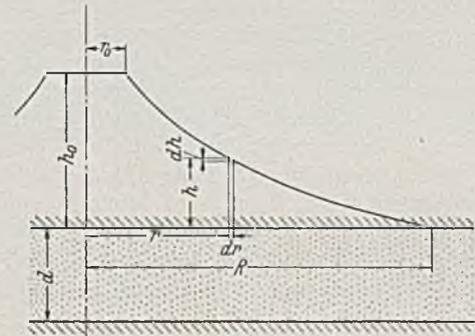


Abb. 6. Spannungskörper unter dem Fundament beim dynamischen Anheben.

$$Q = k \cdot 2 \pi r \left(- \frac{dh}{dr} \right) \cdot d \quad \frac{Q}{2 \pi d k} \cdot \frac{dr}{r} = - dh,$$

daher nach Integration

$$\frac{Q}{2 \pi d k} \cdot \ln r = - h + c.$$

Für $r = R$ wird $h = 0$, daher

$$h = \frac{Q}{2 \pi d k} (\ln R - \ln r).$$

Der Einpreßdruck ist daher:

$$h_0 = \frac{Q}{2 \pi d k} \ln \left(\frac{R}{r_0} \right).$$

Zum Anheben muß der Inhalt des Spannungskörpers gleich werden dem Gewicht des Gebäudes. Daher ist:

$$P = \int_{r_0}^R 2 \pi r h dr + r_0^2 \pi h_0 = \frac{Q}{k \cdot d} \left[\ln R \int_{r_0}^R r dr - \int_{r_0}^R r \ln r dr + \frac{r_0^2}{2} \ln \frac{R}{r_0} \right].$$

Nun ist:

$$\int_{r_0}^R r dr = \frac{R^2}{2} - \frac{r_0^2}{2} \quad \text{und}$$

$$\int_{r_0}^R r \ln r dr = \frac{R^2}{2} \ln R - \frac{R^2}{4} - \frac{r_0^2}{2} \ln r_0 + \frac{r_0^2}{4}.$$

Daher ergibt sich:

$$P = \frac{Q}{k d} \cdot \frac{R^2 - r_0^2}{2}.$$

Die nötige Pumpenleistung zum Anheben des Gebäudes ist:

$$Q = \frac{4 P \cdot k d}{R^2 - r_0^2},$$

und der nötige Einpreßdruck ist wie oben angegeben:

$$h_0 = \frac{Q}{2 \pi k d} \ln \frac{R}{r_0} = \frac{2 P}{\pi (R^2 - r_0^2)} \cdot \ln \frac{R}{r_0}$$

und daher unabhängig von der Durchlässigkeit der Sandbettung. Die obige Gleichung für Q ist nichts anderes als die umge-

kehrte Brunnen-Gleichung, aus der sich der Spannungskörper des strömenden Wassers unter der Fundamentplatte mühelos errechnen läßt.

Der Inhalt des Spannungskörpers muß gleich groß sein dem Gewicht des Gebäudes, damit eine Hebung erfolgen kann. Im Augenblick, wo die Fundamentplatte sich zu heben beginnt, bildet sich in der Lagerfuge eine starke Konzentration der Stromfäden und damit eine erhöhte Wasserzufuhr, wenn der Druck auf der gleichen Höhe belassen wird. In diesem Augenblick wird mit dem Einspülen des Sandes begonnen, der radial nach außen gespült wird und sich außen an die dort angeordneten Filter anlegt. Der in der Mitte verbleibende Hohlraum kann dann in aller Ruhe, wie oben beschrieben, zugeschlämmt werden.

c) Modellversuche zum Absenken.

Um ein bereits gehobenes Gebäude wieder absenken zu können, muß der Sand, möglichst gleichmäßig verteilt, wieder herausgespült werden. Dieser Vorgang wurde ebenfalls in dem oben beschriebenen Sandkasten untersucht. Der einfachste Weg ist der folgende:

Wird von unten her in die Drainage Wasser eingepreßt und oben durch die Löcher der Fundamentplatte abgelassen, dann stellt sich in jedem Loch eine bestimmte Austrittsgeschwindigkeit ein. Führt man nun in dieses Loch ein dünnes Rohr ein, welches gegen die Lochwandung abgedichtet ist, so kann man je nach dem Durchmesser des Rohres dem auströmenden Wasser praktisch jede beliebige Geschwindigkeit erteilen. Man kann daher diese Rohre derart bemessen, daß die Geschwindigkeit des Wassers größer wird als die Sinkgeschwindigkeit der Sandkörner. Drückt man nun dieses Rohr langsam hinunter, dann wird der Sand hochgerissen, und es bildet sich ein kegelförmiger Hohlraum um das Rohr aus, dessen Scheitel mit dem Ende des Rohres zusammenfällt. Durch geschickte Ausbildung des Rohres kann man es erreichen, daß das Rohr sich von selbst hindurchfrißt, um in einer bestimmten Tiefe haltzumachen.

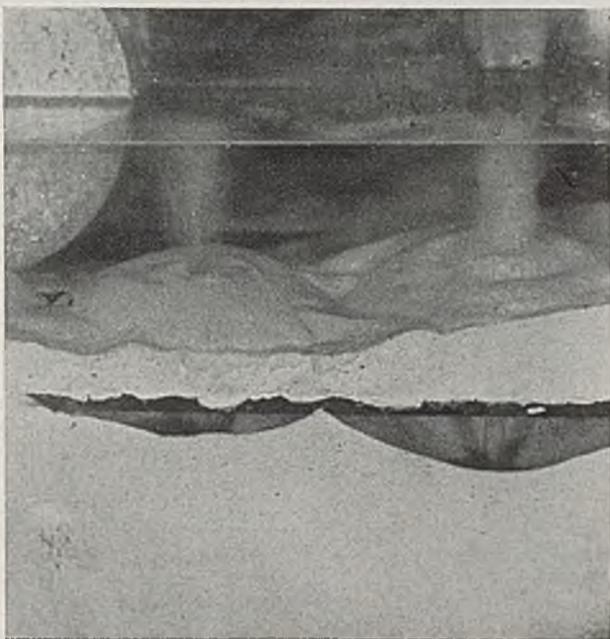


Abb. 7. Ausspülen des Sandes unter der Fundamentplatte.

Das Ausspülen des Sandes nach der obenbeschriebenen Weise ist in Abb. 7 festgehalten. Zur Sichtbarmachung wurde die Glasplatte überflutet und die Rohre ganz kurz gehalten. Man sieht deutlich das Hochschlänmen des Sandes wie eine Rauchwolke und den darunter liegenden kegelförmigen Hohlraum. Um ein Ablagern des Sandes auf der Fundamentplatte und ein Überfluten derselben zu verhindern, kann dieses hochgewirbelte Sandwassergemisch auch sofort mit Hilfe von Schläuchen abtransportiert

werden. Dieser Vorgang ist in Abb. 8a und b wiedergegeben. Auf diese Weise ist es möglich, unter jedem Loch einen Hohlraum zu schaffen, dessen Größe durch die Eindringungstiefe der Lanze kontrolliert werden kann. Man kann daher gleichmäßig unter dem

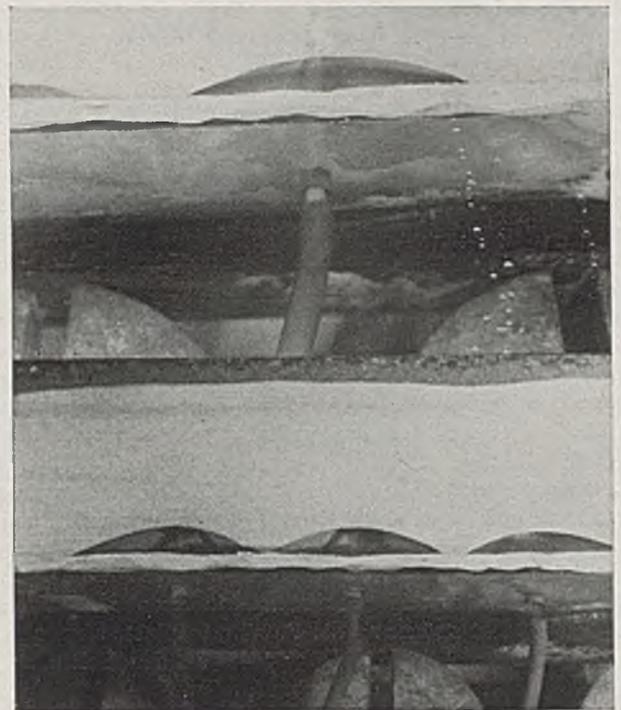


Abb. 8. Wirkungsweise der Spüllanzen bei gleichzeitigem Ableiten des ausgespülten Sandes.

a Gesamtansicht, b Teilansicht.

ganzen Gebäude derartige kegelförmige Hohlräume anordnen und dieselben solange wachsen lassen, bis die Fundamentpressung die dazwischen liegenden Sandrippen langsam zerdrückt, so daß das Gebäude absinkt. Die Böschungen der kegelförmigen Hohlräume sind durch den nach aufwärts gerichteten Grundwasserstrom flacher als der natürliche Böschungswinkel, so daß bei Absperren der Wasserzufuhr sämtliche Sandböschungen mit einem Schlage stabil werden.

Ist das Gebäude auf die gewünschte Tiefe abgesunken, dann werden die verbleibenden Hohlräume nach dem oben beschriebenen Verfahren wieder mit Sand zugeschlämmt, und der Vorgang ist beendet.

f) Schlußfolgerungen.

Die bisherigen Versuche haben gezeigt, daß eine Hebung und eine Wiederabsenkung eines Gebäudes mit Hilfe von Sandeinpressung durchaus möglich ist. Bei diesen Vorgängen übernimmt der Wasserdruck die Arbeit des Hebens, während der Sand nur als Füllmittel zum Ausfüllen der Hohlräume dient. Es kann bei geschickter Arbeitsweise jederzeit garantiert werden, daß am Ende alle Hohlräume gänzlich mit Sand gefüllt sind, so daß die Fundamentpressung nach der Arbeit praktisch eine gleichförmige ist.

Dies gilt auch für das Wiederabsenken, nur muß die Fundamentplatte eine gewisse Steifigkeit haben, um die ausgespülten Hohlräume überbrücken zu können. Im praktischen Falle werden die Ausspülöffnungen natürlich so angelegt werden, daß die Stützen oberhalb der sich bildenden Sandrippen stehen (also Öffnung in Feldmitte).

Bei der Anhebung stellt sich die Frage, ob man den Umfang der Fundamentplatte nach außen zu wasserdicht abschließen kann oder nicht. Ist eine derartige wasserdichte Abschließung möglich, dann kann die Hebung des Gebäudes einzig und allein auf hydrostatischem Wege erfolgen, so daß die Fundamentplatte fast dem Kolben einer hydraulischen Presse gleichzusetzen ist.

Ist eine derartige wasserdichte Ausbildung nicht möglich, dann muß mit dem hydrodynamischen Verfahren gearbeitet wer-

den, bei dem der Wasserdruck bis zum Rande der Platte auf Null fällt. Nach Abb. 6 ist für ein derartiges Verfahren ein wesentlich größerer Pumpendruck, verbunden mit einer höheren Pumpleistung, notwendig. Da derartige Maschinen schwer im Handel erhältlich sind, wurde bei der ersten Anwendung des Verfahrens auf die wasserdichte Ausbildung der Umfassung der Lagerfuge besonderer Wert gelegt.

III. Bauliche Ausbildung der Gründung und der Vorrichtung zum Heben und Senken.

Wie oben ausgeführt, ist der Vorgang des Hebens auf hydrostatischem Wege wesentlich einfacher durchzuführen als auf hydrodynamischen Wege. Man wird daher auf die wasserdichte Abschließung der Umfassung an der Fundamentplatte besonderen Wert legen. In Verfolg dieses Gedankens kommt man dazu, dem Fundament die Form eines Caissons zu geben, d. h. man führt am Umfang entweder eine Eisenbetonschürze oder eine Spundwand ein, die mit dem Fundament verbunden ist und beim Hebungsvorgang mit nach oben geht (s. Abb. 10). Die Länge dieser Schürze errechnet sich je nach der Art des Untergrundes aus der Bedingung, daß

1. das eingepreßte Wasser nicht um die Schürze herum nach oben strömen und dabei einen Grundbruch verursachen kann,
2. daß der Wasserdruck von innen auf die Schürze mit genügender Sicherheit vom außenwirkenden passiven Erddruck aufgenommen werden kann. Bei Ausbildung in Eisenbeton kann auch die Schürze als Kragträger an die Fundamentplatte angeschlossen werden. Um übermäßige Reibungskräfte an den Ecken zu vermeiden, empfiehlt es sich, diese abzurunden.

Zwecks gleichmäßiger Verteilung des Wasserdruckes wird unter einem Fundament eine niedrige Sandbettung angeordnet, welche auf einer größeren Filterschicht ruht. Diese Filterschicht ist mit einer Drainageleitung versehen, die mit einem Teleskoprohr nach oben durch das Fundament geführt wird.

Die Schürze wird nach außen mit einer stärkeren geklebten Isolierschicht versehen, damit die Bewegungsfugen auch während des Hochgleitens, das ja sehr langsam geschieht, möglichst wasserdicht bleiben. Es wird dadurch auch eine Schmierung erzeugt. Auf diese Weise soll jeder Wasserverlust vermieden werden, damit sich keine konzentrierten Wasseradern bilden, welche zu einer rückschreitenden Erosion führen könnten. Deshalb empfiehlt es sich auch, das gesamte Sandpolster einschließlich des Filters und der Drainage mit Isoliermaterial zu umgeben, so daß dem Wasser nach allen Richtungen der Weg versperrt wird. Dies geschieht, indem zuerst auf einen Unterbeton die Isolierschicht aufgebracht und seitlich hochgezogen wird. Dann wird erst Drainage, Filter und Sandbettung eingebracht. Nach Abgleichen der Oberfläche wird das Ganze nochmals mit Isoliermaterial abgedeckt und dann die Fundamentplatte betoniert. Damit ist insbesondere vermieden, daß Wasserverluste nach unten in die Klüfte des Bodens eintreten.

Die Einpreßöffnungen führen von oben durch die Fundamentplatte hindurch, durchqueren die obere Isolierung des Sandpolsters und münden direkt in die Sandbettungen aus. Soll das Gebäude ohne vorheriges Heben gleich zu Beginn abgesenkt werden, dann muß unter der Schneide der Schürze ein entsprechender Hohlraum belassen werden, in den die Schneide der Schürze sich eindrücken kann. Dies kann in Gestalt einer sehr schwachen zusammendrückbaren Schalung erfolgen, die beim Absenken des Gebäudes zerdrückt wird.

Die Mächtigkeit des Sandpolsters hängt gegebenenfalls davon ab, ob das Gebäude erst gehoben oder gleich gesenkt werden soll. Man wird es so einrichten, daß in der Tiefstlage des Gebäudes noch etwa 50 cm Bettungssand zur Verfügung steht. Der Sand muß rein und durchlässig sein, damit örtlich kein Zuschlämmen oder Verstopfen der Drainage erfolgt und damit sich der Druck unter der Platte möglichst rasch einstellen kann. Die Entfernung der Einpreßöffnungen ist im wesentlichen aus der Tiefe gegeben, bis zu welcher die Spüllanzen eingeführt werden müssen, um das Gebäude zu senken.

Zeigt sich im Zuge der Arbeit, daß die wasserdichte Ausführung an der Umfassung nicht gelungen ist, dann kann noch jederzeit auf den hydrodynamischen Vorgang übergegangen werden: Man spült in diesem Falle aus den Einpreßlöchern an der Peripherie eine größere Menge Sand aus und ersetzt diesen durch größeres Material, welches als Filter wirkt. Auch in die Einpreßlöcher selbst wird grober Kies eingebracht. Es kann nun mit dem Einpressen in der Mitte der Platte begonnen werden, wobei alle Einpreßöffnungen bis auf die am Umfang gelegenen geschlossen sind. Bei diesem Vorgang ist eine größere Steifigkeit der Platte notwendig. Der sich bildende Spannungskörper kann dann an den Manometern der geschlossenen Einpreßöffnungen nachkontrolliert werden. Auf diese Weise ist es auch möglich, das Fundament einseitig anzuheben, indem man die Wasserzufuhr exzentrisch vornimmt.

Die bisher beschriebenen Maßnahmen sind natürlich nur anwendbar, wenn das Gebäude erst gebaut wird und wenn man bereits von vornherein mit der Notwendigkeit einer Hebung rechnet. Anders ist es, wenn das Gebäude bereits steht und sich nachträglich die Notwendigkeit einer Hebung ergibt. In diesem Falle ist es natürlich nicht möglich, das Fundament nachträglich caissonartig auszubilden bzw. unter das Fundament Sandbettungen einzubringen. Man wird sich darauf beschränken, die Fundamentplatte mit einer Spundwand zu umgeben, die möglichst wasserdicht an die Fundamentplatte angeschlossen wird. Der Boden unter der Fundamentplatte wird mit Hilfe von Zementeinpressung oder von chemischen Injektionen wasserdicht gemacht.

Falls das Gebäude nach erfolgter Hebung nicht wieder abgesenkt zu werden braucht, kann die Hebung einfach mit Hilfe von weiteren Zementeinpressungen durchgeführt werden. Andernfalls wird man das Gebäude durch Einpressen von Wasser in die Fundamentfuge anheben, um dann Sand einzuspülen. Da die Bewegung des Wassers in einem engen Schlitz einem ähnlichen Gesetz gehorcht wie in einer Sandlage, kann dieser Vorgang ebenfalls auf hydrodynamischem Wege durchgeführt werden.

IV. Geräte und Maschinen.

Der Maschinenpark gestaltet sich außerordentlich einfach; er besteht in der Hauptsache aus einer starken und leistungsfähigen Pumpe, die mit Gartenschläuchen an die Rohrstützen des Fundamentes angeschlossen ist. Da der Wasserdruck unter dem Fundament ungefähr gleich ist der Bodenpressung, genügen Gartenschläuche als Zuleitung.

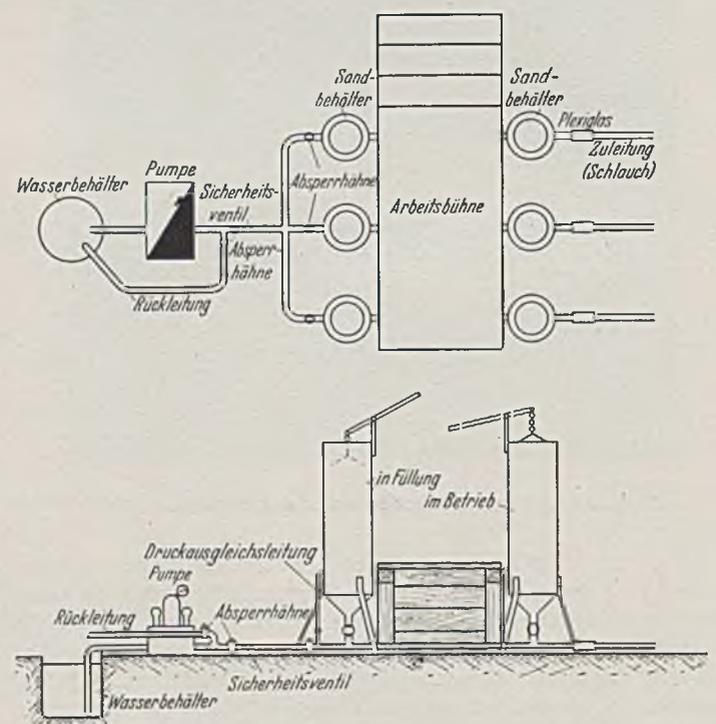


Abb. 9. Schematische Darstellung des Gerätes.

Zur Einführung des Sandes ist ein besonderes Gerät erforderlich. Während bei Zementeinpressungen der Zement vorher angerührt wird und die Zementbrühe entweder durch die Pumpe oder durch ein Einspritzgerät läuft, ist dies bei der Sandsuspension nicht mehr möglich, da die Sinkgeschwindigkeit der Körner für eine derartige Arbeitsweise zu groß ist. Es empfiehlt sich daher, an die Druckleitung einen Standzylinder anzuschließen, in welchen Sand eingefüllt wird (Abb. 9.). In diesem Standzylinder wird dann durch eine Rohrverbindung der Druck in der Einpreßleitung hergestellt, dann wird unten ein Hahn geöffnet, so daß Sand in die Druckleitung rieselt. Hier wird der Sand vom Spülstrom erfaßt und unter das Fundament eingeschwenkt. Zur Kontrolle dieses Vorgangs empfiehlt sich die Einschaltung eines kurzen Rohrstückes aus Plexiglas, welches eine genaue Beobachtung des Sandstromes gestattet.

Diese Anordnung, die bei der erstmaligen Anwendung ausgebildet wurde, ist aus Abb. 12 ersichtlich. Man sieht im Vordergrund die Sandbehälter, von denen jeweils zwei auf einer der drei Druckleitungen aufgesetzt sind. Je ein Behälter ist in Betrieb, der andere wird gefüllt. Im Hintergrund ist die verwendete Pumpe sichtbar. Im Vordergrund erkennt man das kurze durchsichtige Rohrstück zur Beobachtung des Spülstromes.

V. Praktische Anwendung auf der Grube Reden im Saargebiet.

Als Beweis für die Anwendbarkeit in großem Maßstabe wurde auf Grund der bisher beschriebenen Untersuchungen auf der Grube Reden an einem bereits fertiggestellten Kokerei-Unterbau der Saargruben A.-G. eine Versuchshebung vorgenommen. Das Gebäude selbst ist bergschadensicher mit verkleinerter Grundfläche und Zweiflächenlagerung ausgebildet³. Diese Teilfundamente übertragen in vollem Betrieb eine Bodenpressung von 4,4 kg/cm².

Abb. 10 gibt die Einzelheiten eines derartigen Teilfundamentes wieder. In der Fundamentplatte sind in Abständen von rd. 1,6 m gußeiserne Flanschrohre einbetoniert. Die Fundamentplatte ist an ihrem Umfange mit einer Schürze aus Eisenbeton verbunden, die in eine entsprechende Nut im Boden eingreift. Die Fuge zwischen der Schürze und dem Vorsatzbeton im Boden ist mit mehreren Lagen geklebter Bitumenisolierung gedichtet und geschmiert. Die Schürze hat an der Innenseite eine leichte Abschrägung, um ein Verkleben beim Hochgleiten zu vermeiden. Diese Vorsichtsmaßnahme ist nicht unbedingt notwendig.

Unter der Fundamentplatte befindet sich eine Sandbettung aus Rheinsand von 50 cm Stärke, welcher auf einer Filterschicht mit eingeschlossener Drainage ruht. Die Drainage mündet mit je vier Teleskopproben durch die Fundamentplatte ins Freie. Die Sandbettung einschließlich des Filters ist mit einer doppelt geklebten Isolierlage wasserdicht umschlossen. Die gußeisernen Einpreßstützen durchqueren diese Isolierlage und münden direkt in die Sandbettung.

Die Versuchshebung an dem neuerbauten Kokereiunterbau wurde durchgeführt, um sich von der Wirksamkeit der Maßnahmen zu überzeugen. Der Koksofen selbst war noch im Bau. Das Gewicht des zu hebenden Bauwerks betrug 5200 t, die zu hebende Last demnach je Fundament 5200 : 2 = 2600 t. Die Grundfläche des Einzelfundamentes betrug nach

³ Vgl. O. Luetkens, Bergschadensicherung von Zechenbauten. Beton und Eisen 38 (1939) S. 289.

Abb. 10 148 m², demnach war ein Mindestwasserdruck von 1,76 atü zur Hebung des Gebäudes notwendig.

Zur Hebung wurde in drei Einpreßöffnungen in der Plattenmitte Wasser eingepreßt. Der Druck wurde an mehreren anderen Einpreßöffnungen und in der Drainage selbst gemessen. Zu Beginn der Einpressung zeigte sich in der Zuleitung ein Druck von 2,2 bis 2,5 atü. Der Druck im Innern der Sandbettung betrug rd. 1,8 atü. Das Gebäude begann sich bereits zu heben, als der Druck in der Drainage erst 0,5 atü betrug. Diese Zahlen zeigen, daß die Hebung bereits erfolgte, ehe noch der Druck im Innern der Sandbettung sich richtig eingespielt hatte. Durch die Verformung der Sandbettung unter dem Innendruck waren gewisse sekundäre Wasserströmungen aufgetreten, so daß das Anheben des Gebäudes eigentlich in ähnlicher Weise stattfand, wie sie oben als hydrodynamischer Vorgang gekennzeichnet worden ist. Man sieht daraus, daß die Hebung ohne weiteres bei stärkerer Pumpleistung auch möglich ist, wenn die wasserdichte Umschließung nicht voll gelungen ist.

In einer Pumpzeit von knapp 15 min wurde bei einem Druck an der Pumpe von 2,2—2,5 atü das Gebäude um rd. 35 mm gehoben. Die genauen Zahlen wurden durch die beim Versuch anwesenden Markscheider gemessen und bestätigt.

Es ist bemerkenswert, daß das Hochheben des Gebäudes ganz mühelos erfolgte, ohne daß am Umfang ein nennenswerter Wasserverlust festgestellt worden wäre. An einigen Stellen zeigten sich ganz schwache Sickerungen, die praktisch ohne Bedeutung sind. Es ist dies um so mehr zu beachten, als die innere Schräge der Schürze beim Hochheben die Bildung eines Hohlraumes zur Folge hat. Es muß angenommen werden, daß der Sand der Bettung im Augenblick, wo sich ein Hohlraum bildet, sofort nachrieselt und praktisch einen wasserdichten Abschluß erzeugt.

Nach erfolgtem Anheben wurde das Einspülen von Sand unter

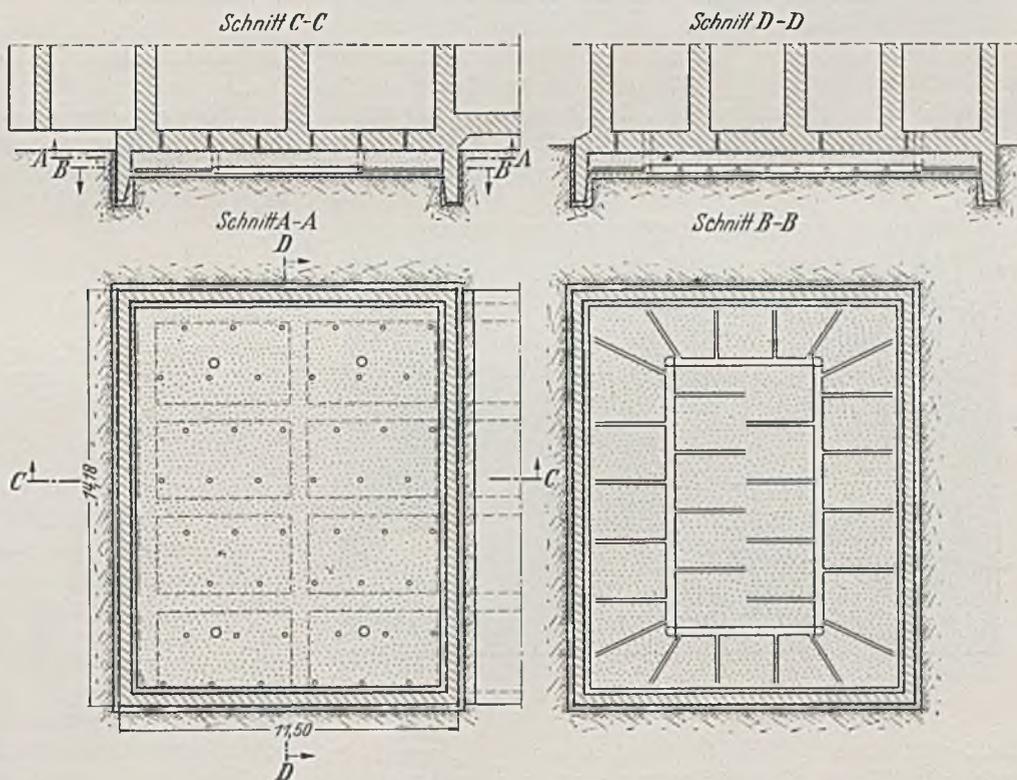


Abb. 10. Teilfundament der bergschadensicheren Kokereibatterie auf der Grube Reden, mit Ausbildung zum Heben und Wiederabsenken.

das Fundament erprobt. Es zeigte sich, daß dieses Einspülen sehr rasch und ohne jede Verstopfung der Zuleitung durchgeführt werden konnte. Da man eine spätere Schräglage des Gebäudes anlässlich dieser Versuchshebung vermeiden wollte, wurde die Sandeinspülung sehr bald abgebrochen, nachdem man erkannt hatte, daß sie technisch keine Schwierigkeiten bildet.

Um das Gebäude wieder abzusenken, wurde die Pumpe ab-

gestellt und das Wasser aus der Drainage abgelassen. Im Laufe von etwa einer Stunde hatte das Gebäude nahezu seine ursprüngliche Höhenlage angenommen. Der Versuch ist in vollem Umfange geglückt.

Ein Ausspülen der Sandbettung zum Zwecke der späteren Wiederabsenkung wurde nicht weiter versucht. Es hatte sich nämlich bereits bei einem Vorversuch ergeben, daß der Sand der Bettung bereits ohne Spüllanze mühelos aus einer Einpreßöffnung ausgespült werden konnte, wenn in einer anderen Wasser zugeführt wurde.

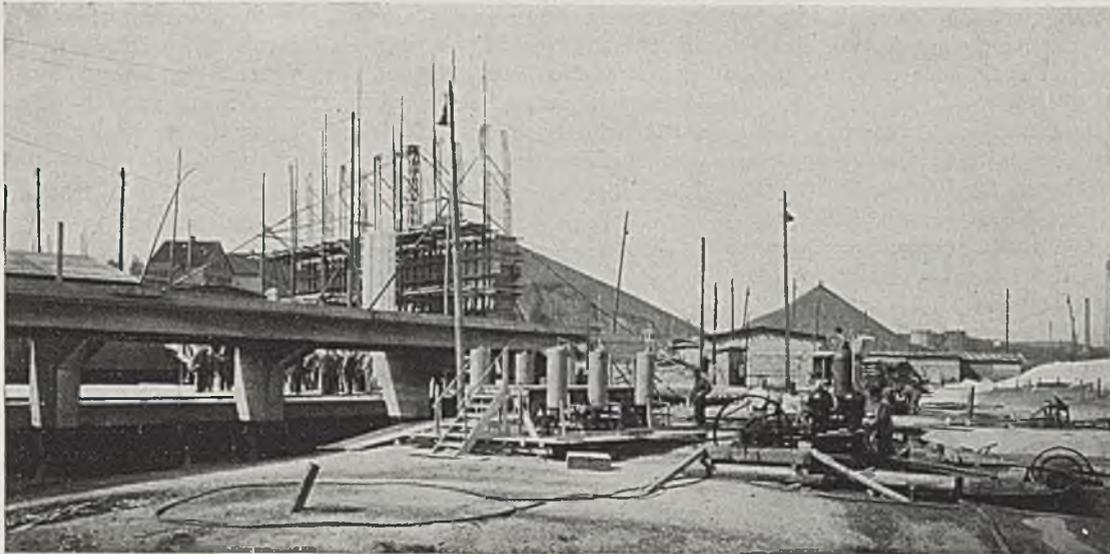


Abb. 11. Teilansicht des Kokereiunterbaues anlässlich der Versuchshebung.

Die Abb. 11 gibt eine Teilansicht des Kokereiunterbaues und des verwendeten Gerätes. Die Montage und Anordnung des Gerätes sind in Abb. 12 wiedergegeben. Die Pumpe saugt das Wasser aus einem Behälter und drückt es in die Druckleitung. Dicht hinter der Pumpe befindet sich eine Abzweigung zum Wasserbehälter

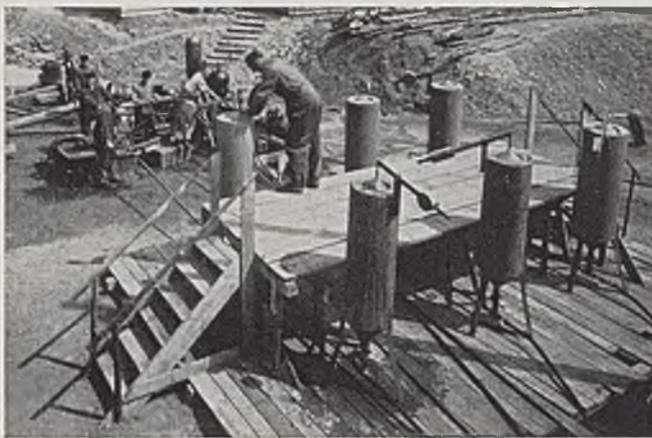


Abb. 12. Ansicht des Geräteparkes.

zurück, welche, ebenso wie die Druckleitung, mit einem Hahn versehen ist. Durch diese Maßnahme kann man bei konstanter Pumpenleistung in der Druckleitung den Druck regulieren, indem man einen Teil des geförderten Wassers in den Wasserbehälter zurückströmen läßt.

Die Druckleitung trägt ein Sicherheitsventil, damit bei einem evtl. Verschließen der Rohre durch den Sand die Leitung nicht überlastet wird. Hinter dem Sicherheitsventil gabelt sich die Druckleitung in drei Stränge, von denen jeder je zwei Sandbehälter trägt. Hinter den Sandbehältern ist je ein durchsichtiges Rohrstück aus Plexiglas eingeschaltet, an welche die Schlauchleitungen von 1" \varnothing angeschlossen sind.

Die obenbeschriebene Probehebung fand am 10. Juni 1939 in Anwesenheit einer großen Anzahl von Fachleuten des Ruhr- und Saargebietes statt. Die Hebung wurde allgemein als vollständig gelungen bezeichnet, womit das Verfahren seine Brauchbarkeit bewiesen hat. Es soll zum Schluß betont werden, daß die notwendigen baulichen Maßnahmen im Vergleich zu den Gesamtkosten gering sind. An sich teuer ist die bergschadensichere Konstruktion, dagegen sind die zusätzlichen Kosten zur Hebung sehr gering.

VI. Schlußfolgerungen und mögliche Anwendung.

Auf Grund der bisherigen Ergebnisse kann zusammenfassend gesagt werden, daß es jeder Zeit möglich ist, ohne große Kosten ein Bauwerk, welches in seiner Gründung dazu eingerichtet ist, ähnlich wie den Kolben einer hydraulischen Presse mittels Flüssigkeitsdruck zu heben. Die Kosten einer derartigen Hebung fallen überhaupt nicht ins Gewicht, und der Vorgang ist viel einfacher als nach der bisherigen Methode mit Hilfe von Preßtöpfen, da sich der Flüssigkeitsdruck auf eine wesentlich größere Fläche auswirken kann. Es ist ferner möglich, das Gebäude, welches bereits mit Wasserdruck angehoben ist, auf seiner Höhe

zu halten, indem man in den gebildeten Hohlraum unter dem Fundament Sand einspült.

Diese neuartige Arbeitsweise eröffnet viele neue Möglichkeiten für künftige Anwendungen. Es ist dabei zu unterscheiden, ob das Gebäude bereits von Anfang an für derartige Hebungen ausgebildet ist, oder ob diese Ausbildung erst nachträglich erfolgen muß.

a) Neubauten.

Für die Anwendung des Luetkens'schen Verfahrens eignen sich insbesondere Bauten mit größeren Fundamentflächen, d. h. Platten Gründungen, Pfeiler, Bankette u. dgl. mehr. Die Gebäude, bei denen derartige Hebungen in Frage kommen, sind Bauten im Bergschadensgebiet, ferner Bauten auf nachgiebigem Untergrund, welche im Laufe der Zeit große und ungleichförmige Setzungen erleiden. Bei derartigen Bauten ändert sich der Spannungszustand im Gebäude selbst durch die Setzungen. Durch das nachträgliche Einpressen von Wasser unter das Fundament stellt man eine gleichmäßig verteilte Sohlpressung her, so daß das Gebäude seinen ursprünglichen Spannungszustand vor der Verformung wieder annimmt. Bei Caissongründungen wird der Fall besonders einfach, da man die Caissonschnitten gleichzeitig als seitliche Abdichtung verwenden kann. Ist der Untergrund zu durchlässig, oder ist der wasserdichte Abschluß der Sandbettung nicht ganz gelungen, so daß zu große Wasserverluste auftreten, dann kann mit chemischen Einpressungen eine Abdichtung nachträglich erreicht werden. Außerdem kann aber auch die Fuge, in die die Sandeinpressung erfolgt, in den Schaft des Mauerwerks selbst gelegt werden, so daß der Pfeiler dann teleskopartig ausgebildet wird.

b) Bestehende Gebäude.

Sollen bestehende Gebäude, die nicht darauf eingerichtet sind, nach dem Luetkens'schen Verfahren gehoben werden, dann hängt der Erfolg der Arbeiten in erster Linie von der wasserdichten Umschließung der Fundamentplatte ab. Der einfachste Weg ist, eine Spundwand rings um das Fundament zu schlagen und diese zugfest und wasserdicht mit dem Fundament zu verbinden. Alle

übrigen Maßnahmen können nachträglich vorgenommen werden. Es ist dies in erster Linie das Einstemmen oder Bohren von Einpreßöffnungen in das Fundament. Ist der Boden von Haus aus nicht widerstandsfähig genug, um den Wasserdruck unter dem Fundament aufzunehmen, dann kann er jederzeit durch Zement oder chemische Einpressung vorbehandelt werden, so daß er fest und wasserdicht wird. Auch diese Einpressung kann nachträglich durch die Fundamente hindurch erfolgen. Es lassen sich

auch in diesem Falle die technischen Schwierigkeiten überwinden, und die Frage, ob das Luetkens'sche Verfahren angewendet werden kann oder nicht, ist dann in erster Linie eine wirtschaftliche.

Das Verfahren bietet eine neue Möglichkeit, schwere Bauten trotz Nachgeben oder Senken des Untergrundes in schonender Weise, d. h. ohne starke örtliche Beanspruchungen, in der Höhenlage anzurichten und damit schädliche Wirkungen von Setzungen aufzuheben.

FUNDAMENTGESTALTUNG MIT HILFE DER SPANNUNGSOPTIK.

Von Dr.-Ing. R. Hiltcher, Mechan.-Techn. Laboratorium der T. H. München.

DK 624.16:624.058

Es soll an einem Beispiel aus der Praxis gezeigt werden, welches einfache Hilfsmittel die Spannungsoptik für den Konstrukteur bedeutet. Schon ohne genaue Auswertung nach Hauptnormalspannungen kann man allein aus dem schnell zu erhaltenden Isochromatenbild wesentliche Schlüsse auf den zu untersuchenden Spannungszustand ziehen und konstruktiv verwerten.

Die gestellte Aufgabe ist, für die Gründung eines Bauwerkes auf weichem Boden (Sand) einen Fundamentblock zu konstruieren, der mit seiner breiten Sohle die Last des Bauwerkes möglichst gleichmäßig auf den Untergrund verteilt. Auf Grund von Berechnungen und aus baulichen Gründen ist die in Abb. 1 gezeigte Ausführungsform vorgeschlagen. Die spannungsoptische Untersuchung soll nun feststellen: 1. die damit erreichte Spannungsverteilung im Boden, 2. die Spannungsverteilung im Fundamentblock, bes. Zugspannungen, 3. günstigere Formen des Fundamentblockes bei gleicher Bodenpressung.

Da das Fundament eine größere Längsausdehnung hat, kann der Spannungszustand im Querschnitt (Abb. 1) als ebenes Problem behandelt werden.

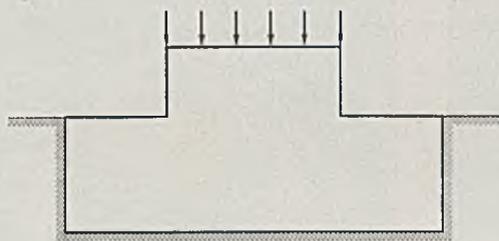


Abb. 1. Erster Entwurf des Fundamentblockes (Form 1).

Modellwerkstoff. Beim spannungsoptischen Modellversuch muß das Verhältnis der Elastizitätszahlen von Fundamentblock und Boden größenordnungsmäßig eingehalten werden. Die plastischen Eigenschaften des Sandbodens bleiben vorläufig unberücksichtigt. Durch entsprechende Wahl der Werkstoffe ergeben sich folgende Verhältnisse:

Großausführung.

Fundament: Beton $E_F = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{E_F}{E_B} \sim 200$.
Boden: Sand ($p = 10 \text{ kg/cm}^2$) $E_B \sim 10^4$ „

Modellversuch.

1. Spannungsverteilung im Boden

Fundament: Eisen $E_F = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{E_F}{E_B} \sim 200$.
Boden: Bakelit (durchsichtig) $E_B \sim 10^4$ „

2. Spannungsverteilung im Fundamentblock

Fundament: Bakelit $E_F \sim 10^4 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{E_F}{E_B} \sim 200$.
Boden: Sondergummi $E_B = 45$ „

bzw. Pech —

Spannungsverteilung im Boden. Die Abb. 2 zeigt das Isochromatenbild, die Linien gleicher maximaler Schubspannung im Bakelitmodell unter Druck eines Stahlstempels für gerade und kreisförmige Begrenzung. Wo die Ecken des Stempels aufsitzen, ent-

stehen große Spannungsspitzen in der Unterlage, ähnlich wie unter einer Einzellast. Man hätte demnach keineswegs gleichmäßige Druckverteilung über die Stempelfläche. Nun ist in der Großausführung der Sandboden nicht rein elastisch, wie hier im Modellversuch. Besonders an Stellen hoher Beanspruchung verhält er sich plastisch und gleicht durch Fließen die Druckverteilung

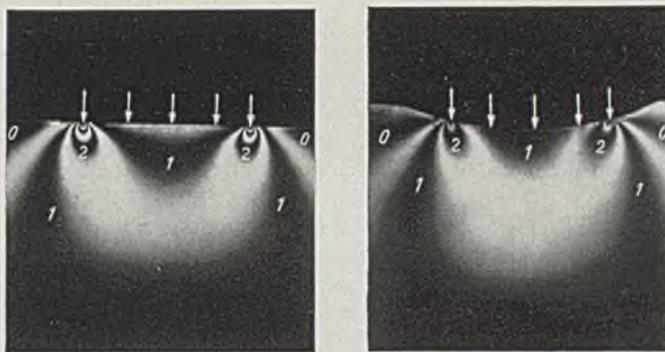


Abb. 2. Druck eines Stahlstempels auf eine Bakelitunterlage. Linien gleicher max. Schubspannung bei gerader und kreisbogenförmiger Begrenzung des Stempels. Starke Spannungserhöhung an den Ecken.

sofort aus. Man kommt der Wirklichkeit im Modellversuch näher, wenn man zwischen Stempel und elastischen Untergrund noch eine plastische Zwischenschicht (Pech) bringt. Eine dünne Schicht aus weichem Gummi wirkt gleichermaßen druckausgleichend. Abb. 3 zeigt die Linien gleicher Schubspannung im Boden beim Modellversuch mit dünner Gummizwischenlage (0,4 mm). Aus der

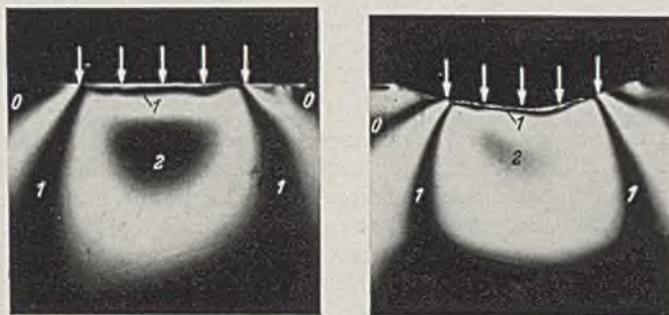


Abb. 3. Stahlstempel auf Bakelitunterlage. Gleichmäßige Druckverteilung durch weiche Zwischenlage (Gummi 0,4 mm).

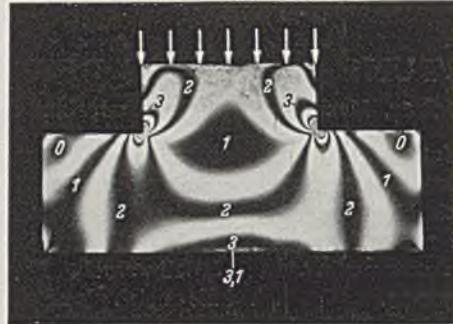
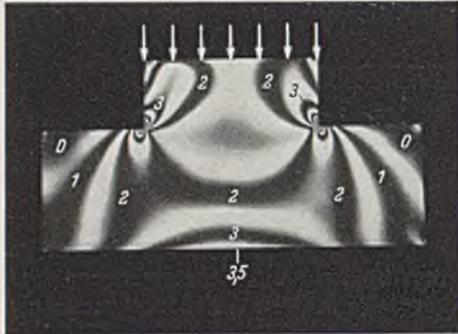
längs dem Rande verlaufenden Isochromate erkennt man die gleichmäßige Druckverteilung unter dem Stempel, die auch der Wirklichkeit entsprechen dürfte. Die Schubspannungen steigen nach dem Innern zu noch etwas an, um dann abzuklingen, die Druckspannungen nehmen radial ab, was man aus der Ähnlichkeit von Abb. 3 mit dem bekannten Isochromatenbild des Walzendruckes auf eine Halbebene schließen kann.

Spannungsverteilung im Fundamentblock. Für die zunächst gewählte Form des Fundaments ergibt der Versuch eine Verteilung der maximalen Schubspannung nach Abb. 4. Auffallend ist, daß die beiden Isochromatenbilder für weiche elastische Unterlage

(Gummi 10 mm) und plastische Unterlage (Pech) kaum voneinander abweichen. Auch Versuche mit Gummiunterlage von anderem, etwa halb so großem E-Modul zeigen das gleiche Bild. Ob die Nachgiebigkeit des Bodens weich-elastischer oder plastischer Art ist, spielt demnach keine große Rolle, was auch oben schon in Bezug auf die druckverteilende Zwischenlage behauptet wurde. Durch Versuche mit verschieden dicken Unterlagen kann man zeigen, daß die Spannungsverteilung im Fundamentblock unab-

die größte Zugspannung in der Mitte der Sohle auftritt und nicht etwa, wie man sich vielleicht auch denken könnte, an den beiden Punkten der Sohle senkrecht unter den einspringenden Ecken. Daß beim Versuch keine größeren Reibungskräfte zwischen Fundamentsohle und Boden auftreten, kann man leicht durch eine einfache Isoklinenbeobachtung (Apparatur ohne Viertelwellenplättchen) nachweisen: Die 90°-Isokline verläuft im Rande, die Hauptnormalspannungslinien münden also senkrecht in den Rand.

Wenn man unter der berechtigten Annahme gleichmäßiger Druckverteilung den Sohlendruck berechnet und seinen Anteil von der Gesamtschubspannung abzieht, so bekommt man den Anteil der Zugspannung. Für die elastische Unterlage als den ungünstigeren Fall ergibt sich damit im Beton der Großausführung unter entsprechender Anwendung der Modellgesetze eine größte Zugspannung $\sigma_{\max} = 17 \text{ kg/cm}^2$. Daß dies die höchste auftretende Zugspannung ist und daß im Innern des Fundamentes keine höheren Zugspannungen auftreten können, leitet sich ohne weiteres aus der oben gewonnenen Erkenntnis ab, daß die ganze Fundamentplatte in erster Annäherung als gebogener Balken betrachtet werden darf.



a) elastische Unterlage (Gummi)
 $(\sigma_{\text{Zug}})_{\max} = 17,0 \text{ kg/cm}^2$

b) plastische Unterlage (Pech)
 $(\sigma_{\text{Zug}})_{\max} = 14,6 \text{ kg/cm}^2$

Abb. 4. Verteilung der max. Schubspannung im Fundamentblock.

hängig von der Tiefe der nachgiebigen Unterlage wird, sobald diese Tiefe rund das 20fache der Durchbiegung des Fundamentes überschreitet.

Die beiden Ecken, in denen die Isochromatenordnung Null ist, sind spannungslos und könnten ohne weiteres weggenommen werden, etwa entlang den Isochromaten der ersten Ordnung, falls sie nicht aus baubetrieblichen Gründen beibehalten werden müssen. An den einspringenden Ecken treten hohe Spannungen auf, die

Günstigere Formen des Fundamentblockes. Um die größte Zugspannung in der Fundamentsohle herabzudrücken, kann man daran denken, die Sohle kreisförmig auszuwölben, damit das Moment der Bodenkkräfte geringer wird. Der spannungsoptische Versuch entscheidet sofort über den Erfolg dieser Maßnahme. Die Form des Fundaments wird zunächst nach Form 2 in Abb. 5 verändert. Die Höhe bleibt die gleiche wie bei der ursprünglichen

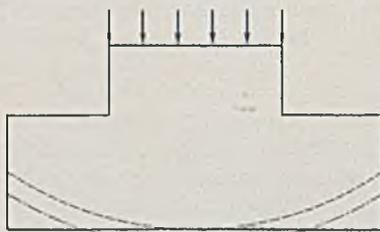


Abb. 5.

- Modellform 1.
- Modellform 2.
- - - - - Modellform 3.

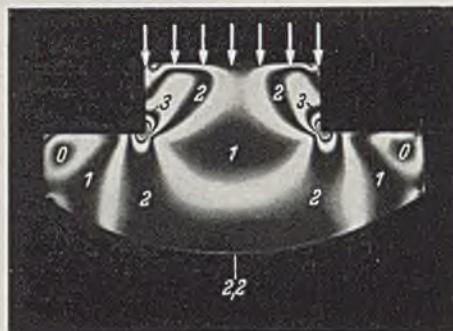


Abb. 6. Isochromaten für Modellform 2.
 $(\sigma_{\text{Zug}})_{\max} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$.

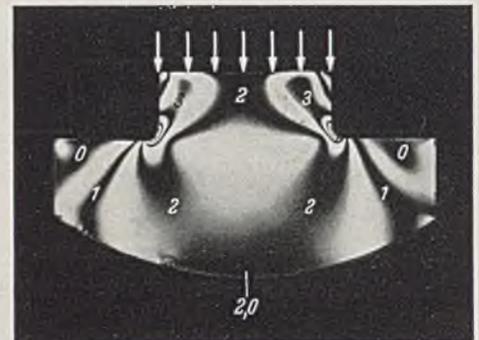


Abb. 7. Isochromaten für Modellform 3.
 $(\sigma_{\text{Zug}})_{\max} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$.

ohne weiteres aus der Überlegung als Druckspannungen erkannt werden¹. Durch Ausrundung der scharfen Ecken können diese Spannungen ohne weiteres herabgesetzt werden (Abb. 7). Darauf braucht aber wenig Wert gelegt zu werden, da Beton ja ziemlich hohe Druckspannungen aufnehmen kann. Die verhältnismäßig hohe Schubspannung an der Sohle rührt her vom Druck senkrecht zur Sohle und von einer Zugspannung im Rande des Blockes. Die Fundamentplatte ist auf Biegung beansprucht, und zwar so, daß

Ausführung. Abb. 6 zeigt das zugehörige Isochromatenbild für Gummiunterlage. Die Gleichmäßigkeit der Bodendruckverteilung auch bei kreisförmig ausgewölbter Sohle ergab sich schon aus Abb. 3. Damit errechnet sich die größte Zugspannung an der Sohlenmitte für die neue Form zu $\sigma_{\max} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$. Parallel mit dieser Erniedrigung der Zugbeanspruchung geht noch eine ziemliche Einsparung an Baumaterial. Bei Aufwendung von etwa gleichen Mengen an Material wie bei Form 1 (Abb. 5) läßt sich durch Form 3 die größte Zugspannung an der Sohle noch weiter herabdrücken (Abb. 7), auf $\sigma_{\max} = 5,4 \text{ kg/cm}^2$. So wird es schließlich möglich, den Fundamentblock aus reinem Beton, ohne Eisen-einlage auszuführen.

¹ Zug- und Druckspannung im lastfreien Rande kann man an Hand des Mohrschen Spannungskreises mittels einer Druckprobe auf den Rand leicht feststellen. Bei Zug steigt dabei die Schubspannung (Isochromatenordnung), bei Druck fällt sie.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Maastunnel in Rotterdam.

Der Maastunnel in Rotterdam wird für Kraftwagen, Radfahrer und Fußgänger gebaut. Die Leistungsfähigkeit soll so bemessen sein, daß sie für eine lange Reihe von Jahren dem Verkehr genügt. Ein zweispuriger Tunnel wurde nicht für ausreichend gehalten. Nur eine Fahrbahn für jede Richtung hat bekanntlich den Nachteil — der sich u. a. in Antwerpen schon unangenehm fühlbar gemacht hat — daß keine größere

Fahrtgeschwindigkeit möglich ist als die des Fahrzeuges, das sich am langsamsten fortbewegt, da ein Überholen ausgeschlossen bleibt. Deshalb wählte man für den Entwurf einen vierspurigen Tunnel, wobei die Bahnen für jede Verkehrsrichtung getrennt untergebracht werden, was für vorteilhafter gehalten wurde, denn er wird dadurch billiger als bei Anordnung von vier Fahrbahnen in einem nicht durch Trennwände unterteilten Querschnitt. Aus Ersparnisgründen werden auch die

Bahnen für die Radfahrer und Fußgänger in einem besonderen Teil untergebracht. Dadurch wird erreicht, diese Verkehrswege durch Rolltreppen vom Ufergelände aus zugänglich zu machen, ohne die Fahrbahnen für Kraftwagen irgendwie einzuengen. Zugrunde gelegt ist nach angestellten Zählungen und nach dem in abschätzbarer Zeit zu erwartenden Verkehr eine Leistungsfähigkeit von 12 Mio. Fahrzeugen im Jahr. Zum Vergleich möge dienen, daß die bestehende feste Brücke über die Maas von 4 Mio. Fahrzeugen benutzt wird. Die Leistungsfähigkeit des Tunnels für die Radfahrer und Fußgänger wird bestimmt durch die der Rolltreppen. Die vier an jedem Ufer vorgesehenen Rolltreppen sollen in der Stunde etwa 3200 Fahrräder und 32 000 Fußgänger befördern. Es wird davon ausgegangen, daß im Autotunnel keine größere Neigung als 3,5% zugelassen werden kann, um die Geschwindigkeit von schwer beladenen Fahrzeugen nicht zu sehr zu beschränken und um das Wiederanfahren nach einem erzwungenen Stillstand nicht zu erschweren. Zur Erzielung einer guten Übersicht sind geringere Halbmesser der Bahnen als 300 m nicht vorgesehen. Die lichte Höhe des Autotunnels über Oberkante Pflaster beträgt 4,20 m, die Fahrbahnbreite in jeder Richtung 6 m und in den Krümmungen 6,25 m. Für den Entwurf war die Bestimmung der endgültigen Wassertiefe über dem Tunnel wichtig; sie wurde auf 11,50 m unter Niedrigwasser festgelegt; unter Berücksichtigung von möglichen geringen Bodenablagerungen bedeutet dies eine nutzbare Fahrwassertiefe von 11 m.

Bei der Linienführung des Tunnels (Abb. 1) war Rücksicht auf den Verlauf der Deiche zu nehmen, die nicht durchschnitten werden sollten, um nicht Gefahr zu laufen, daß bei einem Bruch des Tunnels das anschließende Gelände unter Wasser gesetzt wird. Am linken Maasufer ist die Tunnelrampe in einer Richtung abgeschwenkt, in welcher der größte Verkehr zu erwarten ist. Hinter der Kreuzung mit den Flußdeichen ist die Verbindung mit dem städtischen Straßennetz durchgeführt. Der die Tunnelrampen kreuzende Verkehr spielt sich in einer anderen Höhenlage ab; für ihn soll ein Kreisverkehr eingerichtet werden. Die Verbindung zwischen den beiden sich überschneidenden Verkehrswegen wird durch Auffahrten geregelt, die zwischen den Rampen angeordnet sind (Abb. 2). Im Anschluß an die Kreuzung befinden sich Aufstellplätze, und zwar langgestreckte Flächen zur Unterbringung einer Anzahl von Wagen für den Fall, daß Stockungen im Tunnel oder im städtischen Straßennetz vorkommen. Die langgestreckten Plätze bieten den Vorteil gegenüber Plätzen in gedrungener Form, daß das Ineinanderfließen der verschiedenen Verkehrsbänder mit möglichst geringer Geschwindigkeitsverminderung der Fahrzeuge vor sich gehen kann.

Der Tunnel besteht an jedem Ufer aus einem offenen Einschnitt, einer überdeckten Rampe, einem Entlüftungsschachtgebäude, einem Rolltreppenschacht mit Zugangsgebäude und dem eigentlichen Tunnel (Abb. 3). Für die Ausführung wählte man das Absenkverfahren, dem man den Vorzug vor dem Schildvortrieb gab, da das Absenkverfahren den holländischen Wasserbauingenieuren mehr zusagte, und da man beim Schildvortrieb glaubte, ausländische Sachverständige nicht entbehren zu können, was ohne Zweifel Verzögerungen in der Durchführung des Bauvorhabens mit sich gebracht hätte.

Auch andere Gründe sprachen für die gewählte Ausführungsart. Der Schildvortrieb hätte, um einem Luftausbruch vorzubeugen, eine starke Überdeckung mit wenig durchlässigem Boden erhalten müssen; dies wäre schwierig zu erreichen gewesen, da die Flußsohle in der Hauptsache aus stark durchlässigem Sand besteht und eine Tieferlegung längere Rampen bedingte. Auch schien der Schildvortrieb nach dem Vergleich herangezogenen Kosten anderer Tunnel nicht unerheblich teurer zu werden. Man entschloß sich zum Absenkverfahren, ließ jedoch bei der Ausschreibung Gegenanschläge zu. Es wurde aber von keiner Seite ein Schildvortrieb vorgeschlagen; ein Beweis für die Richtigkeit der Wahl. Der Vollständigkeit halber sei bemerkt, daß andere Bauweisen, wie der abschnittsweise Bau von Kaissons in ringsum geschlossenen Baugruben schon wegen der Beschränkung der Schifffahrt und aus strom-

bautechnischen Gründen nicht in Frage kam. Voraussetzung für das Gelingen des Absenkverfahrens war, daß die Rinne, in welche die einzelnen Tunnelabschnitte abzusenken sind, sich sicher während der Bauausführung halten läßt. An Ort und Stelle angestellte Untersuchungen haben gezeigt, daß 20 m unter Wasser reichende Kolke sich jahrelang unverändert hielten, woraus man den Schluß zog, daß die Böschungen einer zu baggernden Rinne sich auf 1:3 bis 1:6 einstellen würden. Von großer Bedeutung für den Entwurf war die Beantwortung der Frage, welche Überdeckung der Tunnel mindestens erhalten muß. Sie ist auf 1,50 m bestimmt. Un-

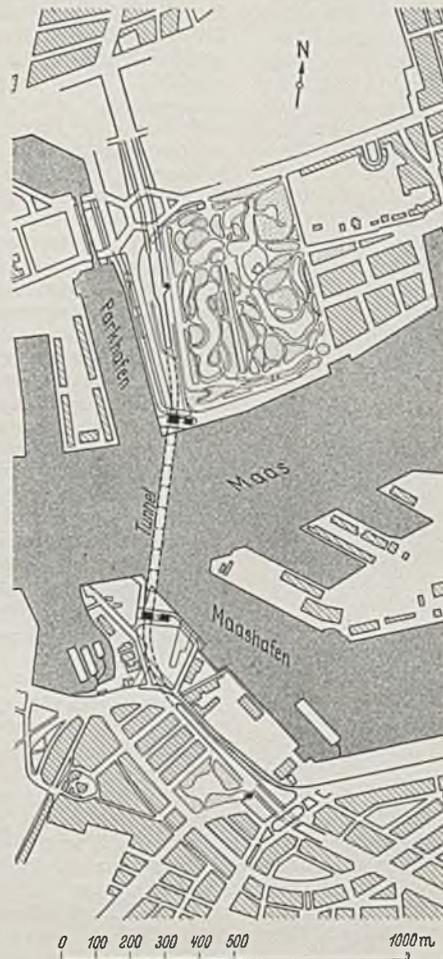


Abb. 1. Lageplan des Maastunnels.

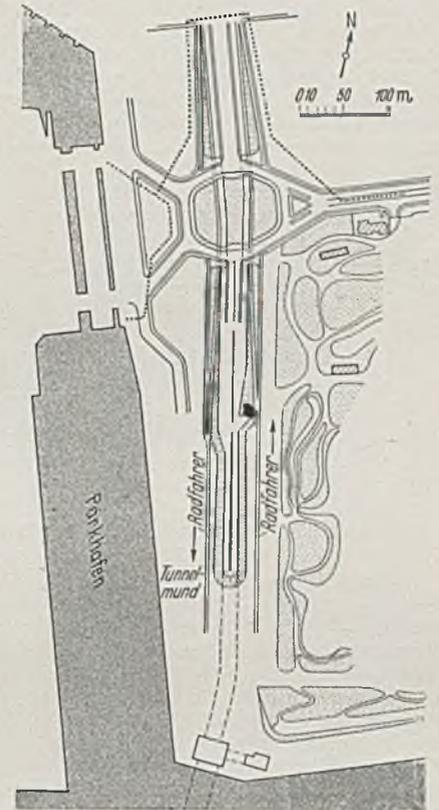


Abb. 2. Anlagen auf dem rechten Maasufer.

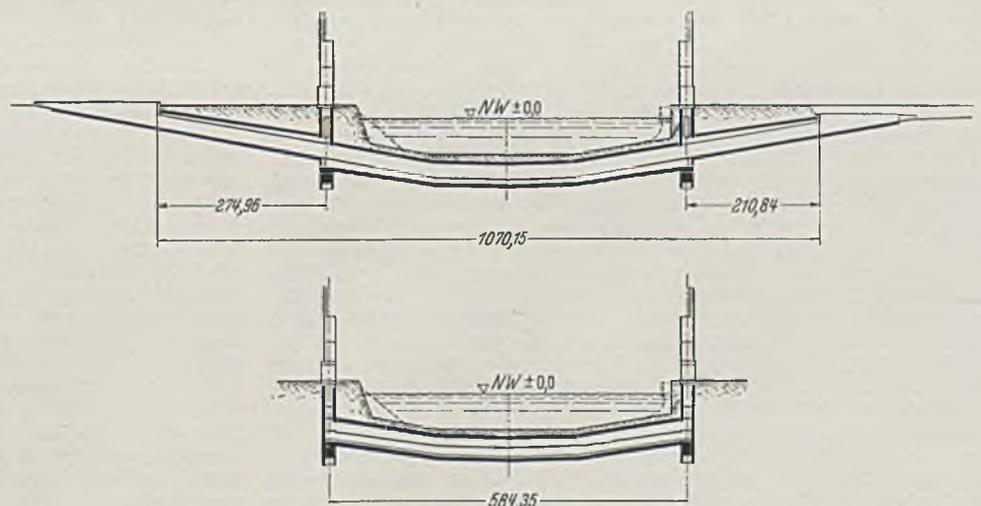


Abb. 3. Längsprofile des Wagen- sowie des Fußgänger- und Radfahrertunnels.

tersuchungen und theoretische Betrachtungen haben bestätigt, daß bei dieser Überdeckung eine Gefährdung des Tunnels durch Anker nicht zu befürchten ist. Auch ein etwa gesunkenes Schiff bedeutet keine Gefahr. Eine Tieferlegung des Tunnels konnte mit Rücksicht auf die erhöhten Kosten auch nicht verantwortet werden. Die Mehrkosten sind auf 900 000 Gulden für die Tieferlegung um einen Meter geschätzt. Von Steinschüttungen über dem Tunnel hat man abgesehen; bei späteren Auskolkungen kann eine Sohlenbefestigung immer noch nachgeholt werden. In den der Ausschreibung zugrunde gelegten Plänen waren zwei kreisförmige Röhren vorgesehen. Ein rechteckiger Querschnitt mit getrennten Durchgängen hat zwar gegenüber dem

runden Profil den Vorteil geringerer Höhe, niedrigerer Baggerkosten, kürzerer Rampen und damit der geringeren Gesamtlänge. Die Vorteile des runden Profils schienen jedoch zunächst zu überwiegen. Ausschlaggebend war vorerst, daß man nicht die Möglichkeit sah, bei Ausführung eines rechteckigen Querschnitts mit Sicherheit eine gleichmäßige Auflagerung der abzusenkenenden Tunnelabschnitte zu erzielen. Vielleicht wäre dies durch Gründung auf Pfählen zu erreichen gewesen; die hohen Kosten veranlaßten, diesen Gedanken nicht weiter zu verfolgen. Auch der Grund, daß die auf Biegung beanspruchten Wände bei einem rechteckigen Querschnitt eine große Dicke erhalten müssen, wodurch das Gewicht erhöht und das Absenken schwieriger wird, sprachen dagegen. Auch die Verbindung der einzelnen Tunnelemente erschien verwickelter. Runde Profile können fabrikmäßig hergestellt und leicht nach dem Arbeitsplatz schwimmend verfahren werden.

Trotzdem kommt ein Tunnel mit rechteckigem Querschnitt zur Ausführung. Um dies zu erklären, wird darauf hingewiesen, daß die Verfechter dieser Konstruktion eine Ausführungsart ausarbeiteten, die es ermöglicht, zwischen die Tunnelemente und die Sohle der gebaggerten Rinne eine Sandlage einzuspülen, die den Abschnitten eine sehr gleichmäßige Auflagerung gewährt. Damit wurde der Hauptgrund gegen das rechteckige Profil ausgeräumt; außerdem fielen die geringeren Kosten für diese Bauweise so günstig in's Gewicht, daß man sich über die Bedenken, die zu Anfang gegen die Wahl vorgebracht wurden, hinwegsetzte.

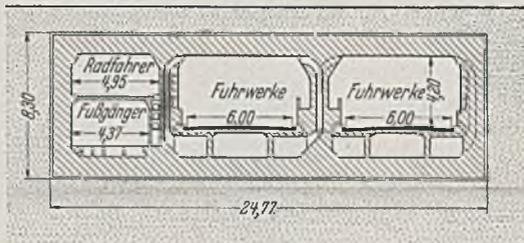


Abb. 4. Querschnitt durch die Flußstrecke des Tunnels.

Die Flußstrecke des Tunnels besteht aus neun eisenbewehrten Tunnelabschnitten von je 61,35 m Länge, 24,77 m Breite und einer Höhe von 8,39—9,52 m. Die unterschiedliche Höhe ist begründet durch die Notwendigkeit, die Fahrradbahn flacher anzulegen als die Bahn für den Kraftwagenverkehr. Die Tunnelemente haben vier Durchgänge, zwei für Wagen und zwei für Personen (Abb. 4). Die letzteren sind übereinander angeordnet; die Fußgänger haben den unteren zu benutzen, die Radfahrer den oberen. Unter der Fahrbahn für Wagen liegen die Hauptkanäle für die Zufuhr und das Absaugen der Luft. Es wird hierdurch erreicht, daß die Tunnelbahn so hoch wie möglich liegt und die Rampen entsprechend kurz gehalten werden können.

Die einzelnen Tunnelabschnitte werden bis zu einer bestimmten Höhe in einem Baudock hochgeführt, abgedichtet, geflutet, abgeschleppt und an einer Arbeitsbühne in schwimmendem Zustand fertiggestellt, um dann abgesenkt zu werden. Im Dock wird zunächst eine Lage von grobem Sand ausgebreitet, wodurch ein gleichmäßiges Aufluten erleichtert wird. Auf diesem Sand ruht ein Rost von I-Trägern, der mit 6 mm starken Blechen abgedeckt ist. Sie liegen mit den Trägerflanschen bündig und geben mit ihnen eine wasserdichte Platte ab; darüber kommt 1,15 m starker bewehrter Beton. Nachdem dann durch C-Eisen versteifte Seitenwände aufgestellt sind, werden mittels Transportband und Schüttrümpfen die Sohle und die Seiten- und Zwischenwände bis zur halben Höhe hochbetoniert, allerdings nur die großen Massen; die kleineren Mengen für Fahrbahnplatte, Trennwände, Entlüftungs- und Kabelkanäle werden noch nicht geschüttet, schon um das Gewicht der Tunnelabschnitte nicht unnötig zu vergrößern. Nach Fertigstellung dieser Betonarbeiten werden die einzelnen Tunnelemente durch hölzerne Schotten an den Stirnseiten abgeschlossen, die aus 12,5 cm dicken gespundeten und kalftierten Bohlen bestehen. Beim Ausdocken dieser zur Hälfte hochgeführten Tunnelabschnitte muß Hochwasser abgewartet werden. Für die Berechnung des Tiefgangs ist ein spezifisches Gewicht des Betons von 2,40—2,42 angenommen. Auf jeden Fall muß vermieden werden, daß die Tunnelabschnitte aufluten, ohne gleich hinterher abgeschleppt werden zu können; denn bei ungenügendem Wasserstand würden die Teile wieder abgesetzt werden müssen, wobei schwer zu kontrollierende Spannungen entstehen können. Die einzelnen Tunnelabschnitte werden durch Schütze in den Schottwänden voll Wasser gelassen und im letzten Augenblick erst leergepumpt. Die Tunnelteile schleppte man an eine Arbeitsbühne, an der sie unter Zuhilfenahme von waagerechten, mit Rollen versehenen eisernen Rahmen festgelegt wurden. Nach Hochführen der Wände und Herstellen der Decke wird diese mit eisernen Platten wasserdicht abgedeckt; darüber folgt eine dünne Betonlage zum Schutz des Eisens vor Rost. Die Tunnelemente haben eine große Wasserverdrängung von 13 000 t; es muß Vorkehrung getroffen werden, um ein vorzeitiges Absinken zu verhüten. Anfänglich half man sich mit hölzernen Schwimmern, die später durch eiserne Pontons ersetzt wurden. Schon an der Arbeitsbühne werden die für das Absenken nötigen Ausrüstungsteile aufgebaut. Diese bestehen aus an den Enden aufgestellten Richttürmen sowie aus den Stell- und Unterspü-

lungseinrichtungen. Die Richttürme sind Fachwerkportale mit zwei Plattformen, die noch über Wasser aufragen, wenn die Tunnelabschnitte schon bis auf die im Flußbett gebaggerte Rinne abgesenkt sind. Mit Hilfe der auf diesen Plattformen stehenden Meßgeräte kann die genaue Lage der Tunnelabschnitte nachgeprüft werden. Daneben bieten die Plattformen noch Platz für die Verholeinrichtungen und hydraulischen Pumpen. Die gebaggerte Rinne zeigt Abweichungen von der Solltiefe bis zu etwa 15 cm. Die Böschung hat sich bei einer Neigung von 1 : 3 gehalten. Die Auflandung betrug etwas mehr als angenommen war, nämlich 0,3—0,5 m in vier Monaten; eine Behinderung des Arbeitsvorganges brachte dies nicht mit sich, abgesehen davon, daß die Rinne kurz vor dem Absenken der Abschnitte nachgeputzt werden mußte. An Ort und Stelle werden die Tunnelabschnitte abgelassen, und zwar in einem Abstand von 1 m vor dem Nachbarabschnitt. Zwischen dem Tunnelement und dem Rinnenboden bleibt dabei zunächst noch ein Zwischenraum von 0,75 m. Der genauen Einstellung dient neben den beiden Richttürmen ein gleicher Turm, der auf dem freien Ende des zuletzt abgesenkten Tunnelementes aufgestellt bleibt.

Für die Tunnelemente werden zur Erleichterung des genauen Absenkens Auflager durch etwa 180 Tonnen schwere Betonbalken geschaffen, die in die Baggerrinnen abzulassen waren. Durch die Seiten- und Zwischenwände des Tunnelabschnitts führte man Rohre, sogenannte Stellpfosten, die bis unter den Boden hinausragen und die sich mit hydraulischen Spindeln auf- und niederbewegen lassen. Durch Betätigen dieser Spindeln können die Stellpfosten mit den Auflagerböcken in Verbindung gebracht und die Höhenlage des Tunnelementes geregelt werden. In der Achsrichtung führte man sie durch Poller, die an den Außenenden des vorher abgesenkten Tunnelabschnitts befestigt sind, und in der Querrichtung geschieht die genaue Einstellung durch an den Seitenwänden angreifende hydraulische Winden, die sich gegen die an den Auflagerböcken angebrachten Gußstahlkörper stützen.

Der Zwischenraum zwischen Rinnensohle und Unterkante Tunnel wird vollgespült. Man wählte hierfür eine Einrichtung, die aus drei senkrechten, am unteren Ende waagrecht umgebogenen Rohren bestehen und die in einem fahrbaren Turm aufgehängt sind. Durch das mittelste Rohr spülte man mit Wasser gemischten Sand, während man durch die beiden Seitenrohre die gleiche Menge Wasser ansaugte (Abb. 5). Dadurch entstand an den Rohrenden ein herzförmiges Strömungsbild, wobei sich der Sand in Hufeisenform absetzte. Sobald sich die Spitzen dieser hufeisenförmigen Ablagerungen den Saugrohren näherten, wurde auch Sand mit angesogen und schließlich ein Gleichgewichtszustand erreicht, bei dem die Konzentration in dem Spülrohr und in den Saugrohren gleich war. Durch Zurückziehen des Spülgeräts wurden neue Ablagerungen erzielt, so daß zum Schluß Sandwälle entstanden und diese sich dann zu einem zusammenhängenden Sandbett zusammenschlossen. Nach vollendeter Spülung konnte der Tunnelkörper mittels der Spindeln auf die Sandlage abgesetzt werden. Mit mäßigen Setzungen, die auftraten, hatte man gerechnet. Nach dem Absenken des Tunnelabschnitts mußte, bevor mit den seitlichen Anfüllungen begonnen werden konnte, das Tunnelement mit dem vorher abgesetzten verbunden werden. Dazu wurden die Seitenwände zu beiden Seiten der Fugen mit Hilfe von einer ebenen und einer halbzylindrischen Stahlplatte miteinander verbunden, die von oben zwischen Führungen hinuntergebracht wurden. Den Raum zwischen den Platten füllte man im Kontraktorverfahren mit Beton aus Traßzement aus. Hinterher wurde eine Taucherglocke mit zwei Einsteigeschächten abgelassen und die Fuge der beiden zu verbindenden Tunnelemente mit ihr überbrückt. Die Glocke ist mit zwei seitlichen Ansätzen versehen, die über die Tunnelteile greifen. Dadurch, daß die Taucherglocke mit Gummirändern auf der Tunneldecke aufsitzt und luftdicht abgeschlossen werden kann, lassen sich die Arbeiten zur Verbindung im Trocknen herstellen. Auch die Stahlmängel werden miteinander verlascht. Die weiteren Arbeiten werden dann vom Innern aus durchgeführt. Nach geschehener Fugendichtung konnte der Tunnelabschnitt hinterfüllt und die 1,50 m starke Überdeckung mit Boden aufgebracht werden.

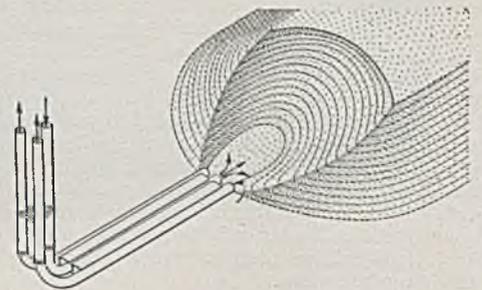


Abb. 5. Unterspülungsverfahren.

Der Tunnelteil unter dem Flußbett ist beiderseits durch Entlüftungsgebäude, die nahe dem Ufer errichtet werden, begrenzt. Die hohen Kosten der Flußstrecke ließen es ratsam erscheinen, diese nicht länger als unbedingt notwendig zu machen. Eine größere Länge dieser Flußstrecke hätte auch zur Folge gehabt, daß die abzusenkenenden Tunnelteile nach den Ufern zu nicht mehr in gutem Baugrund verlegt werden konnten. Auch wäre die umfangreichere Baggerung für die Rinne wegen der Bebauung des Ufergeländes hinderlich gewesen. Des weiteren spielte bei der Wahl des Standorts für das Schachtgebäude eine Rolle, daß die Entlüftungsanlagen möglichst in den Viertelpunkten des überdeckten Tunnelteils anzuordnen waren. Zum Schluß war mit ausschlaggebend,

Der Tunnelteil unter dem Flußbett ist beiderseits durch Entlüftungsgebäude, die nahe dem Ufer errichtet werden, begrenzt. Die hohen Kosten der Flußstrecke ließen es ratsam erscheinen, diese nicht länger als unbedingt notwendig zu machen. Eine größere Länge dieser Flußstrecke hätte auch zur Folge gehabt, daß die abzusenkenenden Tunnelteile nach den Ufern zu nicht mehr in gutem Baugrund verlegt werden konnten. Auch wäre die umfangreichere Baggerung für die Rinne wegen der Bebauung des Ufergeländes hinderlich gewesen. Des weiteren spielte bei der Wahl des Standorts für das Schachtgebäude eine Rolle, daß die Entlüftungsanlagen möglichst in den Viertelpunkten des überdeckten Tunnelteils anzuordnen waren. Zum Schluß war mit ausschlaggebend,

daß für den Fußgänger- und Radfahrerverkehr eine Lösung gesucht werden mußte, bei der sich das Wegenetz nahe am Flußufer erreichen läßt. Damit war aber die Frage noch nicht beantwortet, in welcher Ausführungsweise das Entlüftungsschachtgebäude auszuführen war. Es mußte zunächst entschieden werden, ob das Gebäude neben oder in der Tunnelachse erstellt werden sollte. Bei einem Standort neben der Achse hätte man mit der gebräuchlichen Pfahlgründung auskommen können, aber man mußte dann einen Übergang vom Schacht nach den Tunneldurchgängen schaffen, und die Verbindung zwischen zwei verschiedenen gegründeten Bauwerken erschien nicht einfach; nicht zum wenigsten wichtig war noch die Erwägung, daß durch die getrennten Anlagen Krümmungen in den Entlüftungskanälen mit Kraftverlust nicht zu vermeiden gewesen wären, so daß man mit einer erheblichen Erhöhung der Betriebskosten rechnen mußte. Der Schachtbau in der Tunnelachse gab ein Trennungsbauwerk zwischen der Fluß- und der Landstrecke ab und bot den Vorteil, daß man den massiven Unterbau als Querabschluß der Baugrube für die Landtunnelstrecke benutzen konnte.

Als Gründung sind erwogen worden: Anfahren eines Kaissons auf dem Wasserwege und Absetzen in eine gebaggerte Grube, der Bau in einer durch Dämme geschützten Grube unter Grundwasserabsenkung und schließlich Brunnen- oder Luftdruckgründung. Die Herstellung eines schwimmenden Kaissons schien aus unüberwindliche Schwierigkeiten zu stoßen wegen des Umstandes, daß die inneren Aussteifungen bei dem verwickelten Lauf der Ent- und Belüftungskanäle schwer gegen einzelne Punkte möglich war und die Wände deshalb starke Abmessungen erhalten müssen, wodurch wieder der Tiefgang sehr groß geworden wäre. Den Bau in einer Grube bei der großen Gründungstiefe und dem großen Ausmaß der Grube hielt man nahe am Ufer für gewagt; hinzu kam, daß eine tiefreichende Grundwasserabsenkung hier nicht erwünscht war. So blieb für die engere Wahl nur Brunnen- oder Luftdruckgründung. Man entschied sich für die letztere Bauart. Ausschlaggebend war dabei, daß man die Bewegung eines unter Druckluft abgesenkten Baukörpers besser in der Hand behält als die eines Brunnens; denn man kann das Ausschachten im Trocknen besser regeln, die Tragfähigkeit des Bodens genau bestimmen und erreichen, daß die Gründungssohle unberührt bleibt. Die Setzungen lassen sich auf ein Mindestmaß beschränken. Der Unterbau der Entlüftungsschächte besteht aus einem eisenbewehrten Schacht von rechteckigem Grundriß und darunter gelegener Arbeitskammer. Die inneren Abmessungen decken sich natürlich mit denen der Tunneldurchgänge. Um während des Absenkens nicht durch den zeitraubenden inneren Ausbau aufgehalten zu werden, wird dieser später nachgeholt. Der Untergrund war auf beiden Seiten der Maas für die Herstellung von Kaissons gut geeignet. Man traf überwiegend auf feinen Sand und darunter auf gröbere Lagen. Auf Grund von sorgfältigen Bodenuntersuchungen wurde die Höhenlage der Arbeitsplattform für die 7000 t schwere Arbeitskammer bestimmt. Sie besteht aus einem wasserdichten eisernen Kasten, dessen Wandungen mit eisenbewehrtem Beton ausgekleidet sind. Die 4 mm starken Bleche werden mit einem Fachwerk vernietet. Die Außenseite der Blechwand ist mit einer dünnen rostschützenden Betonlage verkleidet, die sich nach oben verjüngt, um den Reibungswiderstand beim Absenken zu verringern. Die Decke der Arbeitskammer erhält eine große Stärke, damit durch das erhebliche Eigengewicht die durch die vom Innern aus wirkende Druckluft erzeugten Biegemomente verringert werden. Die Arbeitskammer war während des Baus durch Stempel auf bequem wieder zu entfernende Betonfundamente abgestützt. Nach Erhärten des Betons der Arbeitskammer wurden die Stempel und hinterher die Betonsokkel nach und nach abgebaut, wobei die Arbeitskammer einen so großen Druck auf den Untergrund ausübte, daß sie abzusacken begann. Da der Beton noch verhältnismäßig frisch war, und der Kaisson nur erst eine geringe Höhe erreicht hatte, trat der gefährlichste Bauzustand ein. Bei der Berechnung ist hierauf sorgsam Bedacht genommen. Die Sohle mußte den sehr hohen Druck von 10 kg/cm² aufnehmen ohne nachzugeben. Zur besseren Abfangung des Drucks wurden zwei Zwischenstützen eingebaut, deren Unterkante in gleicher Höhe mit den Schneiden liegt. Das Absenken geschah zu Anfang durch Abgraben und, sobald die Kammer unter Druck gesetzt war, durch Absaugen des freigespülten Bodens, wobei die Druckluft die Wirkung der Saugpumpen unterstützte. Das Absenken wurde zeitlich zweimal unterbrochen, um die Seitenwände hochzuführen. Diese erhielten eine wasserdichte Ummantelung aus zwei Lagen Asphaltpapier mit einer 0,1 mm dicken Aluminium-Zwischenlage. Die auf die Ummantelung aufgebraachte Betonschutzdecke war gegen Abschieben durch Ankerstäbe gesichert. Zum Schluß füllte man die Kammer mit Beton. Es war nicht möglich, den Kaisson mathematisch genau zu versetzen. Örtliche Unterschiede in der Bodengestaltung und der stark geneigte Grundwasserspiegel hatten zur Folge, daß der Kaissonmittelpunkt um 20—30 cm von dem vorgesehenen Platz abwich, und daß der Kasten eine geringe Drehung machte. Der Anschluß der Fluß- und Landstrecke des Tunnels machte jedoch weiter keine Schwierigkeit. Nicht so einfach war die senkrechte Verbindung des Entlüftungsschachtgebäudes mit den anschließenden Tunnelstrecken. Nach den Untersuchungen wurde das Maß der verschiedenen zu erwartenden Setzungen errechnet. Zur Verminderung der bei den Setzungsverschiedenheiten auftretenden Spannungen ist die Herstellung der Verbindung bis zum Schluß verschoben. Die Zwischenräume sind erst geschlossen, nachdem der abgesenkte Grundwasserstand seinen ursprünglichen Stand wieder erreicht hatte. Die Verbindungen mußten, ohne steif zu sein, doch den vollen Wasser-

druck, der bis zu 18 m betrug, aufnehmen können. Sie bestanden aus dünnen, eisernen Blechen und Gummi. Nach Abschließen der Fugen konnten die Durchgänge ausgebrochen werden.

Der überdeckte Landtunnel besteht aus bewehrtem Beton; er ist durch eine Zwischenwand für den Richtungsverkehr unterteilt (Abb. 6). Er wird mittels vier Lagen imprägnierten Filzpapiers gegen Undichtigkeiten geschützt. Die Luftkanäle liegen hier über den Fahrbahnen, um die Tiefenlage der Tunneldurchgänge nicht zu vergrößern. Die Landtunnelstrecken werden in offener Baugrube unter Wasserhaltung zwischen Spundwänden ausgeschachtet. An dem einen Maasufer war streckenweise Pfahlgründung erforderlich. Man erwog für die Ausführung eine Bogenform, nahm aber hauptsächlich wegen der dadurch bedingten tieferen Baugrube davon Abstand. Weiter überlegte man einen offenen Einschnitt, um die Entlüftung und künstliche Beleuchtung zu sparen. Notwendige Straßenkreuzungen und die Unentbehrlichkeit von Ankerpfählen für die Seitenwände ließen hiervon Abstand nehmen. Um die ohnehin schon breite Baugrube nicht noch breiter machen zu müssen, was für die Aussteifung von Bedeutung ist, wird die umschließende Larssenwand als Seitenwand für den Tunnelabschnitt benutzt. Dadurch ließen sich Bauerschwernisse vermeiden, die bei einer so breiten Baugrube entstanden wären. Man brauchte für die Aussteifungen keinen Raum auszusparen, was die Herstellung eines wasserdichten Abschlusses schwierig gemacht hätte. Die Ausschachtung geschah zunächst durch Abgraben des Bodens bis zur Grundwasserhöhe.

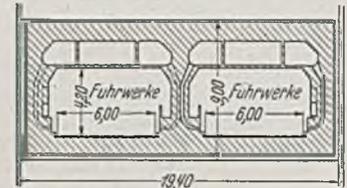


Abb. 6. Querschnitt durch die Landstrecke des Tunnels.

Von hier ab wurden 35 cm weite Brunnen hinuntergebracht, die mit Unterwasserpumpen ausgestattet waren. Die Brunnen förderten bei einer größten Absenkungstiefe von 15 m je 75 m³ in der Stunde. Erwähnenswert ist, daß die Sohle der benachbarten Hafenbecken und des Flusses sehr dicht hielt, und daß die Grundwasserabsenkung sich jenseits der Becken noch bemerkbar machte. Es muß noch bemerkt werden, daß die Baggerarbeiten im Flußbett spät begonnen wurden, um ein Aufbrechen des Bodens während der Grundwasserabsenkung für den Bau der Landstrecke des Tunnels zu verhindern; das wurde nahezu erreicht. Wenn es einmal eintrat, verlor sich der Einfluß auf den Grundwasserstand nach einigen Tagen, und die Sohle schlammte sich wieder zu. Die Brunnen befinden sich außerhalb der Umschließung, was die Baugrubenwand entlastete. Von der ersten Abgrabungsstufe aus wurden die Larssenwände gesamtet. Von hier aus konnten am linken Ufer auch die Gründungspfähle für die überdeckte Tunnelstrecke geschlagen werden. Zur Beschränkung der Pfahlhängen auf das für die Standfestigkeit erforderliche Maß wählte man Frankipfähle.

Hand in Hand mit dem Abgraben der Baugruben ging der Einbau der Aussteifungen, die mit Rücksicht auf die großen auftretenden Kräfte als räumliche Fachwerke konstruiert waren. Dabei haben Differdinger Träger Verwendung gefunden. An den obersten Aussteifungen, die auf den Kopfenden der Dammwände lagern, sind die unteren mit ihren Gurtungen aufgehängt. Bei den feststehenden Abmessungen der Aussteifungen und dem wechselnden Abstand der Baugrubenwände, der durch die Ungenauigkeit beim Rammen und durch die Erweiterung des Tunnelkörpers in den Krümmungen bedingt ist, mußte der zwischen der Wand und den Gurtungen verbleibende Raum mit Keilen aus Hartholz und kurzen Rundhölzern ausgefüllt werden. Die Druckbeanspruchung der Aussteifung ließ sich mit Hilfe von hydraulischen Pressen nachprüfen. Nach beendeter Abgrabung wurde unter der tiefsten Aussteifungslage eine wasserdichte Abdeckung mit einer dünnen Betonschutzschicht eingebracht und dann die Sohle des Tunnelkörpers betoniert. Die Sohle wurde an der Unterseite treppenförmig ausgebildet, so daß der Sohlenbeton nicht in Richtung der Tunnelneigung abgleiten konnte. Zur Sicherheit erhielten die Stufen eine geringe Gegenneigung von 1 : 200. Während der Aufgrabungsarbeiten besteht die Gefahr, daß der Boden beim Versagen der Grundwasserabsenkung aufbricht; um dieser Gefahr zu begegnen, ohne kostspielige Aufwendungen für Zusatzeinrichtungen machen zu müssen, sind Entlastungsbrunnen gebohrt, die das Wasser hochsteigen und abfließen lassen. Gelegentlich machte man die Beobachtung, daß in Abständen von einigen 100 m von der Arbeitskammer des Entlüftungsschachtgebäudes sich Druckluft durch den Untergrund einen Weg bahnte und die wasserdichte Lage von der Betonschutzschicht abdrückte. Zur Behebung solcher Schäden wurde die Dichtungslage erwärmt und in ihre ursprüngliche Lage zurückgebracht. Hierzu verwandte man heißen Sand. Das Betonieren der Landstrecken des Tunnels vollzog sich in Abschnitten von 12—40 m. Die Längsbewehrung ging in den Fugen durch. Eine geringe Bewegungsmöglichkeit blieb bestehen, doch große Setzungsverschiedenheiten traten nicht auf. Mit Rücksicht auf die im Untergrund vorhandene gleichmäßige Temperatur wurden Temperaturfugen nicht für notwendig gehalten. Durch das abschnittsweise Betonieren ließen sich die Schrumpfungunschädlich machen. Die wasserdichte Lage geht über die Arbeitsfugen hinweg. Diese Lage ist durch gewelltes Kupferblech in einer Stärke von 0,2 mm und in Breiten von 0,60 m verstärkt.

Die offene Tunnelstrecke besteht aus einem trogförmigen eisen-

bewehrten Betonkörper auf hölzernen Pfählen; bei der geringen Tiefe des Einschnitts hielt man eine wasserdichte Umkleidung nicht für erforderlich. Soweit die hölzernen Pfähle über das Grundwasser heraufreichten, erhielten sie Betonkappen. Die Fahrbahnen besitzen alle 42 m Ausdehnungsfugen. Zur Vermeidung von Undichtigkeiten sind diese mit Kupferblechen versehen, die eine gewisse Bewegung in der Achsrichtung des Tunnels zulassen und in Fischblasenform ausgebildet sind. Die Pfahlgründung verhütet ein unterschiedliches Setzen benachbarter Abschnitte.

Das Äußere der Hochbauten soll sehr einfach gehalten werden und hauptsächlich durch die schlichte Form zur Geltung kommen. Die Betonflächen bleiben größtenteils unverkleidet; belebt wird die Fläche durch die gewellte Schalung. Besondere Sorgfalt muß darauf gelegt werden, daß diese Belebung nicht zu regelmäßig erscheint. Für die Fahrbahnen sind gelbe Klinker in Aussicht genommen. Zu dieser Farbe hat man sich entschlossen, weil man den Tunnel mit Natriumlicht zu beleuchten beabsichtigt.

Die Be- und Entlüftungseinrichtung ist so geplant, daß die Frischluft nahe der Fahrbahntafel eingeblasen und die verunreinigte Luft an der Decke abgesaugt wird. Die Luftbewegung sollen 32 Schraubenventilatoren besorgen. Die Gesamtanlage soll in einer Stunde rund 2 Mio. m³ Luft umwälzen können. Die Personentunnel werden durch Einblasen von Luft an verschiedenen Punkten belüftet. Die Luft bewegt sich mit einer Höchstgeschwindigkeit von 0,15 m in der Längsrichtung in den Tunneldurchgängen und wird hier durch die Rolltreppenschächte abgeführt. Hierbei werden höchstens 30 000 m³ in der Stunde umgewälzt, und zwar durch zwei Zentrifugalventilatoren in jedem Schacht. Die Überlegungen über die zweckmäßige Ent- und Belüftung werden durch Laboratoriumsversuche unterstützt.

Die Rolltreppen sollen tagsüber ununterbrochen laufen; nachts lassen sie sich durch die Benutzer einschalten. Im ganzen sind acht Rolltreppen, die einen Höhenunterschied von 17 m zu überwinden haben, angeordnet. Spül- und Schwitzwasser wird in den Entlüftungsschächten und in der Tunnelmitte abgepumpt, wobei ein selbsttätiges Ein- und Ausschalten stattfindet.

Der Zuschlag auf den größten Teil der Arbeiten wurde Anfang 1937 an eine Arbeitsgemeinschaft erteilt. Die Arbeiten begannen auf der Baustelle am 15. Juni 1937. Wenn der Bau programmäßig vorangeht, soll er im Sommer 1941 fertig sein. Die Kosten sind auf 15 Mio. Gulden veranschlagt; man rechnet aber schon heute mit einer Überschreitung von 20%. Die Planung ist zustande gekommen durch enge Zusammenarbeit der technischen Gemeindewerke mit der Arbeitsgemeinschaft und verschiedenen anderen Gemeindedienststellen. [Nach J. P. van Brugge in „De Ingenieur“ 54 (1939) S. B. 165.]

Bunnies, Hamburg.

Regulierung des Holländischen Ijssel.

Der Holländische Ijssel, ein schon aus dem Diluvium stammender, früher offener Fluß wurde 1285 zuerst bei Klaphek abgescleust, sodann 1854 bei Gouda. Der Fluß sollte hierdurch sturmflutfrei gemacht werden, hatte aber in der Folgezeit stark unter Verschlickung und Schwierigkeiten des Abflusses zu leiden. Der unterhalb Gouda offene Flußlauf ist stark gekrümmt und stellenweise unteuf. Die berühmte Mallegat-Schleuse bei Gouda, die nur 7,85 m breit und 46,70 m lang ist und nur Schiffe von etwa 350 t durchläßt, wurde seit 1934 durch eine neue Provinzialschleuse bei Gouda (Juliana-Schleuse) ersetzt, die bei einer Breite von 12 m und 110 m Länge Schiffe von 2000 t aufnehmen kann.

Die jährliche Tonnage auf dem Wasserweg Amsterdam—Rotterdam betrug bei Gouda in den letzten Jahren rd. 5—6 Mio. t, die 1936/37 durch starke Sandlieferungen für den Straßenbau sich auf rd. 13 Mio. t erhöhte. Dazu kommt ein starker Verkehr aus der Gegend südlich von Gouda, so daß der Ijssel eine der meistbenutzten Wasserstraßen der Niederlande ist.

Für die Verbesserung des Flußlaufes (Begradigung und Vertiefung) war zu berücksichtigen, daß der Untergrund an beiden Flußufern sehr ungleichmäßig ist, was beim Bau der zukünftigen Deichstrecken dazu führte, nach Möglichkeit vorhandene Deiche nicht anzurühren. Daher mußten an zwei Stellen (bei Spreuwenhoek und bei Hitland) noch verhältnismäßig scharfe ($R = 325$ bzw. 300 m) Krümmungen bestehen bleiben, doch ist schon viel gewonnen, daß alle die schlechten Stellen (Krümmungen von 150—100 m Radius und Breiten von nur 40 m) beseitigt werden. Die Tiefe des neuen Flußlaufes soll bei sehr niedrigem Wasserstand noch 3,00 m betragen, bei gewöhnlichem Hochwasser 5,50 m, die Breite bei Niedrigwasser mindestens 60 m, sonst 100 m und mehr sein, in den Krümmungen ist sie vielfach 115—125 m, so daß die größten Rheinkähne (bis 4000 t) und Küstenfahrer bequem auf der verbesserten Strecke der Ijssel verkehren können. Der Baggeraushub (2 000 000 m³) soll an sieben Stellen der Korrektionsstrecke aufgebracht werden, so daß zusammen rd. 40 ha neuer und guter Baugrund entstehen. Rücksicht war auch zu nehmen auf die Erhaltung von Wasserflächen zwischen den Deichen und dem Flußlauf, da diese als Absetzbecken für die Sinkstoffe des Flusses dienen, welche als Rohstoff für den sog. porösen Ijsselstein verwendet wurden. Indes ist in den letzten Jahrzehnten die Anzahl der Ziegeleien, die sich mit dieser Herstellung beschäftigen, fast auf ein Viertel zurückgegangen.

Man kann sich fragen, ob es nicht besser gewesen wäre, den ganzen Holländischen Ijssel abzdämmen und ihm durch eine Schleuse bei Krimpen Zugang zu verschaffen, so daß die Juliana-Schleuse richtiger bei Krimpen hätte gebaut werden müssen. Zwar hätte dadurch das anliegende Gelände einen erhöhten Hochwasserschutz erhalten, aber den größeren wirtschaftlichen Vorteil bietet doch die Belassung von Gouda und den vielen kleinen Häfen und Betrieben, die unterhalb von Gouda liegen, am offenen Wasser.

Im Jahre 1939 war die Ijssel-Regulierung ungefähr zur Hälfte durchgeführt worden, Ende 1940 soll sie beendet sein. Gesamtkostenanschlag 1,5 Mio. Gulden, darunter 1/2 Mio. für Enteignungen. [Nach J. van Veen: Verbetering van den Holländischen Ijssel. Ingenieur, Haag 54 (1939) Bouw en Waterbouwkunde S. 13.]

W u n d r a m, Hamburg.

Die Schleusengruppe des Albert-Kanals bei Genck (Belgien).

Der Albert-Kanal verbindet die Maas mit der Schelde zwischen Lüttich und Antwerpen und hat eine Länge von 129 km. Mit sechs Schleusenstufen wird der Wasserspiegelunterschied von 56 m überwunden. Die hier beschriebene Schleusenanlage bei Genck begrenzt den ersten Abschnitt des Albert-Kanals, der sich von Lüttich bis Genck in einer Länge von 42 km erstreckt. Die Hubhöhe beträgt rd. 10 m. Es sind zwei große Zwillingschleusen und eine kleinere Schleuse nebeneinander angeordnet. Die Abmessungen der großen Schleusen sind:

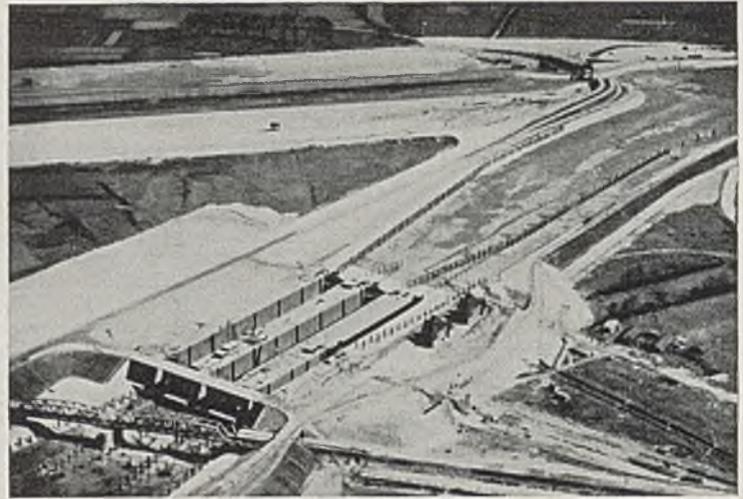


Abb. 1. Luftbildaufnahme der Schleusen während des Baues.

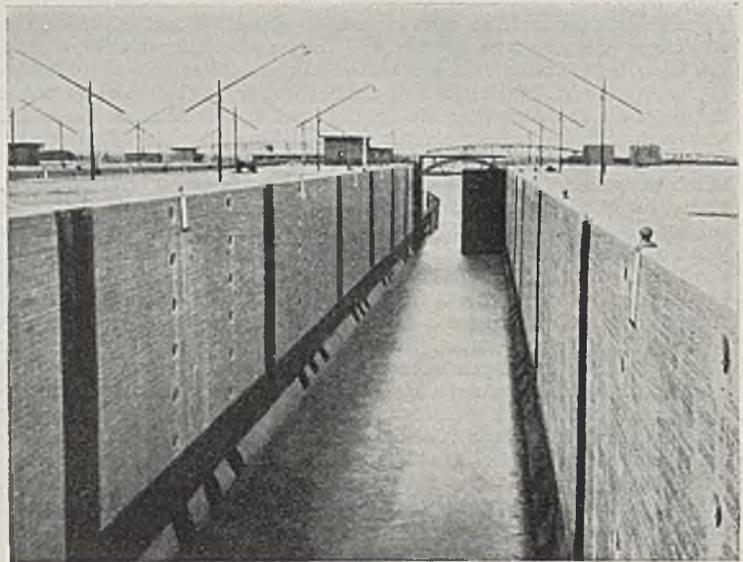


Abb. 2. Kammer einer großen Schleuse mit Unterhaupt. Über dem Boden die Austrittsöffnungen der Umläufe.

136 m Länge, 16 m Breite und 4 m Drempeltiefe, während die kleine Schleuse eine Länge von 55 m, 7,5 m Breite und 4 m Drempeltiefe besitzt. Die Maße sind so gewählt, daß jede große Schleuse einen 2000 t-Kahn nebst Schlepper oder einen Schleppzug mit entsprechend kleineren Kähnen, die kleine Schleuse einen 600 t-Kahn fassen kann. Durch die gewählte Anordnung kann die Leistungsfähigkeit des Kanals sehr gesteigert werden, da die einzelnen Schleusen sowohl voneinander unab-

hängig arbeiten als auch wechselseitig als Sparbecken benutzt werden können. Auch werden Störungen selbst bei Ausfall einer großen Schleuse nicht viel Schaden verursachen. Die kleine Schleuse dient als Schnellschleuse für Schiffe bis zu 600 t, die einzeln fahren und ohne Zeitverlust durchgeschleust werden. Eine Straßenbrücke über den Unterhäuptern verbindet die beiden Kanäle, und etwas unterhalb wurde eine Eisenbahnbrücke erbaut (Abb. 1).

Die Schleusenwände sind Schwergewichtsmauern aus unbewehrtem Beton mit einem Fugenabstand von 7,5 m. Der Schleusenboden wurde aus Eisenbeton und zur Vermeidung größerer Beanspruchung infolge ungleichmäßiger Setzungen nach Fertigstellung der Wände hergestellt. Die Ansichtsflächen der Schleusenwände sind mit Bruchsteinen aus Granit verkleidet. Die Wasserumläufe sind in der ganzen Länge der Schleusenwände entlanggeführt und münden jeweils in sechs Gruppen zu drei Ausläufen (larrons) dicht über dem Schleusenboden (Abb. 2). Durch diese Anordnung ist das ruhige Ein- und Ausschleusen gewährleistet. Die Umläufe sind mit einem Querschnitt von $3,7 \cdot 3,0$ m für $30 \text{ m}^3/\text{sec}$ so bemessen, daß jeder Schleusenvorgang eine Dauer von 7 min beansprucht. Als Verschlüsse wurden beim Oberhaupt Zylinderschütze, beim Unterhaupt Rollschütze gewählt. Die beiden für eine Schleusenkammer vorgesehenen Umläufe sind miteinander verbunden, desgleichen die der beiden großen Schleusenkammern untereinander, damit die Kammern gegenseitig auch als Sparbecken dienen können (Abb. 3). Die Schleusentore sind Stahltore aus Stahl. Jeder Torflügel hat ein Gewicht von rd. 50 t und besitzt im unteren Teil eine Öffnung, die mit rollschützartigen Klappen verschlossen ist und im Bedarfsfall von Hand bedient werden kann.

Zum Belegen der Schiffe in der Schleusenkammer wurden Poller, feste und auch schwimmende Haltekreuze (flottants) vorgesehen. Diese Haltekreuze gleiten mit Führungsrädern in entsprechenden Aussparungen der Schleusenwand und werden durch Schwimmer getragen; sie machen also die Schwankungen des Wasserstandes mit, so daß die Schiffe in der Schleusenkammer nur einmal vertäut zu werden brauchen (Abb. 4). Ferner wird durch Anordnung von Vorhäfen, Leitwerken und ausreichender Beleuchtung erreicht, daß das Durchschleusen zu jeder Zeit reibungslos und schnell vor sich gehen kann. Der Antrieb der Tore und Schütze geschieht mittels einer Reihe von Elektromotoren, die ebenfalls auch die Winden zum Verholen der Schiffe betätigen; entsprechende Kontroll- und Sicherheitsvorrichtungen sind vorhanden.

Besondere Maßnahmen wurden beim Unterhaupt getroffen, um Beschädigungen des Bauwerks und der im Vorhafen liegenden Schiffe durch das Ausströmen des Wassers aus dem Umlauf zu vermeiden. Beim Austritt (Abb. 5) wurde die Bettung in der Art eines Torbeckens auf die Länge von 11 m um 1,50 m abgesenkt. Vor den Unterhäuptern wurde die ebenfalls in Beton ausgeführte Bettung in der ganzen Breite und in

einer Länge von 20 m fischgrätenartig mit Nuten versehen und anschließend in etwa derselben Länge wiederum vertieft, um in einer 2 m hohen Schwelle ihren Abschluß zu finden.

Zur Kennzeichnung des Arbeitsumfanges seien folgende Ziffern genannt: $410\,000 \text{ m}^3$ Erdausschachtung, $115\,000 \text{ m}^3$ Beton, 490 m^3 bearbeiteter Granit, 3600 m^3 Bruchstein, 850 t Eisenbewehrung und 1150 t Stahl für Tore und Schütze. Die Baugrube mußte durch Grundwasser-senkung trocken gehalten werden. Die stündliche Pumpleistung betrug im Anfang 350 m^3 und ging später auf 120 m^3 zurück.

Zu erwähnen ist ferner, daß der Beton in möglichst trockener

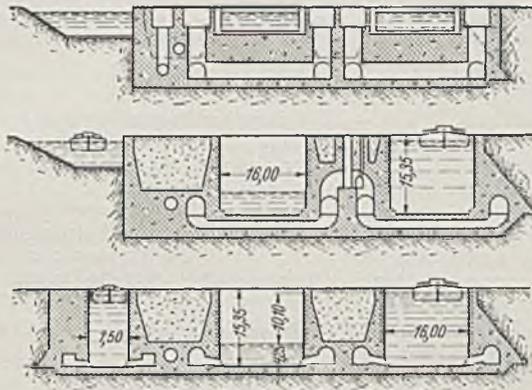


Abb. 3a. Querschnitt durch das Oberhaupt mit den Zylinderschützen.

Abb. 3b. Querschnitt in Schleusenmitte mit dem Verbindungsumlauf.

Abb. 3c. Querschnitt bei dem Unterhaupt.

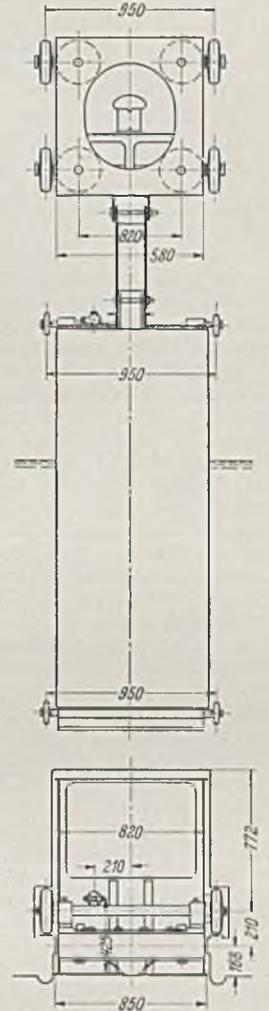


Abb. 4. Schwimmendes Haltekreuz.

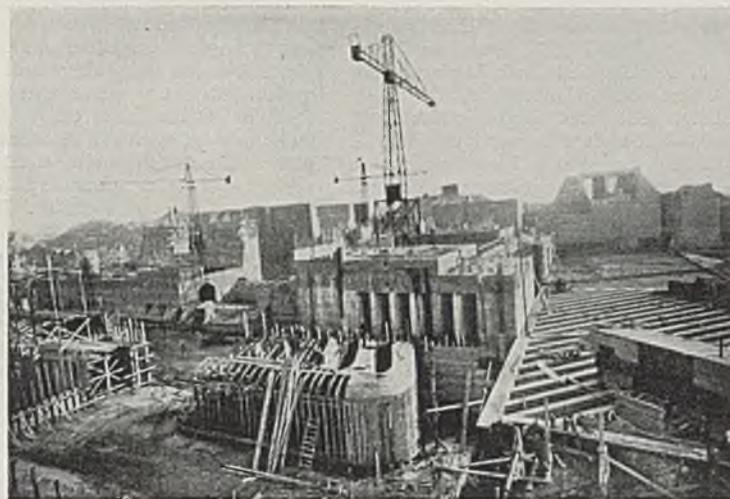


Abb. 5. Ansicht während des Betonierens. Vorn in der Mitte der Austritt des Umlaufs unterhalb des Unterhauptes.

Mischung zum größten Teil mittels Montagekränen in Kübeln eingebracht und durch Rütteln und Stampfen verdichtet wurde. Die Kieslagerung erfolgte über einem 120 m langen Tunnel, in dem die Transportwagen durch alle 5 m vorhandene Silotrichter beladen wurden und von wo sie durch den Zementschuppen zur Mischmaschine gelangten. Das Betonieren begann im Juli 1937 und war im November 1938 beendet; das bedeutet eine mittlere Tagesleistung von 290 m^3 bei Höchstleistungen von $620 \text{ m}^3/\text{Tag}$. [Nach Techn. d. Trav. 15 (1939) S. 577 und L'ossature métallique 8 (1939) S. 462.]

M o m b e r , Hamburg.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Einsatz von Baracken.

Die 12. Anordnung des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft betrifft die Deckung des kriegswichtigen Bedarfs an Baracken. Sie enthält folgende Punkte:

- § 1. Wiedereinsatz freier Baracken
- § 2. Genehmigungsanträge
- § 3. Kontingentierung neuer Baracken
- § 4. Kauf- und Mietbedingungen für Baracken
- § 5. Standortfeste Baracken
- § 6. Ausführungsbestimmungen
- § 7. Inkrafttreten.

Zur Durchführung dieser Anordnung haben die Baustoffkontingents-

träger sowie besonders aufgeförderte Gruppen und Verbände der Wirtschaft den Bestand an Baracken in ihrem Zuständigkeitsbereich festzustellen. Die Meldung ist von den Eigentümern der Baracken an den Baustoffkontingentsträger oder bei Firmen der Bauindustrie oder des Bauhandwerks an die Gruppen und Verbände der Wirtschaft zu erstatten. Vordrucke für Genehmigungsanträge und Meldungen sind zu erhalten bei Firma Görner-Druck, Berlin C 2, Rosentaler Str. 26.

Erweiterung des Deutschen Museums, München.

Im Deutschen Museum in München wurden zwei neue Abteilungen eröffnet, und zwar eine Abteilung über Elektrotechnik und eine über Straßenbau. Die Straßenbauabteilung ist notwendig geworden infolge

der starken geistigen Wandlung, die der deutsche Straßenbau seit 1933 durchgemacht hat. Der Straßenbau in Deutschland ist heute keine rein technische Angelegenheit, sondern eine politisch-kulturelle.

In der neuen Abteilung werden die Reichsautobahnen sowie die Technik des allgemeinen Straßenbaues gezeigt. Zahlreiche Tafeln und ausgezeichnete Modelle von den Kreuzungsbauwerken, Straßenmeistereien und Raststätten der Reichsautobahnen, ein Modell über ingenieurbiologische Maßnahmen beim Straßenbau sowie über Moorsprengungen als modernstes Erdbauverfahren, eine kleine Sonderschau über Baustoff-Prüfmaßnahmen zeigen den hohen Stand des deutschen Straßenbaues.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Siebel, E.: Die Prüfung der metallischen Werkstoffe. 2. Bd. des Handbuches der Werkstoffprüfung. Mit 880 Abb. Berlin: J. Springer 1939. XVI, 744 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 69,—, geh. RM 66,—.

Der vorliegende Band des unter besonderer Mitwirkung der Staatlichen Materialprüfungsanstalten Deutschlands, der zuständigen Forschungsanstalten der Hochschulen, der Kaiser Wilhelm-Gesellschaft und der Industrie sowie der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Zürich herausgegebenen Handbuches der Werkstoffprüfung beschränkt sich bewußt auf die Beschreibung der Prüfungseinrichtungen und Prüfungsverfahren. Forschungsarbeiten und Forschungsergebnisse sind nur in wenigen Fällen berücksichtigt, soweit sie für die Entwicklung von Prüfungseinrichtungen und Verfahren von besonderer Bedeutung sind. Der reiche Inhalt des Bandes ist durch die nachstehenden Kapitelüberschriften am besten gekennzeichnet: Einleitung; Physikalische Grundlagen des metallischen Zustandes; I. Festigkeitsprüfung bei ruhender Beanspruchung; II. Festigkeitsprüfung bei schlagartiger Beanspruchung; III. Festigkeitsprüfung bei schwingender Beanspruchung; IV. Festigkeit bei hohen und tiefen Temperaturen; V. Härteprüfung; VI. Technologische Prüfungen; VII. Prüfungen verschiedener Art; VIII. Physikalische Prüfungen; IX. Metallographische Prüfung; X. Grundsätzliches über die chemische Untersuchung der Metalle und ihrer Legierungen; XI. Spektralanalyse; XII. Festigkeitstheoretische Untersuchungen. Die von 20 Fachleuten bearbeiteten Beiträge geben eine ausgezeichnete und sehr umfassende Darstellung des augenblicklichen Standes des Werkstoffprüfens. Sie ermöglichen auf bequeme Weise eine schnelle und eingehende Unterrichtung über alle Fragen der Prüfung von metallischen Werkstoffen. Der 1. Band des Handbuches behandelt die Prüfmaschinen und Sondereinrichtungen sowie die Meßverfahren und Meßeinrichtungen. Ein 3. Band über die Prüfung der Baustoffe ist in Vorbereitung.

Der Abschnitt I D „Der Knickversuch“ auf S. 97 u. f. bedarf im Fall einer Neuauflage des Buches allerdings einer gründlichen Überarbeitung. Unvollkommenheiten der Versuchskörper bzw. bei längeren Stäben die Überschreitung der Fließgrenze vermögen die Mehrdeutigkeit der Gleichgewichtslagen von Druckstäben unter der kritischen Belastung nicht zu erklären. Hier müßte schon der Begriff der elastischen Stabilität benutzt werden. Auch die Ausführungen über die plastische Knickung

Zement. Bedarfsdeckungsverfahren und Bezugsmöglichkeiten.

Das Merkblatt Nr. 6 des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft gibt einen Überblick über das Bedarfserhebungs- und Zuteilungsverfahren, sowie über die Bezugsmöglichkeiten von Zement nach dem Stand vom 1. Januar 1940.

auf S. 98 bedürfen der Überarbeitung. Die Gleichung von Engesser kann man nicht wohl als empirische Knickformel bezeichnen. Eine weitere Ergänzung dieses Abschnittes unter Berücksichtigung der Versuche der neueren Zeit wäre im übrigen wegen der großen Bedeutung der Stabilitätsfragen, vom Standpunkt des Bauingenieurs bestimmt, sehr zu begrüßen.

Die vorstehend erwähnten Ungenauigkeiten beeinträchtigen jedoch nicht den Wert des Buches auf seinen eigentlichen Gebieten.

Das Buch ist vorzüglich ausgestattet, ein ausführliches Sachverzeichnis erleichtert die Orientierung. Es wäre sehr zu wünschen, daß es dazu beitragen möchte, vertiefte Kenntnisse über Werkstoffe und ihre Prüfung auch in den Kreisen der Bauingenieure weiter zu verbreiten.

Schleicher, Berlin.

Stahlbau-Kalender 1940. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin. Bearb. von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. 6. Jahrgang. Mit 1150 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1940. 628 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 4,50.

Der Stahlbau-Kalender, dessen frühere Ausgaben im „Bauingenieur“ ausführlich besprochen wurden [vgl. 19 (1938) S. 220 und 20 (1939) S. 215], liegt in vergrößertem Umfange neu vor. Von den wichtigsten Verbesserungen des Jahrganges 1940 wäre zu erwähnen ein neuer Abschnitt „Elemente des Stahlbaues“, in dem die für Brückenbau und Hochbau gemeinsamen Gesichtspunkte vereint worden sind. Neu aufgenommen ist auch ein Abschnitt Hängebrücken, der Beitrag über die Zusatzstoffe der Schweißtechnik (bearbeitet von Prof. Matting, Hannover) ist teilweise, der über die Schweißtechnik im Stahlbau (Prof. Klöppel, Darmstadt) ganz neu gefaßt. Die Vorschriften sind nunmehr in einem besonderen Abschnitt zusammengefaßt. Wie weitgehend der Stahlbau-Kalender auf den neuesten Stand gebracht worden ist, ergibt sich daraus, daß der DIN-Entwurf I E 4114 (Knick- und Beulvorschriften für Baustahl), der erst kurz vor Ende des Jahres 1939 veröffentlicht worden ist, bereits aufgenommen wurde.

Der Stahlbau-Kalender bedarf keiner Empfehlung mehr. Man kann dem Deutschen Stahlbau-Verband und dem Bearbeiter, Prof. Unold, Chemnitz, nur dafür dankbar sein, daß sie die Neuauflage trotz der erschwerten Verhältnisse besorgt haben. Schleicher, Berlin.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 11. April 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 c, Gr. 6/20. Sch 107 114. Dr.-Ing. Rudolf Schenck, Berlin-Charlottenburg. Metallstraße; Zus. z. Pat. 659 068. 18. V. 35.
- Kl. 19 f, Gr. 1. B 181 369. Erfinder, zugleich Anmelder: Alfred Bartholomäi, Luzern, Schweiz; Vertr.: E. Herse u. Dr.-Ing. W. R. Roederer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lüftungsanlage für Autostraßentunnel. 6. I. 38. Schweiz 23. I. 37.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. K 147 621. Erfinder, zugleich Anmelder: Paul Kansch, Gumbinnen. Lösbare Verbindung zweier Bauteile. 17. VIII. 37. Österreich.
- Kl. 42 c, Gr. 42. H 145 111. Dr.-Ing. Siegfried Heller, Göttingen. Verfahren zur Anzeige und/oder Aufzeichnung von natürlichen oder künstlichen Bodenschütterungen. 26. IX. 35.
- Kl. 72 g, Gr. 2/05. G 91 495. Dr. Heinz Göbler, Mannheim. Netz für Tarnungszwecke. 6. XI. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 47/20. D 76 460. Erfinder: Dr.-Ing. Johannes Eicke, Gelsenkirchen. Anmelder: Deutsche Eisenwerke Akt.-Ges., Mülheim, Ruhr. Vorrichtung zum Herstellen von Hohlkörpern, insbesondere Rohren, aus abbindefähigen Massen und Zuschlagstoffen. 30. X. 37. Österreich.
- Kl. 80 b, Gr. 4/01. K 149 849. Erfinder: Dipl.-Ing. Rudolf Zollinger, Karlsruhe. Anmelder: Dr.-Ing. Karl Kammüller, Karlsruhe-Rüppur. Verfahren zur Herstellung von Magnesiabeton; Zus. z. Anm. K 143 260. 8. III. 38. Österreich.
- Kl. 80 b, Gr. 4/08. K 149 433. Erfinder: Dr.-Ing. Rudolf Zollinger, Karlsruhe. Anmelder: Dr.-Ing. Karl Kammüller, Karlsruhe-Rüppur. Verfahren zur Herstellung von Magnesiazement bzw. -beton. 3. II. 38. Österreich.

- Kl. 80 b, Gr. 21/03. K 153 915. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde. Verfahren zur Steigerung der Festigkeit von Mörtel und Beton. 23. III. 39.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 18. April 1940 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 37 a, Gr. 3. F 84 627. Erfinder, zugleich Anmelder: Paul Friedrich, Mülheim, Ruhr. Putzdecke mit Putztafeln. 10. III. 38. Österreich.
- Kl. 37 d, Gr. 40/07. I 97 431. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Lohse, Altmittweida bei Mittweida i. Sa. Handgriff für austauschbare Reibbretter, Mauerkartätschen u. dgl. 14. III. 39.
- Kl. 80 d, Gr. 11. E 51 831. Erfinder, zugleich Anmelder: Gustav Emisch, Leipzig. Maschine zum Aufrauhnen, Stocken und Scharrieren von Natur- und Kunststeinen. 10. XI. 38.
- Kl. 84 a, Gr. 3/14. M 137 211. Erfinder: Wilhelm Müller, Mainz-Kastel. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Einrichtung zur selbsttätigen Erzielung gesetzmäßiger Änderungen der Geschwindigkeiten beim Heben und Senken von Verschlusskörpern im Wasserbau. 18. II. 37.
- Kl. 84 c, Gr. 2. S 131 194. Erfinder: Georges Godfrin, Paris. Anmelder: Société Métallurgique Senelle-Maubeuge, Longwy-Bas, M.-&-M.; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Lengner u. Dipl.-Ing. H. Kosel, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Eckausbildung, Kreuzung, Abzweigung von stählernen Spundwänden. 10. III. 38. Frankreich 2. XII. 37.
- Kl. 84 c, Gr. 4. F 85 662. Frankfurter Maschinenbau-Akt.-Ges., vorm. Pokorny & Wittkind, Frankfurt a. M. Freifallschlagramme, insbesondere zum Einrammen von Pfählen. 22. IX. 38.