DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 31. Mai 1940

Heft 22/23

Die Hauptabmessungen

Die kleineren

der einzelnen Speichergrößen gehen aus Abb. 3

hervor. Die kleineren Speicher von 4000, 5000

und 6000 t haben den

Förderturm mit der Becher-

werksgrube am Ende (Abb. 2) und werden sonst

durch Verändern der Zellen-

anzahl gebildet. Sie sind

einheitlich 18,54 m breit

und 25,27 m, 31,27 m oder

und 10 000 t haben den

Förderturm (mit Speicher-

böden) in der Mitte (Abb. 1), die Speicherzellen beider-

seits anschließend. Sie

sind ebenfalls 18,54 m

breit und 47,54 m oder

Die Baugrunduntersuchungen für 78 neue Getreidespeicher in Rumänien.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. habil. A. Scheidig, Beratender Ingenieur VBI, Naumburg (Saale)

A. Allgemeiner Bauplan.

Der große Speicherbauplan der rumänischen Regierung sieht für die Jahre 1938 bis 1940 die Errichtung von 78 Zellenspeichern für Getreide, Mais, Soja u. a. vor, die im ganzen Lande vom Eisernen Tor bis zur russischen Dnjestrgrenze verstreut liegen. Bisher besitzt Rumänien nur einige ältere Ausfuhrspeicher in den Häfen von Constanza (drei Speicher von 70 000 t), Galatz (25 000 t) und Braila (25 000 t). Bei den neuen Speichern handelt es sich - mit Ausnahme von Braila - ausschließlich um sogenannte "Hinterlandspeicher", die an den Bahnhöfen und in den Donauhäfen die Erzeugnisse der Bauern unmittelbar aufnehmen, pflegen und für die Weiterbeförderung, vor allem für die Ausfuhr, zwischenspeichern sollen. In erster Linie soll abr dem rumänischen Bauern geholfen werden, der in den betreffenden Gebieten über keine Spelchermöglichkeiten verfügt und bisher dem Zwischenhandel erbarmungslos ausgeliefert war.

Die Abmessungen der Speicher sind weitgehend vereinheitlicht worden; cs werden folgende Größen gebaut:

27 Speicher mit je 4000 t = 108000 t" je $5\,000\,t = 70\,000\,t$ " je $6\,000\,t = 162\,000\,t$ $_{\rm h}$ je $8\,000\,{\rm t} = 48\,000\,{\rm t}$ " je 10 000 t == 30 000 t 20 000 t == 20 000 t

438 000 t Speicherfähigkeit. 78 Speicher mit insgesamt

Der Bauplan sieht zwei Bauwellen vor:

Die erste Bauwelle umfaßt 34 Speicher, deren Baustellen im Herbst und Winter 1938 vorbereitet, und die 1939 errichtet und im Winter 1939/40 oder im Frühjahr/Sommer 1940 mit den Maschinen- und Förderanlagen ausgerüstet werden, so daß sie für die diesjährige Ernte 1940 erstmalig zur Verfügung stehen werden. Den ersten baufertigen Speicher (8000 t) zeigt Abb. 1.

Die zweite Bauwelle, die 44 Speicher umfaßt, wurde im Herbst 1939 vorbereitet und zum Teil begonnen; sie soll 1940 baulich durchgeführt werden, um nach Einbau der Maschinen erstmalig für die Ernte 1941 zur Verfügung zu stehen.

Bauherr, Entwurfsversasser und Bauleiter ist der Rumänische Staat, vertreten durch die Staatliche Silodirektion (Directia Silozurllor Regionale P. C. A.) in Bukarest, die der Staatlichen Hafenund Wasserstraßenverwaltung (P. C. A.) und damit dem Rumänischen Marineund Luftsahrtministerium untersteht.

Technische Mitarbeit, insbesondere bei der Entwurfsbearbeitung, leisten: für die Baugrunduntersuchungen und Gründungsentwürfe der Verfasser dieses Aufsatzes, für dle Speicherbauten die Bauunternehmungen Suka-Silobau Heinrich Kling, München und Bukarest, und die Froment Clavier, Paris, für die maschinelle Ausrüstung die Mühlenbau Industrie AG (Miag) in Braunschweig und die Maschinenfabrik Bühler in Uzwill (Schweiz).

Die Bauausführung liegt etwa zur Hälfte in den Händen von Suka-Silobau Heinrich Kling, die andere Hälfte bei einer Reihe von rumänischen Bauunternehmungen.

B. Technische Angaben.

Da über Entwurf und Bauausführung eine spätere ausführliche Veröffentlichung von anderer Seite geplant ist, genügen hier folgende Angaben:

34,27 m lang. Die größeren Speicher von 8000 59,54 m lang. Die Traufen-höhe liegt 26,05 m, der Turmfirst 38,40 m über

Abb. 2. Speicherbauweise mit Turm am Ende. 5000-t-Speicher. Aufn.: Dipt.-Ing. Walti.

Schienenoberkante. den 20 000-t-Speicher in Braila ist ein Sonderentwurf aufgestellt worden. Der untere Teil (Gründung, Stützen, Trichterböden) wird bei allen Speichern durchweg in Stampf- oder Eisenbeton ausgeführt, das Gerippe

des Förderturmes in Eisenbeton. Die Zellen werden bei 43 Speichern in Suka-Ziegelbauweise mit Rundeisenbewehrung gemauert, bei 17 Speichern in Froment-C'avier-Bauweise (fertige Betonschalungsplatten) und bei 18 Speichern in Eisenbeton hergestellt. Ein Teil der Zellen wird nach dem Sukaversahren belüftet.

Die Gründungen werden als Flachgründungen auf Streifen oder melst auf durchgehenden Eisenbetonplatten und als Plahlgründungen ausgeführt, je nach dem Ergebnis der Baugrunduntersuchungen, die ausnahmslos durchgeführt worden sind. Die Abmessungen der etwas vorspringenden Gründungsplatten und die Säulenstellungen sind in Abb. 4 dargestellt. Die enge Säulenstellung mit 3 m Abstand begünstigte die durchgehende Platte ebenso wie die durch die kurzen



Der erste fertiggestellte Speicher (8000 t). Bauweise mit Turm in der Milte. Erbaut in Sukabauweise von Suka Silobau Hch. Kling.

Aufn.: Dipl.-Ing. Tomescu.

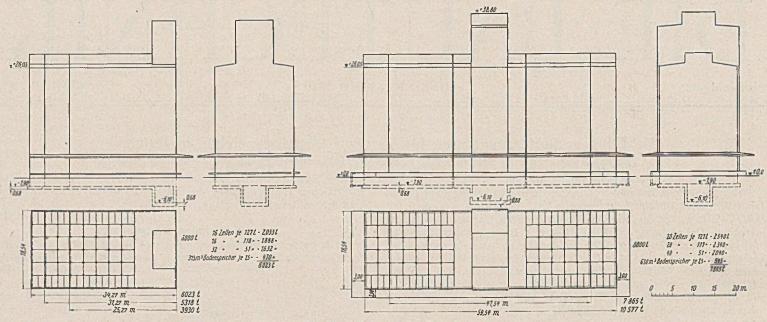


Abb. 3. Hauptabmessungen der Speicherbauten.

Baufristen und den Mangel an Facharbeitern gebotene weitgehende Vereinheitlichung auch der Gründungen. Abb. 5 zeigt die entsprechenden Aushubmaße für den 6000- und 8000-t-Speicher, wobei insbesondere die großen Tiefen für die Becherwerksgruben von 7,5 bis 8 m zu beachten sind.

Die Lasten, getrennt nach Eigengewicht und Nutzlast, sind in Abb. 6 für den 8000- und 10 000-t-Speicher für die äußeren Zellenreihen und die mittlere Turm- und Bodenspeichergruppe genauer aufgezeichnet. Im Mittel aller Speichergrößen betragen die Bodenpressungen für Eigengewicht etwa 1,2 kg/cm², für Nutzlast 1 kg/cm², insgesamt also 2,2 kg/cm². Diese Mittelwerte sind für die gewöhnliche Setzungsberechnung zugrunde gelegt worden, wobei von der Eigengewichtspressung 1,2 kg/cm² noch 0,4 kg/cm² Aushubgewicht abgezogen werden darf, so daß die setzungserzeugenden zusätzlichen Bodenpressungen auf den Baugrund bei Vollast betragen:

In einigen Fällen, in denen die Setzungsberechnung genauer durchgeführt wurde, ist die wirkliche Belastungsverteilung nach Abb. 6 zugrunde gelegt worden; auch fällt die Schienenoberkante nicht immer mit dem vorhandenen Gelände zusammen, so daß der Abzug des Aushubgewichts veränderlich ist; setzungsvermindernd wirkt allgemeiner Geländeabtrag, stark setzungsfördernd Geländeerhöhung durch Aufschüttung rings um den Speicher.

Die vorstehenden Werte sind durch die Geländegestalt, die Zuführung und Höhenlage der Anschlußgleise und bau- oder betriebstechnisch im großen ganzen gegeben; die Gründung hat sich ihnen anzupassen und muß ihrerseits nach den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung gestaltet werden.

C. Geologisches.

Das Baugebiet der Speicher umfaßt folgende Landschaften:

Die Kleine Walachei, begrenzt im Norden von den Südkarpathen (Transsylvania), im Westen vom Eisernen Tor, im Süden von der Donau, im Osten etwa vom Flusse Olt.

Die Große Walachei, das Karpathenvorland zwischen den Flüssen Olt, Donau, Milcov mit der fruchtbaren Baragansteppe östlich von

Die Dobrudscha zwischen Donau und Schwarzem Meer.

Die Moldau, das Karpathenvorland der Ostkarpathen bis zum Pruth. Bessarabien, zwischen Dnjestr, Pruth, Donau und Schwarzem Meer. Das Banat im Westen.

Geologisch stellt das Donaubecken zwischen Südkarpathen und Balkangebirge eine flache, von mächtigen Tertiärschichten erfüllte Mulde dar, die von diluvialen und alluvialen Ablagerungen überdeckt sind. Die Mächtigkeit dieser Ablagerungen über dem Tertiär, über die weder aus geologischen Karten noch bei der Rumänischen Geologischen Landesanstalt etwas Näheres zu erfahren war, ist durch Bohrungen fast überall auf nur 20 bis 30 m festgestellt worden. In dieser Tiefe wurde fast ausnahmslos ein blauer, meist glimmerhaltiger steifer Ton, Schluff oder toniger Sand angeschnitten. Die Diluvialschichten bestehen aus Terrassensanden und -kiesen, Lehmen, Tonen und teils aus Löß. Alluvionen finden sich an der Donau und in den Flußtälern.

In Baragan und vor allem in der Süddobrudscha beherrscht der echte Löß, der hier Mächtigkeiten bis zu 20 m und mehr annimmt, bei tiefem Grundwasser das Bild des Untergrundes, meist von zwei Leimenzonen 1) unterbrochen.

Nördlich, in der Moldau und Bessarabien, herrscht ebenfalls der Löß vor, und zwar mit 1 bis 2 m Schwarzerde als Oberflächendecke, sonst aber in geringerer Mächtigkeit. Unter ihm finden sich diluviale Sande, dann wird ebenfalls überall das Tertiär, melst in Form stelfer

Kalkfels ist nur an einer einzigen Baustelle in der Norddobrudscha angetroffen worden. Alle übrigen 77 Speicher ruhen auf mächtigen unverfestigten Ablagerungen.

Große Mächtigkeiten nehmen die weichen Alluvialschichten an der unteren Donau ein (Braila 30 m, andere Speicher 10 bis 20 m,

teils mit Torfzwischenlagen). Bei Bolgrad und Bugaz finden sich tiefgründige weiche Schlamme der Limane, die in Bugaz 30 bis 35 m Mächtigkeit besitzen.

Da die Eisenbahnen meist den Flußtälern folgen und die Speicher an den Eisenbahnen liegen, liegen

viele Baustellen in jungen Flußanlandungen, obwohl ringsum die Hochflächen besseren Baugrund aufweisen. Die Siedlungen und Verkehrswege bevorzugen aber wegen der Grundwassernähe allgemein

die Täler. Es gibt demzufolge nur wenige Baustellen, in denen die Brunnen

bis zu 30 m kein Wasser llefern. Fast die Hälfte aller Speicher reicht sogar mit ihren Becherwerksgruben von 7 m Tiese bereits ins Grundwasser. Bei den übrigen findet sich Bauwasser in 8 bis 20 m Tiefe. In den steppenartigen Lößgebieten ist dieses Wasser aber für Trinkzwecke zu salzig und für Betriebszwecke zu hart, so daß oft tieferes Grundwasser aus den Tertiärschichten gewonnen werden muß.



Sneicher 6000 Tonnen

50,00 Abb. 4.

Abmessungen der Gründungsplatten und Säulenstellung für den 6000-t- und 8000-t-Speicher.

D. Bohrungen und Schürfe.

Zum Aufschließen des Untergrundes sind zunächst auf den 34 Baustellen der ersten Bauwelle, meist im Winter 1938/39, Bohrungen und Schürfe mit Entnahme von ungestörten Bodenproben angelegt worden. Die Durchführung von Baugrunduntersuchungen in diesem Umfange ist für Rumänien neu. Bisher ist nur eine Sonderuntersuchung für die

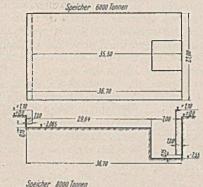
¹⁾ Leimenzonen sind verlehmte Lößzonen, die auf Klimawechsel während der Lößentstehungszeit hinweisen. Näheres in Scheidig, Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften. Leipzig u. Dresden 1934, Verlag Steinkopff.

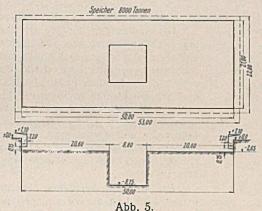
Hochhausgründung der Eisenbahnverwaltung am Nordbahnhof in Bukarest im Jahre 1936/37 durch die Wiener Erdbauversuchsanstalt bekanntgeworden.

Die gleichzeitige Durchführung derartiger Untersuchungen auf über 30 Baustellen, die im ganzen Lande verstreut liegen, bedeutet eine anerkennenswerte Anstrengung der Staatl. Silobaudirektion im Verein mit der Suka-Silobau Heinrich Kling und zeugt von der fortschrittlichen Einstellung der rumänischen Ingenieure. Daß diese Aufschließungen noch

einige Mängel aufwiesen, liegt in der Erstmaligkeit des Unternehmens, in örtlichen Schwierigkeiten und in der Kürze der Zeit begründet, in der die Bohrungen und Schürfarbeiten durchgeführt werden mußten. So zwang der Mangel an Flachbohrgerät und an eingearbeiteten Leuten, daß man sich für jede Baustelle meist mit einer Bohrung von 15 bis 20 m Tiefe begnügen mußte, die durch zwei Schürfe bis zu 8 m Tiefe

ergänzt wurde. Die niedrigen Löhne und die Tiefenlage des Grundwassers, besonders in den weitverbreiteten Lößgebieten, war für solche Schürfarbeiten günstig. Auch zeigte sich gerade für diese Bodenart wieder, wie bereits vor Jahren in Rußland, der hohe Vorteil offener Schürfe gegenüber den Bohrungen, weil Gefüge und Verlehmungszonen einwandfrei





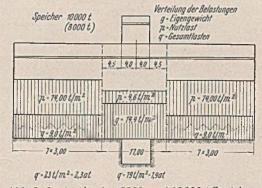
Baugrubenmaße für den 6000-t- und 8000-t-Speicher.

zu erkennen sind²). Außerdem sind der echte Löß und seine Schluffbildungen, besonders wenn sie wasserhaltig sind, erschütterungsempfindlich. Da mir die Proben damals größtenteils nach Freiberg (Sachsen) zur Beurteilung und Untersuchung gebracht werden mußten, ist damit zu rechnen, daß die Lößproben infolge Auflockerung oder Frosteinwirkung z. T. in der Versuchsanstalt zu ungünstig beurteilt worden sind. Für einige Baustellen habe ich im Sommer die Bohrungen wiederholen lassen; die Ergebnisse waren z. T. wesentlich besser.

Für die 44 Speicher der zweiten Bauwelle sind auf jeder Baustelle ausnahmstos je zwei Bohrungen von 30 m Tiefe und je zwei Schürfe von 5 m Tiefe angesetzt worden. Aus allen Bohrungen sind ungestörte Pro-

ben gezogen und an die inzwischen eingerichtete Erdbauversuchsanstalt der Silo-Direktion P.C. A. in Bukarest eingesandt worden; aus den Schürfen wurden Proben in Stücken in paraffinierte Gläser (Honiggläser mit

Schraubdeckel und Weckgläser) gefüllt und eingesandt. Sämtliche Proben sind dort von mir besichtigt und begutachtet worden; insgesamtetwa 3000 Bodenproben.



gesamt etwa 3000 Boden- Abb. 6. Lasten für den 8000- und 10000-t-Speicher.

Die Bohrungen und Schürfe lagen an den Ecken der Speichergrundfläche kreuzweise gegenüber, aber außerhalb der Baugrube, etwa 5 bis 8 m von den Ecken entfernt. Es hatte sich auch hier — wie schon so oft — bei den Speichern der ersten Bauwelle, bei denen das Bohrloch in der Mitte der Gründungssohle lag, gezeigt, daß bei Wasserandrang oder bei Vorhandensein von gespanntem Grundwasser die alten Bohrlöcher sehr lästige Quellen in der Baugrube bildeten. Ferner ist die Lage außerhalb der Baugrube günstiger, wenn das Bohrloch zur Anlage eines Festpunktes für die Setzungsmessungen (Standpegel)³) benutzt wird.

E. Entnahme und Begutachtung der Bodenproben.

Die Proben wurden in 2- bis 4 zölligen Rohrstutzen entnommen, die paraffiniert versandt wurden. Auch 1,5 zöllige Rohrstutzen wurden anfangs verwendet, haben sich aber nicht bewährt. Aus den 3- bis 4 zölligen Rohrstutzen fiel die Probe beim Ziehen oft heraus, so daß nur fettere Tone gewonnen werden konnten; außerdem war das große Gewicht der Proben sehr lästig. Am besten bewährten sich auch in diesen Fällen die 2 zölligen Gasrohrstutzen.

Beim Bohren und Probenziehen wurden Schichtverzeichnisse (ähnlich Din 4022) sorgfältig ausgefüllt und meist die Schichtung laufend auf-

getragen, ein Verfahren, das sich als sehr zweckmäßig erwies.

Die Größe der Bauaufgabe, die kurzen Baufristen und die örtlichen Verhältnisse sowie die Tatsache, daß anfangs in Rumänien keine Erdbauversuchsanstalt zur Verfügung stand, zwang in Abweichung von der üblichen Arbeitsweise vielfach dazu, die erdstoffphysikalischen Eigenschaften der ungestörten Bodenproben einzuschätzen, wobei mir jahrelange Erfahrung und planmäßige Übung in solchem Schätzen zu Hilfe kam. Dabei sind allerdings die meisten Schätzungen durch Versuche im Prüfraum (siehe später) nachträglich überprüft worden. Das Ergebnis war überraschend: Die Abweichung zwischen den geschätzten Werten und den im Prüfraum ermittelten war in den meisten Fällen so gering, daß sie praktisch vernachlässigt werden konnte. So ergab — ein Beispiel von vielen — die Setzungsberechnung auf Grund der geschätzten Werte in einem Falle 27,2 cm, auf Grund der Versuchswerte 28,0 cm. Selten überstieg der Fehler 10 %. Wenn auch die Abweichungen bei den einzelnen Proben stellenweise wesentlich größer waren, so gleicht sich dies bei der Setzungsermittlung über die gesamte Schichtung fast vollständig aus.

Wesentlich ist, daß auch für diese Begutachtung ungestörte Bodenproben zur Verfügung stehen, die keinen Zweisel über den anstehenden

Boden aufkommen lassen können.

F. Baustellenbesichtigungen.

Wichtiger als die Blut- oder Harnuntersuchung ist für den Arzt die Untersuchung des Kranken selbst. Das gilt auch für den Baugrundforscher. Es mögen noch so gute Pläne, Beschreibungen, Bohrungen und Bodenproben vorliegen, das Bild über den Baufall wird vollständig erst durch persönliche Inaugenscheinnahme des verantwortlichen Gutachters. Die Geologie und Gestaltung des Geländes und die Grundwasserverhältnisse, die örtlichen Beobachtungen des Bohrmeisters und der Vorarbeiteningenleure, die Schurfergebnisse sowie örtliche Bauerfahrungen lassen sich nur an Ort und Stelle erfassen und auswerten. Dazu kommt, daß dem Nichtsachmann der Blick für das Wesentliche und der Blick für mögliche Schwierigkeiten meist sehlen, die ein Ergebnis aus Begabung und jahrzehntelanger Erfahrung sind.

Sämtliche Speicherbaustellen habe ich in im ganzen vier Reisen nach Rumänien besucht. Auf den Hauptstrecken und Hauptstraßen Rumäniens reist es sich angenehm. Die Donauhäfen wurden mit einer von der Wasserstraßendirektion zur Verfügung gestellten Dampfjacht besucht. Leider war nur ein sehr kleiner Teil der Baustellen auf diese Weise zu erreichen. Viele tausend Kilometer mußten im Kraftwagen auf Provinzstraßen und auf Feldwegen befahren werden. Den Zustand des rumänischen Straßennetzes habe ich auf diese Weise gründlich kennengelernt. In Bessarabien, das keine für Kraftwagen befahrbare Wege kennt, wurde ein Schienenkraftwagen der Eisenbahn benutzt, auch der Pferdewagen, die Motorschaluppe auf der Donau und das Flugzeug schiten als Verkehrsmittel nicht.

Die dritte und vierte Reise wurden bereits während des Krieges vorgenommen, der auch in Rumänien überall seine Folgen spüren läßt. Trotzdem konnten die Arbeiten mit nur geringer Verzögerung planmäßig durchgeführt werden.

G. Die Untersuchungen in der Versuchsanstalt.

Die erdstoffphysikalischen Untersuchungen für die erste Bauwelle wurden noch in Freiberg, die für die zweite Bauwelle in Bukarest durchgeführt. Die Erdbauversuchsanstalt der Silodirektion P. C. A. in Bukarest, Splaiul Independentei 48, steht unter der Leitung des Herrn Dipl.-Ing. Tomescu und untersteht dem Chef der Silodirektion, Herrn Direktor Chiricuta. Die praktische Auswertung der Versuchsergebnisse wurde von mir vorgenommen; teilweise dienten die Versuche zur Nachprüfung der geschätzten E-Werte, nachdem in dringenden Fällen auf Grund der Schätzung die Entscheidung über die zu wählende Gründung bereits vorher getroffen werden mußte.

Die Versuche in Freiberg erstreckten sich anfänglich auf fast alle gebräuchlichen physikalischen Feststellungen, weil cs sich um Bodenproben aus fremden Gebieten handelte. Sie zeigten jedoch keinerlei Besonderheiten gegen die bisherigen Erfahrungen. Deshalb konnte der Versuchsplan bald wesentlich eingeschränkt werden; es wurden später meist nur noch Roll- und Fließgrenze mit natürlichem Wassergehalt und die Steifeziffer E im Zusammendrückungsversuch ermittelt. Die Versuchs-

Siehe Fußnote 1.
 Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 2. Auflage, S. 173,
 Abb. 185. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.

20 40 60%

Wassergehalt

21,9 19,7

219 335 217

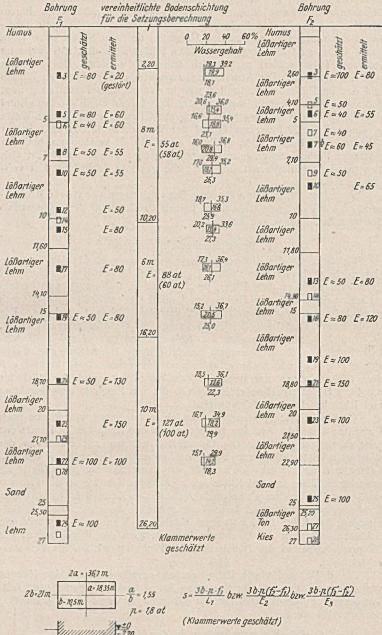
16,3 39 23,1 28,4

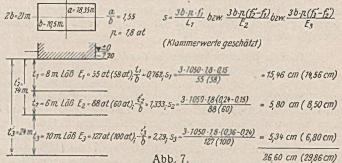
16.6 39. 22.5 25.3

ergebnisse wurden neben der Aufzeichnung der Bohrung aufgetragen; auch die vorher geschätzten E-Werte wurden vermerkt (Abb. 7). Wiedergabe von weiteren Beispielen bleibt einem späteren Aufsatz vorbehalten.

H. Die Setzungsberechnung.

Auf Grund der versuchsmäßig ermittelten oder geschätzten Erdstoffzissern wurden die Setzungen der Speicher berechnet. Dabei konnten dle Bodenschichten in der Regel zu zwei bis drei Schichtpaketen mit einem gemittelten E-Wert zusammengefaßt werden. Da die Belastungsflächen durchweg Rechtecke von 2b = 21 m Breite und $2a = 27.7 \times 33.7$, 36.7, 50,0 oder 62,0 m Länge darstellen, ließen sich die Setzungen mittels der vereinfachten Setzungstafeln nach Boussinesq-Steinbrenner⁴) einfach ermitteln.





Beispiel für die Auftragung der physikalischen Erdstoffziffern und die Setzungsberechnung eines Speichers auf tiefgründigem Lößboden.

Ein Belspiel (für einen 6000-t-Speicher) ist in Abb. 7 gegeben. Die Setzung errechnet sich zu 26,6 cm mit den versuchsmäßig bestimmten E-Werten, zu 29,9 cm mit den vorher geschätzten E-Werten. Da die mittlere Gesamtsetzung noch etwas kleiner ist als 3/4 der Setzung der

Plattenmitte, so verringern sich die Setzungen noch etwas. handelt es sich um ausgesprochene Schluffböden im Grundwasser, bei denen infolge unvermeidbarer Auflockerung bei der Entnahme ein weiterer Anteil abgerechnet werden muß, der nach bisherigen Erfahrungen für solchen Boden in Deutschland 20 bis 50 % beträgt und für Rumänien erst im Laufe der Zeit durch Setzungsmessungen genauer festgelegt werden kann. Die zu erwartende Setzung würde daher 15 bis 20 cm Sie ist, was weiter zu berücksichtigen ist, errechnet für betragen. dauernd wirkende Vollast; da dieser Zustand bei einem Speicher nicht zutrifft, sondern die Vollast meist nur kurze Zeit wirkt, werden auch die Setzungen nicht in vollem Umfange eintreten. Schließlich brauchen die Setzungen erhebliche Zeit zu ihrer Entwicklung, werden also erst nach vielen Jahren abklingen.

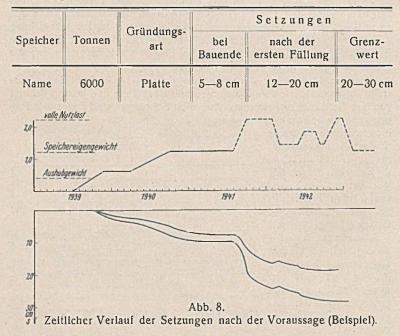
Die errechneten Setzungen liegen meistens zwischen 2 und 10 cm und steigen bei einzelnen Speichern bis 30 cm (vgl. obiges Beispiel). Wurden größere Setzungen errechnet, so sind sie durch besondere bautechnische Maßnahmen (Tiefkeller, Pfähle) oder durch Verlegung der Baustelle verhindert worden. Über diese besonderen Maßnahmen, auch über ungleiche Setzungen usw. soll später berichtet werden.

I. Der zeitliche Verlauf der Setzungen.

Die Anwendung der Theorie über den zeitlichen Verlauf der Verdichtung von Tonschichten auf praktische Bauaufgaben setzt voraus, daß einigermaßen gleichmäßige Tonschichten vorhanden sind, deren Durchlässigkeitsziffer zu ermitteln ist. In allen Fällen, in denen Ton-, Sand-, Lehmund Schluffschichten in rascher Folge abwechseln, ist der zeitliche Verlauf ziffernmäßig nicht zu berechnen. Man kann ihn bestenfalls seinem grundsätzlichen Verlauf nach bestimmen und voraussagen, daß er etwa zwischen zwei Grenzlinien zu erwarten ist. Auch kann man angeben, ob die Setzungen rasch, mittel oder langsam auftreten und abklingen werden.

Bei Speichern, bei denen über die Hällte der setzungserzeugenden Last die Form einer ständig wechselnden Nutzlast hat, wird das Setzungsbild besonders verwickelt. Ich habe diesen Fall an Hand eines Beispiels (Speicher Odessa) früher bereits behandelt5).

Die zu erwartenden Setzungen und ihr zeitlicher Verlauf sind dem Baugrundgutachten in Listen von folgender Form beigegeben:



Trägt man den zeitlichen Verlauf mit diesen Angaben zeichnerisch auf, so erhält man die Darstellung der Abb. 8.

K. Setzungsmessungen.

Der Bau von 78 Speichern in zwei bis drei Jahren unter einheitlicher Leitung bietet eine einzigartige, wohl nur selten wiederkehrende Gelegenheit zu planmäßigen Setzungsmessungen an einer großen Zahl gleicher Bauwerke. Da der Baugrund durchweg meßbare Setzungen erwarten läßt, habe ich die Durchführung solcher Messungen mit aller Entschledenhelt gefordert und empfohlen. Meine Vorschläge gingen dahin:

⁴⁾ Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, S. 109, Abb. 113. Berlin 1938, Wilh. Ernst & Sohn.

⁵⁾ Scheidig, Baugrundforschung und Fundierungswesen. Bauing.

Grundsätzlich sollen sechs Punkte, die vier Ecken und die Mitten der Längsseiten, eingemessen werden. Hierzu sind für jeden Speicher

a) zwei Festpunkte (Reper), die 3 m in den Boden geschlagen und gegen Frosthebung geschützt werden sollen, oder Bohrloch-Standpegel;

- b) zwei 2 zöllige Gasrohrmeßpunkte, einbetoniert in der Gründungsplatte, in den Mitten der Längsseiten, die aus den Türschwellen herausragen sollen und später aufgegeben werden, sobald die Punkte c gemessen werden können;
- c) sechs Gußeisenbolzen dicht über dem Rampenboden als endgültiger Meßbolzen. Die Zahl sollte bei den 8000-t- und 10 000-t-Speichern, falls sie durch Fugen in drei Baukörper getrennt werden, auf zwölf erhöht werden (je vier an jedem Baukörper).

Die Silodirektion hat die einheitliche Messung für alle Baustellen angeordnet. Die Erfahrung wird zeigen, wieweit brauchbare Ergebnisse gewonnen werden.

Die Speicher, für die die Bodenuntersuchungen eingehender durchgeführt und die Setzungen genauer berechnet wurden, sind z. Z. erst bis zu den Trichterböden betoniert, haben also das Aushubgewicht noch nicht wesentlich überschritten. Bei den wenigen fertig erbauten Speichern sind bisher Setzungen bis zu 4 cm eingetreten, die fortdauern. Über die gemessenen Setzungen ist eine spätere Veröffentlichung geplant.

L. Probebelastung.

Auf einer Reihe von Baustellen sind auf Veranlassung der Silodirektion Probebelastungen des Baugrundes mit ruhender Last in der Baugrubensohle vorgenommen worden, die z. B. im Lößgebiet nützliche Vergleichszahlen lieferten. Die Ergebnisse hängen allerdings sehr von Zufälligkeiten ab, vor allem dem Wetter. Die Probegruben vorzubereiten, kostet ziemlich viel Zeit; Regen, Schnee, Frost verändern den Baugrund in der Grubensohle rasch und entscheidend. Schiefstellungen und außermittige Belastung tragen weitere Unklarheiten hinein. Wesentliche Schlußfolgerungen konnten aus den Probebelastungen deshalb nicht gezogen werden.

M. Schlußfolgerungen aus den Baugrunduntersuchungen.

Die Schlußfolgerungen, die aus den vorstehend geschilderten Baugrunduntersuchungen zu ziehen sind, sollen hier nur gestrelft werden, da über die Erfahrungen bei den Gründungen ein weiterer Aufsatz folgen soll. Folgende Fragen waren in erster Linie zu prüfen:

1. Ist eine gewöhnliche Flachgründung als durchgehende Eisenbetonplatte möglich?

2. Ist diese Platte infolge ungleicher Setzung oder ungleichen Widerstandes des Bodens in einzelnen Fällen besonders zu verstärken?

3. Ist ein verlorener Tiefkeller zur Verringerung der Setzungen zweckmäßig?

4. Kann, wenn der Baugrund in den oberen Schichten weich ist, die Ausquetschgefahr (das Schlefstellen des Speichers) durch Spundwände gebannt werden?

5. Muß in diesem Falle eine Pfahlgründung gewählt werden, und eine schwebende, eine stehende oder eine halb stehende?

6. Kann bei der Pfahlbelastung von der in Rumänien früher üblichen Höchstlast von 10 bis 15 t abgegangen und können höhere Pfahllasten zugelassen werden, in welcher Höhe und mit welchen Setzungen ist dabei zu rechnen?

7. Welche Wirkung übt die sehr viel tiefer gegründete Becherwerksgrube auf die Setzungen und welche auf die Spannungen im Bauwerk bei gleichmäßigem Baugrund aus?

8. Wie wirkt sich eine "harte Gründung" der Grube aus, wenn die

Platte "nachgiebig" gegründet wird?

9. Wie muß der Aushub der Becherwerksgrube im Grundwasser durchgeführt werden? Wie tief müssen etwaige Spundwände reichen? Wie muß die Grube gedichtet werden?

10. Welche Schwierigkeiten bringt eine nachträgliche Vertiefung der Becherwerksgrube mit sich, wenn zu kurze Spundwände verwendet sind oder bereits Schwimmsand eingebrochen ist?

11. Wie können die leichteren Nebengebäude, das Kraft- oder Umspannwerk und die Wohn- und Verwaltungsgebäude bei schlechtem Baugrunde gegründet werden?

12. Kann eine teure Tiefgründung durch Wahl einer anderen Baustelle vermieden werden? Wo ist diese zu finden?

13. Darf eine offene Baugrube im Winter dem Frost ausgesetzt werden? Wie ist sie gegen Frostwirkung zu schützen?

14. Welches ist die frostfreie Gründungstiefe in Bessarablen?

Schon die Aufzählung dieser Fragen deutet an, daß es für die Gründungsfragen keine einheitliche Behandlung geben kann. Wenn auch der Oberbau, das Speichergebäude, weitgehend vereinheitlicht und typisiert werden konnte, in Baugrunddingen gibt es keine Einheitlichkeit, kein Muster, keine "Kleider von der Stange". Gründungen müssen immer beste "Maßarbeit" sein und dem einzelnen Fall "auf den Leib zugeschnitten" werden.

Alle Reclite vorbehalten.

Ziel und Zweck der Vorspannung im Eisenbeton.

Von Dr. Jug. Fritz v. Emperger, Wien.

Im Eisenbetonbau hat sich jede Verbesserung, sobald sie sich einmal bewährt hat, rasch veraligemeinert. Man denke an die anfangs so mannigfachen Formen der Bewehrung, die sich bald so vereinheitlicht hatten, daß man etwas anderes kaum für möglich hielt. Es steht also zu erwarten, daß auch die Vorspannung, sowle eine wirtschaftlich geeignete Form für ihre Herstellung gefunden ist, sich rasch einbürgern wird. Die folgenden Angaben wollen das anbahnen.

Die Hauptaufgabe der Vorspannung besteht in der Vermeidung oder in der Milderung von Rißerscheinungen. Dies hat sich erst dann als unumgänglich herausgestellt, als man hochwertigen Stahl zu verwenden begann und die Möglichkeit schaffen mußte, seine Festigkeit voll auszunutzen. Man gelangt durch die Vorspannung zu einer einwandfreien Ausnutzung der höheren Stahlspannungen, sie führt durch ihre allgemeine Verwendbarkeit auch bei bescheidener Erhöhung der Stahlspannungen zu volkswirtschaftlich wichtigen Ersparnissen. Die gleichzeitige Verminderung der Gestchungskosten und die Erhöhung der Güte des Bauwerks läßt erwarten, daß das Verfahren auch über die Kriegszeit hinaus erhalten bleibt.

Da das Verfahren in erster Linie wirtschaftlich sein muß, sollen nur jene Ausfürungen in Betracht gezogen werden, bei denen die Vorspannung unter Verwendung eines Betons von gewöhnlicher Güte und eines Stahls von handelsüblicher Festigkeit mit einfachen Spannvorrichtungen, also ohne außerordentliche Vorkehrungen angewendet werden kann. Bei den ersten Vorschlägen dieser Art stellte man so weitgehende Anforderungen, daß die Vorspannung nur bei fabrikmäßiger Herstellung von Werkstücken in Betracht kam. Deshalb soll von vornherein die Aufgabe nicht so gestellt werden, daß jede Zugspannung vom Beton ferngehalten wird, sondern es soll nur der Zustand beibehalten werden, der sich bisher bei den früheren niedrigeren Zugspannungen als unschädlich erwiesen hat.

Zum besseren Verständnls des Gesagten sei an Hand eines Beispiels die praktische Ausführung gezeigt. Bei der Rippe eines Plattenbalkens oder bei einem Unterzug müßte man zur Vermeidung von Rissen eine größere als die zweifache Sicherheit anwenden. Das ist u. a. beim

Brückenbau der Fall, wo die sonst zulässige Spannung og = 1800 kg/cm² auf 1500 kg/cm2 herabgesetzt wird, selbst wenn eine zweifache Sicherheit bei der Streckgrenze von 4000 kg/cm² eine Erhöhung bis auf 2000 kg/cm² erlauben würde.

Wenn in einem solchen Falle statt der einfachen Bewehrung mit dem Querschnitt F_e^0 eine Hauptbewehrung mit dem Querschnitt F_e^1 und der zulässigen Spannung $\sigma_e^1 = 2000 \text{ kg/cm}^2$ verwendet wird, so kann man mit Hilfe von vorgespannten Zulagen Rissefreiheit erzielen. Durch Versuche ist nachgewiesen, daß bei einer Streckgrenze der Hauptbewehrung von 4000 kg/cm² die Dehnung die gleichzeitige Mitwirkung eines Stahls St 150 mit einer Streckgrenze von 12 000 kg/cm² ermöglicht. Die Zulagen mit dem Querschnitt F_e^{11} können also mit $\sigma_e^{11} = 6000$ kg/cm² ausgenutzt werden. Sie erhalten eine Vorspannung von höchstens 6000 kg/cm²1).

Das Verhältnis der zulässigen Spannungen der beiden Stahlsorten ist:

$$\alpha = \frac{\sigma_e^{11}}{\sigma_e^1} = \frac{12\,000}{4000} = 3.$$

Wenn zu jedem Rundeisen der Hauptbewehrung γ Drahtzulagen mit dem Querschnitt $\gamma \, F_e^{11}$ hinzugefügt werden, so ergibt sich das Verhältnis der Zulagen zur Hauptbewehrung:

$$\lambda = \frac{\gamma F_e^{11}}{F_e^1} .$$

$$F_e = F_e^1 + \gamma F_e^{11},$$

Zulagen zur Hauptbewehrung:
$$\lambda = \frac{\gamma \, F_e^{\, \mathrm{II}}}{F_e^{\, \mathrm{I}}} \, .$$
 Die Gesamtbewehrung ist
$$F_e = F_e^{\, \mathrm{I}} + \gamma \, F_e^{\, \mathrm{II}},$$
 ihre durchschnittliche Beanspruchung
$$\sigma_e^{\, \mathrm{III}} = 1/F_e \left(F_e^{\, \mathrm{I}} \, \sigma_e^{\, \mathrm{I}} + \gamma \, F_e^{\, \mathrm{II}} \, \sigma_e^{\, \mathrm{II}} \right) = \sigma_e^{\, \mathrm{I}} \cdot \frac{1 + \alpha \, \lambda}{1 + \lambda} \, .$$

1) v. Emperger, Stahlbeton mit vorgespannten Zulagen. Berlin 1939,

Wird bei dem Beispiel $\lambda = 6\%$ angenommen, so ist:

$$\sigma_e^{\rm HI} = 2000 \cdot \frac{1 + 3 \cdot 0.06}{1.06} = 2226 \; {\rm kg/cm^2}.$$

Gegenüber dem Querschnitt F_e^0 der Bewehrung ohne Zulagen mit $\sigma_{\rm zul} = 1800 \; {\rm kg/cm^2}$ ist dann der Querschnitt

der Hauptbewehrung
$$F_e^{\rm I} = \frac{F_e}{1+\lambda} = \frac{1}{1,06} \cdot \frac{1800}{2226} \cdot F_e^{\ 0} = 0.76 \, F_e^{\ 0},$$

der Zulagen

$$\gamma F_e^{11} = F_e \cdot \frac{\lambda}{1+\lambda} = \frac{0.06}{1.06} \cdot \frac{1800}{2226} \cdot F_e^0 = 0.05 F_e^0.$$

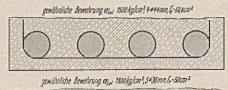
Den Stahlaufwand zeigt die folgende Übersicht:

Stahlaufwand	gegenüber gewöhnlicher Bewehrung (F_e^0)				
	bei $\sigma_{\rm zul} = 1800~{\rm kg/cm^2}$	bei $\sigma_{\rm zul} = 1500 \rm kg/cm^2$			
für die Hauptbewehrung Zulagen Gesamtbewehrung .	76 °/ ₀ 5 °/ ₀ 81 °/ ₀	64 °/ ₀ 3 °/ ₀ 67 °/ ₀			

Abb. 1 veranschaulicht die erzielte Ersparnis. Man kann die Vorspannung der Zulagen zwischen 2500 und 6000 kg/cm² wählen oder auch als Zulagen dünnere Drähte hoher Festigkeit

(Klaviersaitendraht von 24 000 kg/cm² Festigkeit) verwenden, wenn besondere Vorkehrungen zur Wahrung der Haftfestigkeit getroffen werden. Entscheidend für die Wahl ist die Wirtschaftlichkeit der Ausführung.

Für die Zusammenarbeit der Stahlsorten ist die Kraftübertragung auf



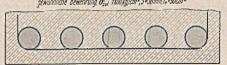




Abb. 1. Ersparnis bei vorgespannten Zulagen.

die beiden Bewehrungen durch den Haftwiderstand maßgebend, der die rechnungsmäßige Lage der Bewehrungen erhalten soll2). Bekanntlich tritt bei dünnen Drähten eine rasche Steigerung des Haftwiderstandes mit der Abnahme des Durchmessers ein; aber ihre große Glätte hat eine noch stärkere Abminderung zur Folge, so daß eine Sicherstellung erforderlich wird. Für diese Aufgabe kommen - abgesehen von einer Aufrauhung der Oberfläche, wie sie erst kürzlich in Nordamerika mit Erfolg versucht worden ist - zwei Hilfsmittel in Frage, einerseits der Gebrauch sehr dünner Drähte von 0,3 bis 2,0 mm Durchm. und anderseits die Verwendung eines Betons mit einer Festigkeit von mehr als 300 kg/cm2, der durch seinen hohen Zementgehalt und infolge der damit verbundenen Schwindung den Stahl im Beton festhält (Stahlsaitenbeton oder Verfahren Freyssinet). Zu dünne Drähte wird man zwar vermeiden, weil ihre Zusammenfassung und gleichmäßige Anspannung Schwierigkeiten bereitet. Aber selbst bei Dicken von über 2 mm muß der Haftwiderstand besonders gesichert werden, wenn man gewöhnlichen Beton verwenden will. Das einfachste Hilfsmittel ist dann der Gebrauch eines Zopfes, der aus zwei Drähten geflochten ist. Wenn auch dies nicht genügt, wird man zu eingeflochtenen Bügeln oder zu Quereisen greifen müssen (Abb. 2).

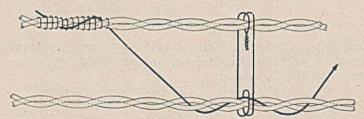


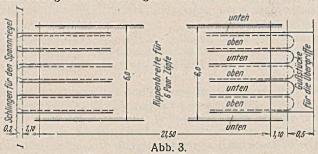
Abb. 2. Bügel und Abstandhalter für vorgespannte Zulagen.

Die Wirtschaftlichkeit der Ausführung der Vorspannung hängt davon ab, wie die Drahtzulagen an dem den Zug ausübenden Gerät befestigt und wie das Gerät oder die vorgespannten Drähte gegen das Bauwerk selbst abgestützt werden können. Für diese Aufgabe gibt es naturgemäß

2) v. Emperger, Die statische Bedeutung des Haftwiderstandes. B. u. E. 1940, Heft 7, S. 91.

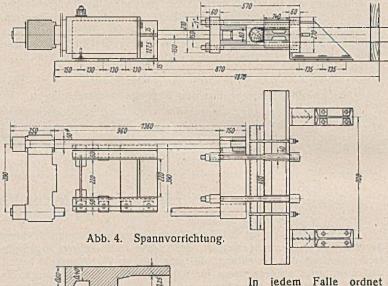
eine ganze Anzahl von Lösungen, hier sollen deshalb nur Anregungen für weitere Vereinfachungen gegeben werden.

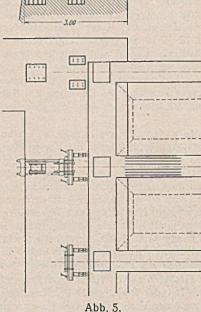
Die erstgenannte Aufgabe wird durch Zusammenfassen der Spanndrähte in Gruppen gelöst, bei dickeren Drähten wird sie durch die geringere Anzahl der Drähte wesentlich vereinfacht. Bei Plattenbalken ergibt sich die Zusammenfassung durch die Rippen, während bei Platten eine Unterteilung in Streifen vorgenommen werden muß.



Vorspannung mit Spannriegel.

In jedem Falle erhält man auf diese Weise ein Drahtnetz, bei dem die Zugwirkung in der Weise vereinfacht werden kann, daß man die Drähte über Rollen leitet, um so mehrere auf einmal fassen zu können. In Abb. 3 ist eine Lösung dargesteilt, bei der die Drähte einer Tragrippe auf der einen Seite in waagerechten, auf der andern Seite in lotrechten Schlingen umgelenkt sind. Die letzteren werden auf einem Spannriegel I-I aufgefädelt, der einseitigen Zug ausübt. Die Drähte kann man auch in dem Spannriegel enden lassen, statt sie um ihn herum-





Aufstellung der Spannvorrichtungen.

In jedem Falle ordnet man auf der einen Selte des Stahlbetontragwerks die Spannvorrichtung, auf der andern ein festes Widerlager an. Eine Spannvorrichtung nach Prof. Dr. Rinagl zeigt Abb. 4. Abb. 5 zeigt ihre Aufstellung für wiederholte Verwendung in der Weise, daß man die Spannriegel I--i auf eine zweite Verankerung absetzt. Im Grundriß sind zunächst die Mauerbolzen als Vorbereitung zur Befestigung des Geräts gezeichnet, dann die Druckpressen während des Anspannens und schließlich die Abstützung des Spannriegels auf Kragträger nach Entfernung des Spanngeräts. Die Druck-kraft selbst wird gewöhnlich durch Wasserdruckpressen erzeugt, doch genügen z. B. im Hochbau auch einfachere Vorrichtungen.

Für die Abstützung gibt drei verschiedene Ausführungsformen. Die einfachste ist jedenfalls gegeben, wenn sich in unmittelbarer Nähe des Bauwerks ein geeigneter Stützpunkt für das Gerät vorfindet. Die zweite ist die in Abb. 5 gezeigte Form der Abstützung auf dem Bauwerk selbst, und schließlich kann man noch die Schalhölzer zur Unterstützung heranziehen, wobei man sie nötigenfalls durch einen Balken oder einen Walzträger verstärkt. Diese Art der Abstützung kommt bei dem eingangs erwähnten Beispiel in Betracht, bei dem ein Stahlquerschnitt von 2,35 cm² eine Vorspannung von 6000 kg/cm² erhalten soll, bei dem es sich also um eine Druckwirkung von nur 14 t handelt.

Eine Veraligemeinerung der beschriebenen Verfahren der Vorspannung ist dann zu erwarten, wenn sie sich so weit eingebürgert haben, daß die dazu nötigen Baumaschinen in ähnlicher Weise erhältlich sind wie alle übrigen ständig gebrauchten Baugeräte, und wenn infolgedessen die Anschaffungskosten der Maschinen sich auf zahlreiche Bauausführungen verteilen. Jedenfalls ermöglicht die Vorspannung der Eisen eine allgemeine Steigerung der Güte des Eisenbetons bei einem verringerten Aufwand an Stahl.

Alle Rechte vorbehalten

Brücke über einen Bahnhof.

Von Magistratsbaurat a. D. Walther Proschwitzky.

I. Allgemeines.

Die Brücke überquert einen etwa 120 m breiten Bahnkörper und gewährt damit dem Fahrverkehr zwischen den nördlichen Vororten der Stadt, der bisher den Bahnkörper südlich umgehen mußte, erstmalig eine unmittelbare Straßenverbindung außerhalb der alten Stadtumwallung.

festes Auflager bzw. Gelenk

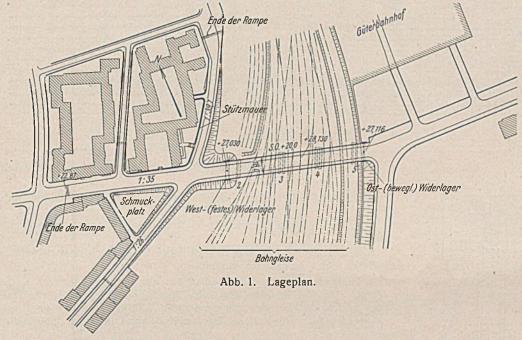
Abb. 2. Statisches Grundnetz.

längsbewegl. Auflager

Pendelstütze

gestellt; im gleichen Jahre sind die Grundplatten der Zwischenstützen III, IV und V erbaut worden. Dann ruhten die Arbeiten, und erst der Reinhardtplan brachte mit seiner Finanzierung durch die Gesellschaft für öffentliche Arbeiten (Öffa) im Herbst 1933 ihre Fortsetzung.

Die Fahrbahn der Brücke ist zwischen den Bordsteinen 11 m, die Fußwege sind je 3,5 m breit, so daß die lichte Gesamtbreite zwischen den Geländern 18 m beträgt. Auf Radfahrwege hat man verzichtet, da die anschließenden Straßen auch keine haben. Außer dem eigentlichen Brückenbauwerk waren beiderseits die Rampen herzustellen, die auf der Westseite wegen der dort befindlichen tiefliegenden Wohnhäuser auch eine 120 m lange Stützmauer- und Treppenanlage sowie Veränderungen an Gebäuden umfaßten (Abb. 1).



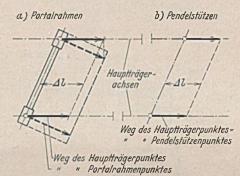


Abb. 4. Volltorrahmen und Pendelstützen als Hauptträgerstützung.

II. Gesamtanordnung und statische Grundform.

Folgende Bedingungen waren u. a. zu erfüllen:

1. Die Hauptträger sollten zwecks besserer Verkehrsübersicht und guten Aussehens der Brücke unter der Fahrbahn liegen.

2. Die Bauhöhe war tunlichst einzuschränken, um die Einschüttung der vorhandenen Bebauung durch hohe Rampen so gering wie möglich zu halten.



Abb. 3. Anordnung des Überbaues.

Für den Fußgängerverkehr war bereits im Jahre 1929 eine leichte hölzerne

Fachwerkbrücke dicht neben der endgültigen Brückenstelle errichtet, sie ist nach Fertigstellung der Fahrbrücke inzwischen wieder abgebrochen Der allworden. gemeine Entwurf für die Brücke wurde im Jahre 1929 auf-

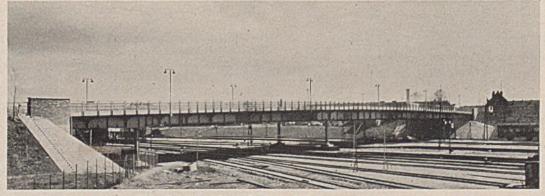


Abb. 5. Ansicht der fertigen Brücke von Südwesten.

3. Die Übersichtlichkeit der Gleisanlage mußte gewahrt bleiben. Daher konnten keine
massiven Zwischenpfeiler zugelassen
werden.

4. Die Stellung etwaiger Mittelstützen war durch die vorhandenen Gleislücken (Bahnsteige) so gegeben, daß eine mittiere Stützweite von 39 m und

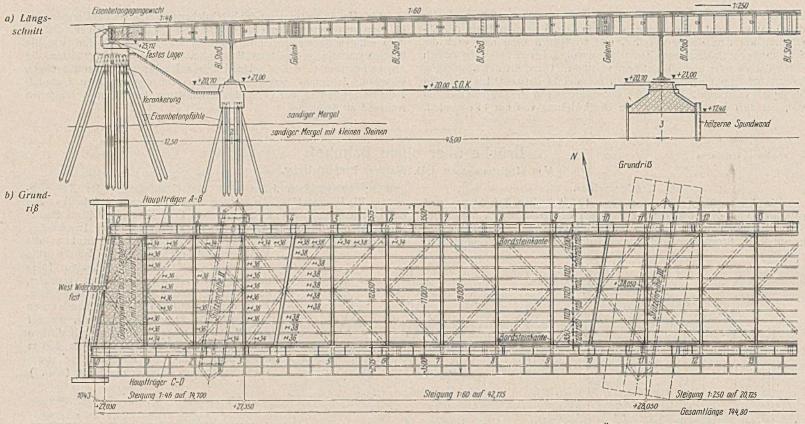


Abb. 6. Übersichtszeichnung. Längsschnitt mit

westlich und östlich davon Seitenöffnungen von 45 und 38,2 m entstanden.

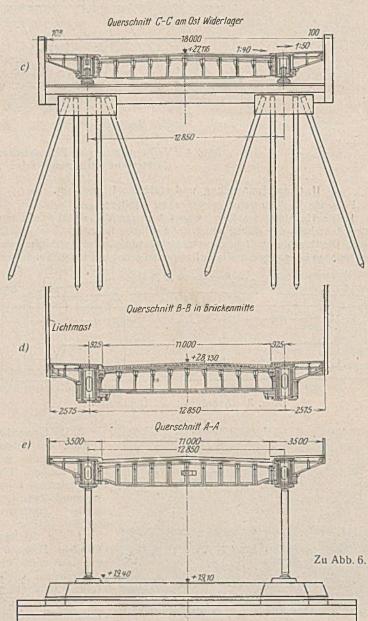
- 5. Der unsichere Baugrund bedingte eine äußerlich statisch bestimmte Bauart.
- 6. Die schiefe Grundrißform mit etwa $9\,^{\rm o}$ Abweichung vom rechten Winkel mußte beibehalten werden.

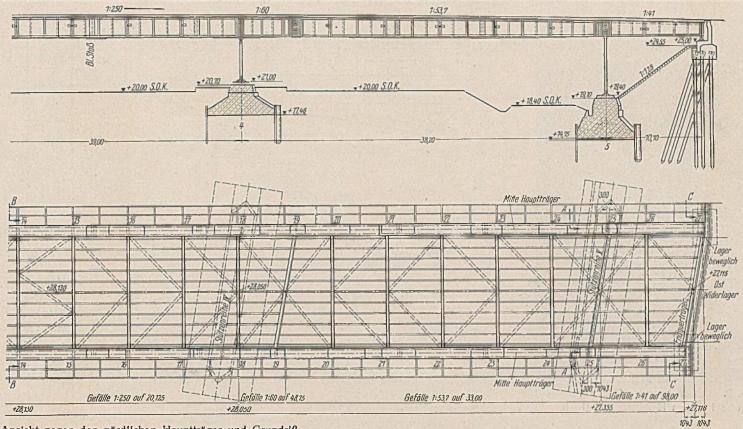
Hiernach kam für den Überbau nur ein Gerber-Träger in Stahl in Frage. Um die Bauhöhe der 45-m-Öffnung auf das erforderliche Maß zu drücken, erwies sich die zusätzliche Anbringung eines negativen Momentes auch am äußeren Trägerende dieser Öffnung als notwendig.



Abb. 8. Querträger 0-0 mit Hauptträgerende und Landanschluß.

Dies führte neben anderen Gründen dazu, daß zu den drei genannten Stützweiten beiderseits je eine kurze Endöffnung hinzugefügt wurde. So entstand die in Abb. 2 u. 3 dargestellte statische Grundform, die für lotrechte Lasten ein Gerber-Träger auf sechs Stützen mit vier Zwischengelenken ist, Ihr festes Auflager am westlichen Widerlager hat und die in der Stützenteilung und auch wegen des Längsgefälles unsymmetrisch gestaltet werden mußte. Die schlanken Zwischenstützen aus Stahl sind als allseitig bewegliche Pendelstützen ausgebildet worden, da Auflagerrahmen, infolge der schiefen Grundrißform der Brücke längs- und querbewegliche Auflagerung der Hauptträger notwendig gemacht hätten (Abb. 4). Da aber Pendelstützen im Gegensatze zu Auflagerrahmen Windkräfte nicht aufnehmen können, mußten diese auf die Endwiderlager übertragen und zu diesem Zweck der ganze Überbau unter Überbrückung der Gerber-Gelenke als waagerechter, rd. 145 m weit gespannter Windträger ausgebildet werden.



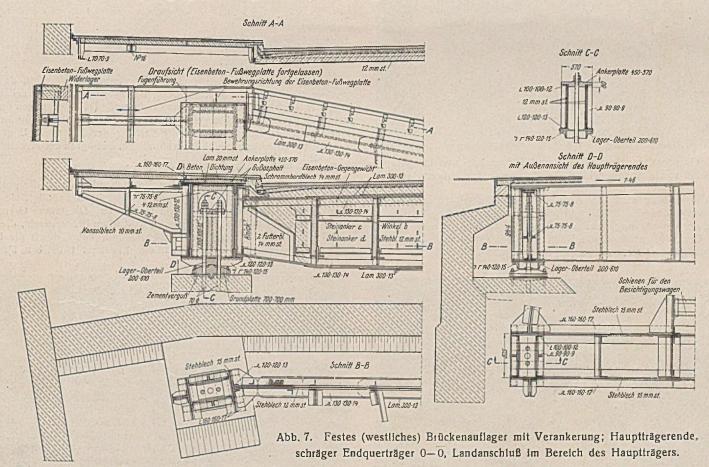


Ansicht gegen den nördlichen Hauptträger und Grundriß.

Das äußere Gerber-Gelenk der 45-m-Öffnung ist, um den Schwebeträger zur Erzielung geringer Bauhöhe kurz zu halten, so weit vorgeschoben worden, daß am anderen Ende der westlichen Endöffnung negativer Auflagerdruck entsteht, zu dessen Aufnahme die Hauptträgerenden verankert sind und ein Gegengewicht eingebaut worden ist.

III. Bauliche Durchbildung der Überbauten.

Auf Grund eines Vorschlages der Brückenbauanstalt J. Golinow & Sohn in Stettin wurden nur zwei, und zwar kastenförmige Hauptträger gewählt. Diese Bauart hat gegenüber drei und mehr Hauptträgern den Vorzug größerer statischer Klarheit und, zumal bei der schiefen Brückenform,



Dieses ist so bemessen, daß für Eigengewicht allein der Auflagerdruck noch positiv wird, daß also das Bauwerk für Eigengewicht allein auch ohne die Verankerung noch standfest ist. Abb. 5 zeigt, daß man bestrebt war, dem Hauptträger eine gute und ruhige Linienführung zu geben.

einfacherer baulicher Durchbildung. Sie wird auch nicht teurer als die Bauart mit mehreren Hauptträgern, da bei dieser der Vorzug geringerer Querträgergewichte durch vermehrten Aufwand für die Quersteifigkeit ungefähr wieder ausgeglichen wird.

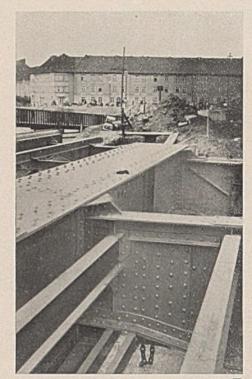


Abb. 9. Verstärkung der Querträger 0-0 und 1-1 am Hauptträgeranschluß.

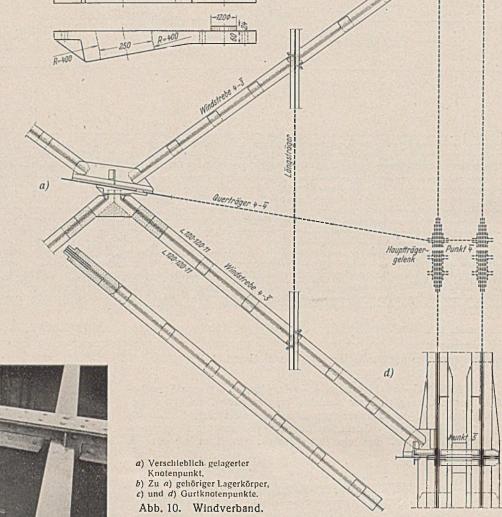




Abb. 11. Gerader Querträger mit festem Windverband- und Längsträgeranschluß sowie Auflagerwinkel für die Eisenbetonfahrbahnplatte.

In Abb. 6a bis e sind die Anordnung der Quer- und Längsträger, des Windverbandes, der Stützen und Widerlager, der Gelenke, des Gegengewichts, der Verankerung, der Hauptträgerstöße usw. dargestellt. Ebenso sind die Gefällsverhältnisse, die Neigungen von Ober- und Unterkante der Hauptträger und ihrer Ausstelfungen angegeben.

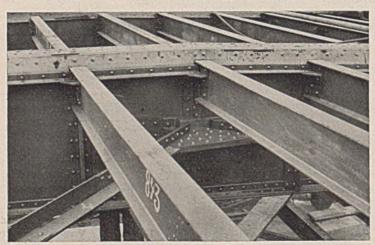


Abb. 12. Schräger (Gelenk-) Querträger mit beweglichem Windverbandund Längsträgeranschluß sowie Federblech mit Auflagerwinkel für die Eisenbetonfahrbahnplatte,

Als Baustoff ist für den gesamten Überbau St 37 gewählt, da hochwertiger Stahl bei voller Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung infolge der beschränkten Bauhöhe unzulässig große Durchbiegungen ergeben hätte. Die größte Durchbiegung für ruhende Verkehrslast, gerechnet als Summe aus der Einsenkung bei Belastung der Stützweite $\mathfrak L$ und der Hebung bei Belastung der Nachbaröffnungen, beträgt in der Mittelöffnung etwa $\frac{\mathfrak L}{600}$, in der 45-m-Öffnung etwa $\frac{\mathfrak L}{800}$.

Die Hauptträgerhöhe ist an den Brückenenden durch die geringste Bauhöhe bedingt, die das Tragwerk der Fahrbahn benötigt, sie steigt nach der Mitte zu entsprechend dem Gefälle an. Die untere Grenze für die Bauhöhe der beiden Querträger am westlichen Brückenende, die auch das Gegengewicht aufzunehmen haben, wurde dabei durch die Unterbringungsmöglichkeit der Anschlußniete bestimmt (Abb. 8 u. 9). Die

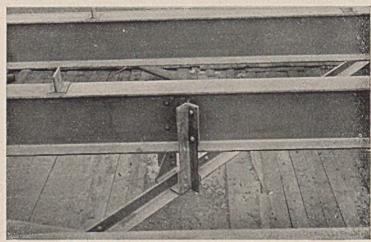


Abb. 13. Aufhängung der Windverbandstreben.

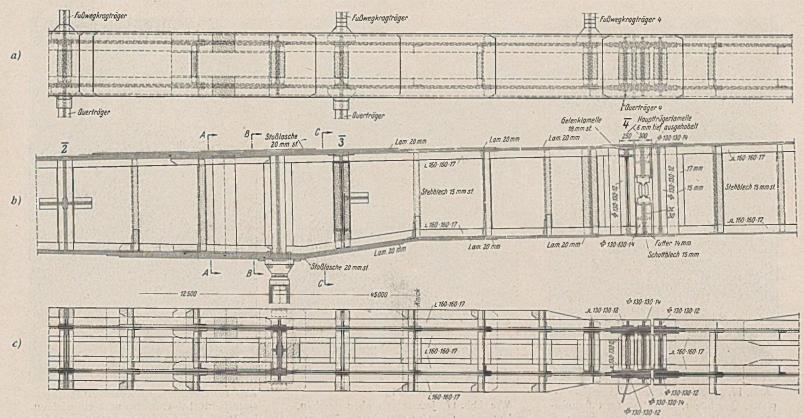


Abb. 14a bis f. Teil des nördlichen Brückenhauptträgers mit Zwischenstütze II und Gelenk.

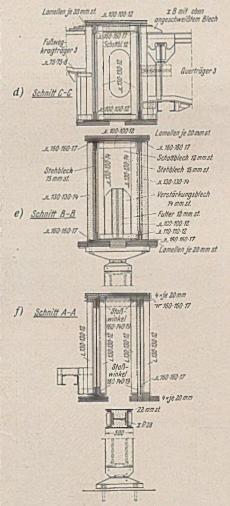
Obergurte sämtlicher Querträger sind durch zugepaßte I-förmige Zwischenstücke, die je aus einem durchschnittenen IB durch Anschweißen einer Kopfplatte hergestellt wurden, unmittelbar an die Obergurte der Hauptträger auf Zug angeschlossen (vgl. Abb. 7, 8 u. 9). Ähnlich ist der Anschluß der Fußwegkragträger ausgebildet.

Abb. 2c zeigt das statische Grundnetz des Windverbandes. Dieser ist dadurch statisch bestimmt gemacht, daß an den vier Enden der Schleppträger sein in Brückenachse liegender Knotenpunkt verschieblich gelagert ist, also nur eine Seitenkraft quer zur Brückenachse, nicht aber eine solche in ihrer Längsrichtung übertragen kann. Gemäß Abb. 2c sind unbekannt 8 Stabkräfte, 4 Gelenkkräfte und 3 Auflagerkräfte, zusammen 15 Stücke. Ihnen stehen je 3 Gleichgewichtsbedingungen für jede der 5 Scheiben, also 15 Gleichungen gegenüber.

Die Ausbildung des Windverbandes ist aus Abb. 10 bis 13 ersichtlich. Die Knotenpunkte des Windverbandes (vgl. Abb. 6 u. 10) liegen im inneren Hauptträgerstegblech, so daß die Hauptträger als Windträgergurte außermittig angeschlossen sind, was bei der statischen Berechnung berücksichtigt worden ist. Da die

sichtigt worden ist. Da die Gelenkplatten, die an den Gelenkstellen den Windgurt bilden, oberhalb des Obergurts der Hauptträger angeordnet sind, der Windverband im übrigen aber etwa in halber Höhe der Hauptträger liegt, springt der Windträgergurt an jedem Gelenk um die halbe Hauptträgerhöhe.

Die Stützen sind zum Schutze gegen Verrosten und zur Erhöhung der Sicherheit ausbetoniert. Ihre Anordnung zeigen Abb. 6, 14 u. 15, die



Zu Abb. 14.

ette auf 300 mm Länge, 6 mm tief ausgehobett Gelenklamelle, 18 mm st. JC30 Stelze 1170 mm lg: 3030 15 mm st Futterblech 14 mm st. A 130-130-14 A 100 100 12 2-38200 mm 18 mmst. 和日 I20 Stehblech 12 mm st. _L 100 100 12 Schienen für den Besichtigungswagen co 18 # 130-130-14 L 130-130-12 L 130-130-12 160-160-17 ₱ 130·130·12 L 160-160-17 # 130·130·12 # 130-130-14

Abb. 15. Südlicher Hauptträger bei Punkt 25 mit Stütze V, Gelenk und schrägem Querträger.

Stahlgußstücke für Ihren Fußpunkt Abb. 16. Die Stützen wirken in der Seitenansicht sehr schlank. Abb. 6 zeigt, daß sie im Gesamtbilde kaum dicker erscheinen als die sonst im Bereich der Eisenbahn stehenden Einbauten, wie Leitungsmaste u. dgl., so daß von einer Sichtbehinderung

durch die Stützen keine Rede sein kann. Man kann also selbst bei ziemlich langen und schweren

Brückenbauten ausschließlich so schlanke Zwischenstützen verwenden, daß eine Sichtbehinderung nicht eintritt, und daß damit die oft gestellte Forderung auf Fortfall jeder Zwischenstützung in vielen Fällen nicht mehr begründet werden kann.

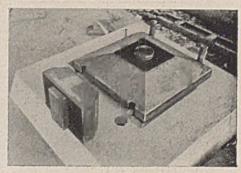


Abb. 16. Fußlager einer Pendelstütze.

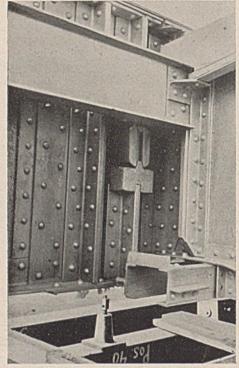
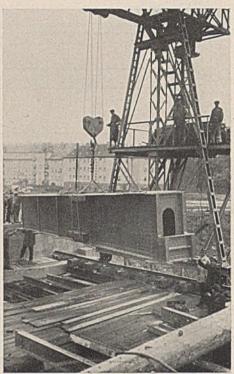


Abb. 17. Stelzengelenk mit Gelenkdeckplatte, Querträger, Längsträger u. Führungsschienen für den Besichtigungswagen, von innen und unten gesehen.



Abb. 18. Wie Abb. 17, jedoch von oben gesehen. Unter der Gelenkdeckplatte die 300 mm. breit ausgebildete Nut.



Abb, 19. Das Schlußstück eines Hauptträgers (östliche 10,1-m-Öffnung) wird eingefahren. Im Vordergrunde das Kragstück zur Aufnahme eines Stützengelenkes.

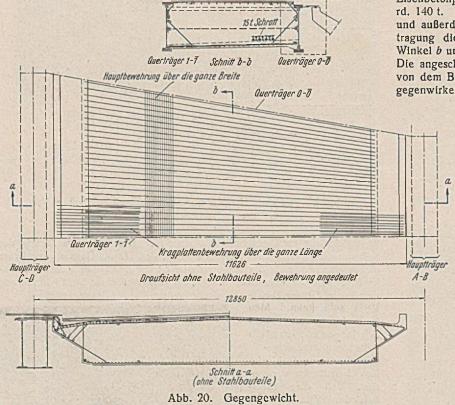
Die Gelenke der Hauptträger sind als Stelzengelenke mit federnden Deckplatten ausgebildet (Abb. 14, 15, 17 bis 19). Die Deckplatten haben neben den Biegungsspannungen aus der Gelenkwirkung die Gurtkräfte des Windverbandes aufzunehmen. Um kurzes Knicken der Platten beim Arbeiten der Gelenke zu vermeiden und die Biegungen auf eine längere Strecke des Bleches zu verteilen, ist unter jeder Gelenkplatte die oberste Gurtplatte durchgehend 300 mm breit und 6 mm tief ausgehobelt worden.

längsträger fest vernietet. Die Durchführung der Gelenke im Fahrbahnoberbau wird weiter unten besprochen.

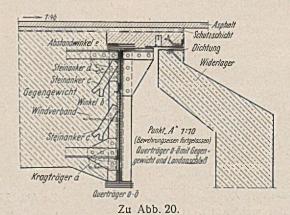
Da die Unversehrtheit der Gelenkplatten und Ihrer Vernietung von grundlegender Bedeutung für die Standfestigkeit des Bauwerks ist, sind sie von der sonst den ganzen Hauptträger-Obergurt überziehenden Gußasphaltschicht freigehalten und durch in die Fußwege eingebaute abhebare Eisenbetonplatten für die Überwachung zugänglich gemacht worden.

Das Gegengewicht (Abb. 20 bis 22) spannt sich als etwa 1,40 m dicke Eisenbetonplatte zwischen die Querträger 0-0 und 1-1. Es wiegt rd. 140 t. Der dafür verwendete Beton hat ein Raumgewicht von 2,4, und außerdem sind noch etwa 15 t Schrott darin eingebettet. Zur Übertragung dieser Last auf die Querträger dienen die Kragträger a, die Winkel b und die schräg abwärts zeigenden Steinanker c (Abb. 20, 21 u. 7). Die angeschweißten Anker d sollen dem Ablösen der Querträgerstegbleche von dem Beton des Gegengewichts beim Arbeiten des Stahlgerippes entgegenwirken. Um seitlichem Ausbiegen der Querträger während der

Herstellung des Gegengewichts vorzubeugen, sind die Abstandwinkel e angebracht. Zum Schutze des stählernen Tragwerks gegen Vorspannung infolge von Schwinden und Verbundwirkung wurde bei der Herstellung des Gegengewichts zunächst ein Arbeitsschlitz neben Querträger 1—1 offengelassen und die Verschraubungen der von 0—0 nach

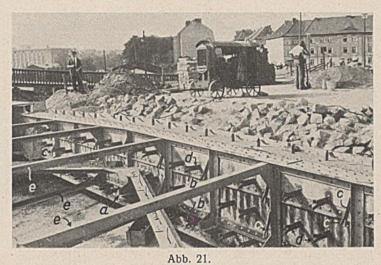


Die Gelenklinie der Hauptträger verläuft durch die Mitte der Platten, also etwas oberhalb der Oberkante des Stegbleches der Hauptträger. Man hat ohne Bedenken die gelenkige Lagerung der Längsträger gegenüber der Gelenklinie der Hauptträger nach der Seite und der Höhe zu versetzt angeordnet (Abb. 17 u. 18). An ihrem anderen Ende sind die Gelenk-



1—1 laufenden Stäbe am Querträger 1—1 vor dem Betonieren gelöst. Nachdem der Beton erhärtet war, wurden alle Löcher der gelösten Verschraubungen nochmals aufgerieben und nach endgültiger Verschraubung der Arbeitsschlitz ebenfalls zubetoniert. Die Schalung für das Gegen-

gewicht wurde an die beiden Querträger angehängt (Abb. 22), um zu



Querträger 0-0 fertig zur Aufnahme der Gegengewichte.

erreichen, daß diese bereits vor Erhärten und Ausschalen des Betons sich der Last entsprechend durchbogen, um so einem späteren Auftreten von Rissen möglichst vorzubeugen.

Die Brücke hat zwei feste und zwei bewegliche Auflager, acht Gerbergelenke und je acht

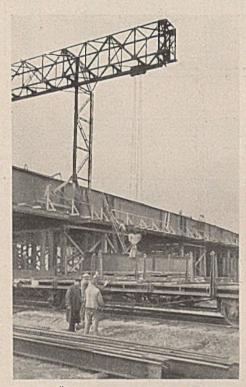


Abb. 23. Übernahme eines Hauptfrägerstückes aus dem Eisenbahnwagen.

der Pendelstützen, außerdem vier verschiebliche Lagerungen für den Windträger. Im ganzen ergeben sich 76 Stahlguß- und Schmiedestahlstücke mit einem Gewicht von rd. 26 t. Abb. 7, 10, 14 bis 17 zeigen einige dieser Lagerkörper. Das feste Brückenauflager ist gegen Abheben verankert

(Abb. 7). Querwind wird hier durch die kurzen Winkel 140 · 120 · 15 auf das schmiedestählerne

Kopf- und Fußgelenke

Lageroberteil übertragen, das sie seinerseits an den Zapfen der
Grundplatte abgibt. Der
Übertragung der waagerechten Lasten auf das
Widerlager dienen in
den Beton eingreifende
Vorsprünge der Grundplatte in Verbindung
mit den Ankerbolzen.

Die Ausbildung der Landanschlüsse zeigen Abb. 7, 8 u. 20.

Der Besichtigungswagen ist so ausgebildet, daß er zwischen den Stützen hindurchfahren kann. Er hat ausziehbare Plattformen für das Bestreichen der Fußwege und wird von Hand mit Kettenübertragung angetrieben. Besonderer Wert wurde auf die Sicherung des Wagens

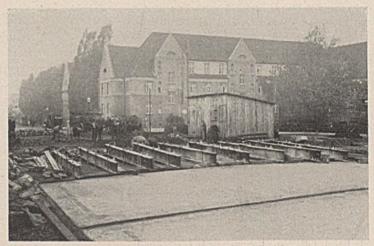


Abb. 22. Das Gegengewicht ist fertig betoniert. Mittels Hängeschalung wird seine Last auf die Querträger 0-0 und 1-1 übertragen.

gegen Herausfallen und gegen Festklemmen gelegt. Daher sind als Schienen beiderseits doppelte U-Eisen und waagerechte Führungsrollen zwischen ihren Flanschen angeordnet. Im Bohlenbelag des Wagens ist eine größere Anzahl Schraubenlöcher mit eingesetztem Gewinde vorgesehen, um bei der Arbeit die Trittleitern in allen benötigten Stellungen festhalten zu können.

IV. Der Zusammenbau des stählernen Tragwerks.

Die etwa 1000 t schweren Stahlüberbauten sind auf festem Hilfsgerüst zusammengebaut worden. Die ersten Lieferungen trafen am 12. Juli 1934 auf der Baustelle ein, die Hauptträger und die Quer- und Längsträger waren am 30. September 1934, also zwölf Wochen später vorgebaut, und das letzte der 65000 Baustellenniete wurde am 31. Oktober 1934 geschlagen. Die Hauptträger wurden in Stoßlängen von 8 bis 12 m



Abb. 24. Baukran mit Hauptträgerstück.

angeliesert und dabei jede Länge in drei Hauptteile getrennt, nämlich die beiden Stegbleche mit den Gurtwinkeln und das Gurtplattenpaket. Nur die Hauptträger der kurzen östlichen Öffnung wurden sertig vernietet angeliesert. Das schwerste Stück wog etwa 10 t. Zum Zusammenbau diente ein eigens dafür hergerichteter Volltorkran mit Ausleger, der die



Abb. 25. Gesamtansicht der Baustelle am 2. August 1934.

Stücke unmittelbar aus den Eisenbahnwagen an ihren Platz hob (Abb. 19, 23 u. 25). Gerüst und Brücke wurden vom festen (westlichen) Widerlager aus vorgebaut (Abb. 25). Der Gerüstbau war dadurch besonders erschwert, daß er hauptsächlich in die Monate Juli und August fiel, in denen die überbrückten Bahnhofsanlagen mit ihrer an der Brückenstelle sehr engen Gleislage und den vielen Weichen außerordentlich starken Verkehr haben, er konnte aber ohne Unfall durchgeführt werden. Alle Hauptteile des Stahlüberbaues sind genietet; geschweißt wurden nur einige untergeordnete Bautelle. Zwecks größerer Sicherheit gegen Querwind wurden die beiden Mittelstützenpaare für die Dauer des Aufbaues der Brücke behelfmäßig gegeneinander ausgestelft.

Gewisse Schwierigkeiten machte das Ver-

gießen der Grundplatten für die festen Auflager. Man hatte nämlich, um etwaige Längenfehler bis zuletzt ausgleichen zu können, mit dem Vergießen der Lager bis zum fertigen Vorbau des ganzen Stahlüberbaues gewartet. Nun aber war es infolge der immerhin erheblichen Länge des Bauwerks selbst durch Verkeilen des Stahlüberbaues gegen das Widerlager nicht möglich, die täglichen Temperaturlängenänderungen ganz vom festen Auflager fernzuhalten. Die Grundfesten Auflager fernzuhalten. platte stand zwar in Brückenlängsrichtung fest, aber das darauf ruhende Tragwerk und mit ihr die durch die Lagerplatte gehenden Anker machten täglich, wohl infolge der Sonnenbestrahlung des Obergurts, Kippungen von etwa 1,5 mm Ausschlag. Bei einem ersten Versuch erhielt der Verguß durch die Ankerbewegung sofort entsprechende Risse. Das Vergießen gelang dann an einem Regentage mit annähernd gleichmäßiger Temperatur.

V. Die Fahrbahn.

Die tragende Decke der Fahrbahn wird durch eine 16 cm dicke Eisenbetontafel gebildet (Abb. 26 bis 28). Eine solche ist zwar erheblich billiger als z.B. eine Decke aus Buckelplatten; sie ist aber auch schwerer, so daß das Tragwerk stärker werden muß und die Gesamtkosten des Bauwerks annähernd die gleichen bleiben. Sie bewirkt, daß bei gleichen Gesamtkosten die Brücke im ganzen massiger und schwerer wird, was bei der vorliegenden Bauart mit den vielen Gelenken und der gedrückten Bauhöhe für das Geringhalten der Durchbiegungen und die Dämpfung der Schwingungen günstig ist und daher erwünscht und beabsichtigt war.

Die Platte spannt sich, auf den Längsträgern aufliegend, durchlaufend über die

ganze Fahrbahnbreite. In der statischen Berechnung wurde die Elastizität der Stützung berücksichtigt. In der Längsrichtung der Brücke wird die Platte durch jeden Querträger unterbrochen (Abb. 26). Um beim Übergang von Verkehrslasten ein Durchfedern der Platte gegenüber den Querträgern zu vermeiden, sind an jedem Querträger beiderseits

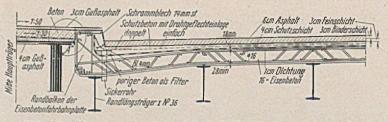
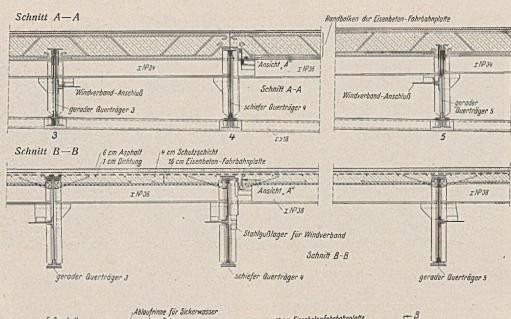
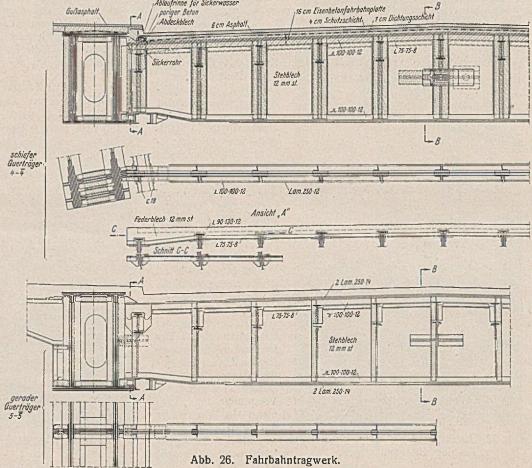
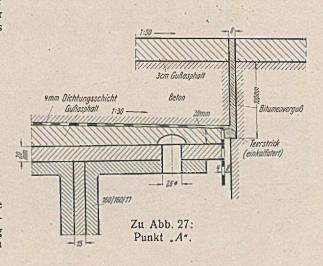


Abb. 27. Eisenbetonfahrbahnplatte mit Randbalken, Schrammbordausbildung und Fahrbahnoberbau.

Unterstützungswinkel für die Plattenränder angebracht. Die Plattenränder sind auf diese Weise verhältnismäßig unnachgiebig gelagert und können deshalb erhebliche Auflagerdrücke übertragen, die in der Platte Biegungsmomente quer zur Hauptbewehrungsrichtung hervorrufen. Dem ist durch entsprechende zusätzliche Bewehrung Rechnung getragen







(Abb. 28). Die Ausbildung des Plattenanschlusses an den Gelenkquerträgern ist aus Abb. 26 ersichtlich. Die Federplatte nimmt die Gelenkbewegung auf, und an dieser Stelle besteht auch eine gewisse Möglichkeit für den Längenausgleich. Mit den Gelenklängsträgern sind die Federplatten fest verbunden (Abb. 12 u. 17).

Zwischen Hauptträger und Eisenbetonplatte mußte beiderseits eine auf die ganze Brückenlänge durchgehende Fuge eingelegt werden, da der den Plattenrand neben dem Hauptträger stützende Randlängsträger viel weicher ist als der Hauptträger und sich unter den Lasten ihm gegenüber durchbiegt, und weil ferner bei Belastung des Plattenendfeldes der nach oben aufgekrempte Plattenrand sich nach innen bewegt. Damit die Durchbiegung der Randlängsträger möglichst klein wird, haben sie Durchlauflaschen erhalten (Abb. 26), auch ist der aufgebogene Rand der Eisenbetonfahrbahnplatte zu einem starken Träger ausgebildet, der einen erheblichen Teil der Last auf sich zieht. Dieser Plattenrandträger geht über die geraden Querträger durchlaufend hinweg und ist nur an den Gelenkquerträgern unterbrochen (Abb. 26). Der Plattenrandträger hat weiter den Zweck, für den Schrammbord bei Radstößen eine kräftige Stütze zu bilden.

Die Eisenbetonplatte ist an jedem Längsträger zweimal gegen Abheben gesichert, und zwar durch kurze T-Stücke, die auf die Längsträger aufgeschweißt und durch welche Rundeisen gesteckt sind. Um in der

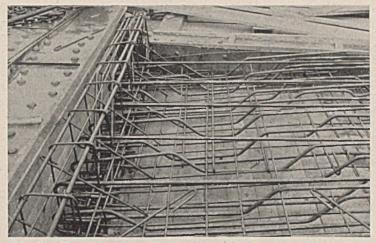


Abb. 28. Bewehrung von Eisenbetonfahrbahnplatte und Randbalken. Abgeschrägtes Feld am schrägen Gelenkquerträger, in Längsrichtung der Brücke gesehen.

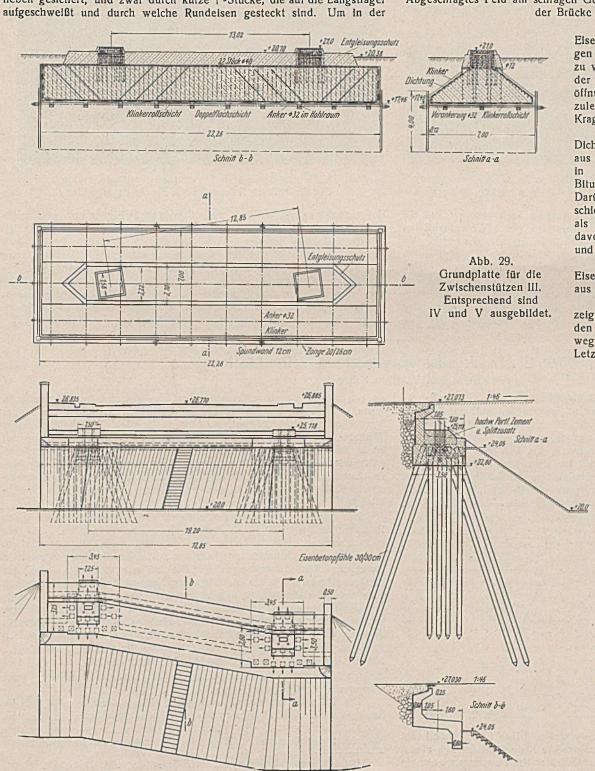


Abb. 30. Westliches Widerlager.

Eisenbeton-Fahrbahnplatte Zugspannungen infolge des Bauvorganges möglichst zu vermelden, ist sie zuerst im Bereich der Schwebeträger und der kurzen Ostöffnung, dann auf den Kragarmen und zuletzt auf den restlichen Strecken der Kragträger betoniert worden.

Über der Fahrbahnplatte liegt eine Dichtungsschicht, die an Ort und Stelle aus nacktem, durchtränktem Jutegewebe in doppelter Lage mit fünffachem Bitumenanstrich hergestellt wurde. Darüber folgt eine 4 cm dicke Schutzschicht aus Beton mit Eiseneinlagen und als Straßenbefestigung 6 cm Asphalt, davon 3 cm Binder aus Asphaltbeton und 3 cm Gußasphalt als Deckschicht.

Die Fußwege liegen ebenfalls auf Eisenbetonplatten, deren Auflagerung aus Abb. 7 zu ersehen ist.

Die Ausbildung des Schrammbordes zeigt Abb. 27. Schrammbordbleche wurden anstatt gewöhnlicher Bordsteine wegen der Raumbeschränkung gewählt. Letztere rührt daher, daß die Fahrbahn

ursprünglich in Buckelblechen entworfen war, und, als dann später die Eisenbetonplatte gewählt wurde, eine Verschiebung der Hauptträger nicht mehr möglich war. Um zu vermeiden, daß die hochkantstehenden Schrammbordbleche an der Lastübertragung teilnehmen und durch die damit verbundenen Bewegungen locker werden, sind sie über den Querträgern gestoßen und in jedem Querträgerfeld durch je zwei Sägeschnitte bis auf 1/3 ihrer Höhe von oben geschwächt worden.

VI. Die Pfeiler und Widerlager.

Der Baugrund ist toniger Sand, der im trockenen Zustande nur mit der Picke zu bearbeiten ist, bei Hinzutreten von Wasser aber ins Schwimmen kommt und jegliche Festigkeit verliert. Erst etwa 10 m unter Gelände beginnt eine festere Schicht. Der Grundwasserspiegel steht je nach Jahreszeit und Regenfall 1,5 bis 3 m unter Gelände.

Da auf Grund von Beobachtungen in der Nachbarschaft der Brückenbaustelle der Verdacht auf Betonschädlichkeit des Grundwassers bestand, hat man die im Jahre 1929 gebauten Grundwerke der Zwischenstützen III, IV und V sorgfältig gegen Grundwasserzutritt abgedichtet. Sie sind als flachgegründete Eisenbetonplatten mit Spundwandumschließung unter Begrenzung der Bodenpressung auf 1,5 kg/cm² gebaut. Aus Abb. 29 ist die bauliche Durchbildung ersichtlich. In den Jahren 1929 bis 1933 laufend durchgeführte Grundwasseruntersuchungen haben dann den Verdacht auf Betonschädlichkeit nicht bestätigt. Daher konnte bei den 1933/34 erbauten beiden Endwiderlagern und der Gründung der Stütze II auf Abdichtung des Baukörpers gegen Grundwasserzutritt verzichtet werden. Sie sind auf Eisenbetonpfähle gegründet worden.

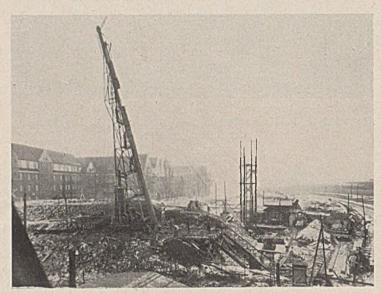


Abb. 31. Pfahlherstellung und Rammarbeit im Winter. Stand am 14. Februar 1934. Ansetzen eines 15-m-Pfahles am Westwiderlager.

Die Pfähle der beiden Widerlager sind so hoch gezogen, daß die als oberer Abschluß aufgesetzten Bauwerksteile nur bis zur frostfreien Tiefe in den Baugrund reichen. Die Widerlager erscheinen so als Pfahlgerippebauten. Das westliche Widerlager (Abb. 30 bis 32) wird durch zwei kräftige Pfahlbündel aus je 21 Eisenbetonrammpfählen von bis zu 15 m Länge gebildet. Die Pfahlbündel stehen unter den Hauptträgern. Der Kopf jedes Bündels wird durch einen stark bewehrten Eisenbetonblock zusammengehalten, und auf diese Blöcke ist die zur Begrenzung des Straßenkörpers erforderliche Abschlußwand aufgesetzt. Der Fuß

dieser Abschlußwand ist gegen den Erddruck durch eine fast waagerecht liegende, 2,65 m breite Platte versteift, die ihrerseits an ihrer Vorderkante eine 1,20 m unter Gelände reichende Herdmauer trägt. Dadurch ist ein im Querschnitt einem liegenden Z ähnlicher Eisenbetonkörper entstanden, der sich über die ganze Brückenbreite erstreckt und gleichzeitig die Aufgabe übernimmt, die beiden Pfahlbündel zu einem einheitlichem Baukörper zu verbinden.

Durch die Form des Bauwerks ist der Lastanfall durch Erddruck und Erdauflast gering gehalten, tote Eigenlast vermieden, der Baustoffverbrauch und der Erdaushub auf ein Mindestmaß gebracht und gute statische Klarbeit geschaffen worden. Die bei einem derartigen Brückenbauwerk für das feste Widerlager, das alle aus dem Überbau anfallenden Schwingungen und erhebliche waagerechte Lasten quer und längs zur

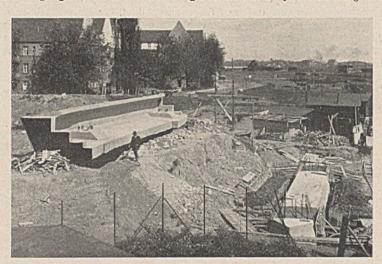


Abb. 32. Westwiderlager fertig zum Aufbringen des Überbaues. Für die Stützen II fehlen noch die Auflagerquader.

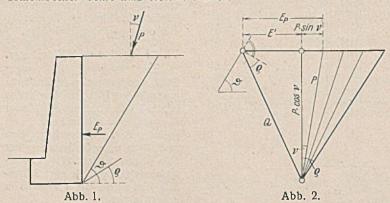
Brückenachse aufnehmen muß, zu fordernde große Eigenmasse wird durch das Erdreich selbst geliefert, das von dem Pfahlgerippe umschlossen ist. Bei der statischen Berechnung des Widerlagers sind auch die aus dem beweglichen Auflager und den Pendelstützen anfallende rollende Reibung und der bei der Schrägstellung der Stützen infolge Längenänderung des Überbaues entstehende Stemmdruck berücksichtigt worden. Erddruck wird nur von der Abschlußwand und den Pfahlbündeln aufgefangen, der Hauptanteil des Erddruckes aus dem hohen Dammkörper der Westrampe geht in die frei vorgelagerte Erdböschung. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbeliatien.

Über Erddruck aus waagerechten Seitenkräften.

Von Oberingenieur Alfons Schroeter, Berlin.

Die auf den abzustützenden Erdkeil wirkenden waagerechten Seitenkräfte aus Auflasten hinter Stützmauern werden fast ausnahmslos vernachlässigt. Nur die lotrechten Kräfte werden berücksichtigt. Soweit waagerechte Seitenkräfte beachtet werden, geschieht dies häufig mit übertriebener Vorsicht und mit Annahmen, die sich mit den üblichen Grundlagen nicht vereinbaren lassen. Inwieweit sind nun die Vernachlässigungen berechtigt und die Übertreibungen unberechtigt? Dies soll nachstehend — unter Berücksichtigung von Gefühl und Erfahrung, die ja in Erddruckfragen überwiegend maßgebend sind — auf Grund der Coulombschen Lehre kurz erörtert werden.



Die Aufgabe wird wesentlich erleichtert und ihre Lösung überhaupt erst ermöglicht, wenn nicht die waagerechte Seitenkraft für sich allein, sondern die aus lotrechter und waagerechter Kraft zusammenwirkende Schrägkraft betrachtet wird, wie sie dem jeweiligen praktischen Fall

entspricht. Es ist zu untersuchen, welche Erdschubänderung eintritt, wenn eine hinter der Stützmauer im Gleitkeil stehende Einzel- oder Streckenlast P nicht lotrecht, sondern in geneigter Lage unter einem Winkel r angreift (Abb. 1). Die Reibung an der Mauerrückfläche sei Null. Die zulässige Reibung unter der lotrechten Seitenkraft von P sei nicht überschritten. Ein Reibungssicherheitswert sei nicht bei der Erddruckermittlung, sondern erst am Schluß der Ermittlung der Stützmauerstandsicherheit angesetzt. E_P sei der Erdschub aus der äußeren Schrägkraft P.

Der Gleitkörper ist nach Coulomb ein Erdkeil, dessen Körner durch Reibung an gegenseitiger Verschiebung gehindert werden, also ein statisch verwendbarer Baukörper mit bedingten Festigkeitseigenschaften. Er ist daher grundsätzlich innerhalb der zulässigen Reibungswiderstände für Schräglasten übertragungsfähig. Die bei reinem Schub (Anker) für die Aufnahmefähigkeit des Gleitkörpers geltenden Gesichtspunkte bleiben hierdurch unberührt¹).

Der Reibungswinkel längs der Gleitlinie ist gleich dem Böschungswinkel ϱ , dieser gleich dem zulässigen Neigungswinkel der Schrägkraft, also $v_{\rm max}=\varrho$. Es bestehen keine Bedenken, das Coulombsche Krafteck für Schrägkräfte mit Neigungen von O bis ϱ gemäß Abb. 2 zu verwenden. Mit E' als Erdschub aus der lotrechten Last ist $E_P=E'+P\cdot\sin r$. Der zusätzliche Erdschub aus der Schräglage der Last ist also gleich ihrer waagerechten Seitenkraft $P\cdot\sin r$.

Die Teilzeichnung der Culmannschen E-Linie (Abb. 3) zeigt, daß die Schräglage der Kraft P auf den Verlauf der Gleitlinie keinen Einfluß hat. Der Gleitlinienpunkt K wird durch die lotrechten Lasten und Gewichte bestimmt; die Antragung der Schrägkraft unter dem Winkel p ändert

1) Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, Bd. II, 4. Aufl., S. 91, Abb. 87. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

seine Lage nicht. Der Gesamterddruck E ist gleich der Strecke KL'. Die von Mund²) vermutete Verschiebung der E-Linie und eine flachere

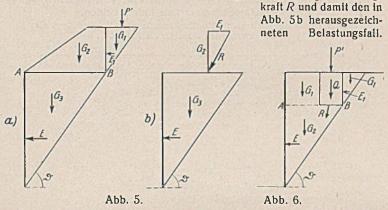
F-Linie

Abb. 3.

Abb. 4.

Lage der Gleitlinie treten somit nicht ein. Im Krafteck (Abb. 4) sind der Gesamterdschub E sowie Teilschübe E_P und E_G angegeben.

Schrägkräfte sind übrigens auch im unbelasteten Gleitkörper sowie in solchen mit lotrechten Lasten nachweisbar, was häufig nicht beachtet wird. Diese Schrägkräfte seien an zwei Beispielen nachgewiesen. In Abb. 5a entsteht im lotrechten Schnitt durch B aus den lotrechten Kräften P' und G_1 der Erdschub E_1 . Der Böschungskörper G_2 ist sein Stützkörper. Im Schnitt A-B ergibt die Zusammensetzung von E_1 und G_2 die Schräg-



Das Krafteck läßt sich sowohl aus der Schrägkraft R und dem Gleitkörpergewicht G_3 gemäß Abb. 4 als auch mit nur lotrechten Kräften P', G_1 , G_2 und G_3 zeichnen. In Abb. 6 ist die Schrägkraft an der Sohle eines Gründungskörpers bei lotrechter Auflast dargestellt. In beiden Fällen sind die Kräfte R innere Schrägkräfte, weil ihre waagerechten Seitenkräfte Erdschübe sind. Der Gesamterdschub enthält diese Teilerdschübe, ohne daß sie im Gesamtkrafteck als Schrägkräfte besonders gekennzeichnet werden. Innere Schrägkräfte bringen also keine zusätzlichen Erdschübe.

2) Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. IV, 4. Aufl., S. 61, Abb. 77a. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Es besteht daher keine Veranlassung, z. B. an der Sohle des Gründungskörpers in Abb. 6 außer R noch zusätzliche Schrägkräfte hinzuzufügen und in willkürlicher Richtung anzusetzen³).

Angriffspunkt und Lastverteilungsflächen für den Erdschub aus lotrechten Einzel- oder Streckenlasten sind nach den üblichen Verfahren
feststellbar. Die Frage ist hier, ob eine auf den Gleitkeil wirkende
Einzel- oder Streckenlast in Schräglage eine Änderung des Angriffspunktes seines Erdschubes an der Mauerrückenfläche gegenüber der Lage
des Angriffspunktes aus einer äußeren lotrechten Kraft zur Folge haben muß.

Oben wurde gezeigt, daß die Gleitlinie durch eine zulässige Schräglage der Last nicht beeinfluß wird. Damit bleibt auch der Gleitkörperstreifen, in welchem sich die Lastzerlegung und Lastverteilung allmählich vollzieht, nahezu derselbe wie bei lotrechter Lastlage. Lediglich die vordere Lastverteilungsbegrenzung wird, falls dies nicht schon bei dem gewählten Verfahren für lotrechte Last geschieht, flacher, äußerstenfalls gleichgerichtet zur natürlichen Böschung zu legen sein. In dem so begrenzten Gleitkörperstreifen muß nun auch die Zerlegung und Vertellung der Schrägkraft vor sich gehen, well sie infolge ihrer Reibungsbedingungen den Gleitkörper nicht zerstören kann, vielmehr ihn nahezu in Richtung seiner Mittellinie beansprucht. Einen größeren Einfluß hat die Schräglast infolge von Einspannmomenten an der Sohle des Gründungs-Der Lastangriff liegt nicht mehr in Sohlenmitte, sondern näher an der Vorderkante und erzeugt ein trapez- oder dreieckförmiges Spannungsbild, dem Rechnung zu tragen ist. Die Lastverteilungsfläche wird also auch trapez- oder dreieckförmig anzusetzen sein, wodurch der Schwer- bzw. Angriffspunkt des aus der Schrägkraft entstandenen Erd-

Abb. 7.

schubes nach oben rückt. In Abb. 7 ist der Einfluß einer lotrechten mittigen und einer schrägen außermittigen Auflast dargestellt. Hat das Spannungsbild an der Sohle des Grundkörpers aus irgendeinem Grunde nicht vorn, sondern hinten seinen Höchstwert, so rückt der Angriffspunkt des Erdschubes aus Schräglast noch unter den aus mittiger lotrechter Einzellast.

Zusammenfassend ist festzusiellen, daß waagerechte Seitenkräfte aus Auflasten als Erdschub voll in Ansatz zu bringen sind. Für die Lage des Angriffspunktes dieses Erdschubes sind außermittiger Kraftangriff und

Spannungsbild an der Sohle des Schräglastgrundkörpers von erheblichem Einfluß. Schräglasten bestehen stets auch innerhalb des Gleitkörpers unter Erdgewichten mit und ohne lotrechte Auflasten. Diese inneren Schrägkräfte beeinflussen jedoch weder den Gesamterdschub noch seinen Angriffspunkt, noch seine Lastverteilungsfläche zusätzlich, die sämtlich durch die üblichen Verfahren schon aus den lotrechten Kräften erfaßt sind. Jedoch empflehlt es sich zuweilen, die inneren Schräglasten, die ausschließlich waagerechte Seitenkräfte aus Erdschub haben, zu benutzen und gesondert zu verfolgen.

3) Handbuch für Elsenbetonbau, Bd. IV, 4. Aufl., S. 60, Abb. 77.

Grundlagen für die Bemessung von Parkplätzen und Einstellräumen für Kraftwagen.")

Alle Reclite vorbehalten

Von Dr.=Ing. habil. Bruno Wehner.

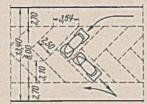
In einem früheren Aufsatz²) über die allgemeinen Grundsätze für die bauliche Durchbildung der verschiedenen Kraftverkehrsanlagen ist bereits die Frage der Flächenbemessung von Fahr- und Standspuren angeschnitten worden. Seitdem sind darüber in der vom Verfasser geleiteten Forschungsstelle für Kraftverkehrsanlagen eingehendere Untersuchungen angestellt worden, über deren Ergebnisse nachstehend kurz berichtet wird.

Bei der Planung von Betriebsbauten für den Kraftverkehr, gleichgültig, ob es sich hierbei um Einstellräume in Gebäuden (Garagen, Werkstätten usw.) oder um offene Abstellanlagen (Parkplätze, Autohöfe usw.) handelt, besteht heute noch weitgehende Unklarheit über den Platzbedarf. Der Flächenbedarf für die eigentlichen Standspuren, der sich verhältnismäßig einfach aus den Abmessungen der unterzubringenden Fahrzeuge festlegen läßt, ist bei Anlagen dieser Art vielfach geringer als der Flächenbedarf

für die erforderlichen Zu- und Abgangsspuren, der sich nur aus einer genauen Kenntnis des dabei nötigen Bewegungsvorganges ermitteln läßt. Vielfach glaubt man bei der Planung auch dadurch auszukommen, daß man die erforderlichen Spurmaße, ähnlich wie bei der Planung von Schienenanlagen, rein theoretisch durch die Zusammensetzung von Geraden und Kreisbögen ermittelt, wobei man für die letzteren die von den Kraftfahrzeugfirmen angegebenen Wendekreishalbmesser zugrunde legt. Ein derartiges Verfahren bringt aber sehr große Ungenauigkeiten mit sich, weil diese listenmäßigen Mindesthalbmesser beim Einfahren in eine Krümmung keineswegs sofort erreicht werden. Außerdem sind die Wendekreishalbmesser auch bei Fahrzeugen gleicher Größenordnung für die verschiedenen Fahrzeugbauarten oft außerordentlich verschieden, so daß

1) Die nachstehenden Abbildungen sind bereits in Aufsätzen des Verfassers in der Zeitschrift Die Straße 1939, Heft 4 u. 21/22, veröffentlicht. Sie werden ihrer besonderen Bedeutung wegen hier nochmals gebracht. Die Schriftlig.

²) Bautechn, 1938, Heft 39, S. 515.



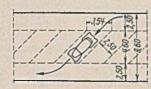


Abb. 1a. KdF.- und Kleinwagen.

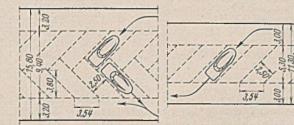


Abb. 1b. Personenwagen mittlerer Größe.

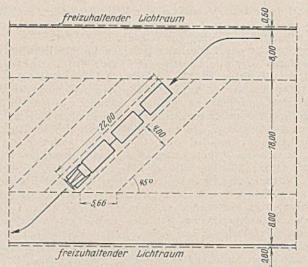


Abb. 1c. Lastkraftwagenzüge.

man gezwungen wäre, der Planung eine ganz bestimmte Fahrzeugbauart zugrunde zu legen. Endlich ist noch zu berücksichtigen, daß sich beim Verkehr mit Anhängern, wie er bei Betriebsanlagen für Schwerfahrzeuge häufig vorkommt, noch ganz besondere Spurverhältnisse ergeben, deren rein theoretische Erfassung umständlich und schwierig ist.

Wirklich brauchbare Spurmaße lassen sich daher nicht auf rein konstruktivem Wege, sondern lediglich durch praktische Fahrversuche Um diese Unterlagen zu gewinnen, wurden von der Forschungsstelle für Kraftverkehrsanlagen durch Fahrten mit den gebräuchlichsten Fahrzeugbauarten für die bei den Betriebsanlagen des Kraft-

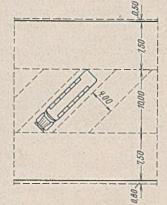


Abb. 1 d. Größere Omnibusse. Abb. la bis d. Grundmaße für Schrägaufstellung auf Parkplätzen.

verkehrs am häufigsten vorkommenden Fahrbewegungen Grundmaße festgelegt. Die untersuchten Fahrzeuge sind mit ihren wesentlichsten Abmessungen in Tafel lund 2 zusammengestellt. Die bis jetzt aufgestellten Grundmaße erstrecken sich auf Parkplätze mit den verschiedenen möglichen Formen der Aufstellung, ferner auf Großgaragenanlagen, Kreisumfahrplätze und Vorfahrten. Für diese einzelnen Gruppen von Betriebs-

Tafel 1. Personenkraftwagen. Zusammenstellung der gebräuchlichen Wagenbauarten.

Wagenbauart	Länge über alles	Breite über alles	Rad- stand	Spur (Mittel aus Vorder- und Hinter- spur)	Größter ge- messener Wende- kreis- durch- messer			
Kleinwagen								
KdFWagen "1938"	4,20	1,55	2,40	1,27	10,00			
Adler "Trumpf-Junior". Fiat "NSU" Ford "Eifel"	4,25 3,88 3,89	1,47 1,50 1,42	2,63 2,28 2,29	1,21 1,19 1,14	10,20 10,50 10,40			
Wagen mittlerer Größe								
Adler "Diplomat"	5,05 4,50 3,99 4,80 4,92 4,20 4,93 3,34 5,27 3,61	1,74 1,60 1,48 1,80 1,79 1,58 1,79 1,43 1,80 1,52	3,36 2,75 2,61 2,85 3,10 2,60 3,30 2,29 3,15 2,25	1,42 1,30 1,20 1,42 1,47 1,29 1,48 1,14 1,45 1,25	12,40 11,10 12,40 13,10 14,00 11,15 13,60 11,50 13,60 11,40			
Großwagen								
Horch "951 A"	5,55 5,49 5,25 5,53	1,84 1,85 1,86 1,93	3,74 3,74 3,29 3,75	1,52 1,52 1,51 1,50	18,30 18,60 17,70 16,70			

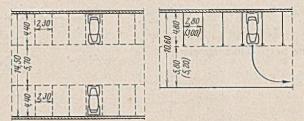


Abb. 2a. KdF .- und Kleinwagen.

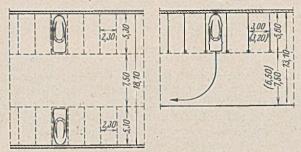
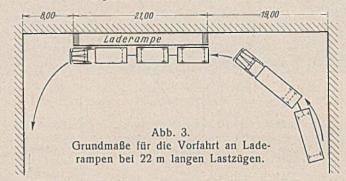


Abb. 2b. Personenwagen mittlerer Größe. Abb. 2a u. b. Grundmaße für die Aufstellung von Personenwagen in Gemeinschaftsraum und Einzelständen.

(Werden die eingeklammerten Standbreitenmaße gewählt, so genügen die eingeklammerten Maße für die Zufahrt.)



anlagen wurden aus den einzelnen Fahrzeuggrößengruppen jeweils besondere Grundmaße festgelegt. Einige dieser Grundmaße, die besonders häufig vorkommen, sind in den nachstehenden Abbildungen wiedergegeben.

Tafel 2. Schwerkraftwagen. Zusammenstellung gebräuchlicher Wagenbauarten.

Wagenbauart	Länge über alles	Breite über alles	Höhe über alles	Listen- mäßiger Wende- kreis durch- messer				
A. Lastkraftwagen								
Austro-Fiat "SRM" Austro-Fiat "FD 6" Büssing-NAG "9000" Mercedes-Benz 3 t "L 3000" Faun "L 600 D 567" Faun "L 900 D 567" Henschel "5 Gl" Krupp "L 2,5 H 24" Krupp "L D 6,5 N 242" Magirus "M 27a" MAN "F 4" 3,6/26 S" Opel "Biltz 3,6/36 S" Vomag "6 L" Mercedes-Benz "L 10 000"	6,30 8,00 9,90 7,37 8,30 9,80 7,14 6,00 8,20 6,84 8,19 6,02 8,50 10,43	2,00 2,20 2,50 2,50 2,50 2,50 2,50 2,15 2,50 2,22 2,50 2,27 2,27 2,50 2,50	2,20 2,50 3,20 2,09 2,60 3,25 2,55 2,00 2,60 2,30 3,00 2,52	14,00 18,00 24,00 15,70 19,00 19,20 17,60 13,00 20,00 14,00 17,40 13,10 17,50 24,00				
B. Omnibusse								
Büssing-NAG "900 N" Mercedes-Benz "0 2000" Mercedes-Benz "0 3750" Mercedes-Benz "0 10 000" Gräf u. Stift "V 7 D" Henschel 4 J 5" Magirus "M 27 A" Magirus "01 235" Magirus "M 45" MAN "DS" Saurer "4 BDT" Vomag "70"	12.41 6,31 9,05 11,97 8,00 10,12 7,23 8,95 10,97 8,60 7,30 12,00	2,50 2,20 2,50 2,50 2,50 2,50 2,50 2,35 2,50 2,35 2,50 2,35 2,50	3,04 2,53 2,78 2,90 2,65 2,65 2,70 2,80 3,20	25,00 15,20 19,50 23,00 18,00 24,00 14,00 20,00 20,00 16,00 14,00 26,50				

Vermischtes.

Der Mingetschaursker Staudamm in Transkaukasien. Der Boden der Sowjetunion ist für Wasserbau aller Art zu Zwecken der Schiffahrt, der Kraftgewinnung, der Bewässerung usw. ein ungemein geeignetes Feld. Die allgemeine Flachlandeigenschaft mit wenig ausgesprochenen, vielfach fast ganz verwischten Wasserscheiden gibt dem Wasserbau sonst nicht vorhandene Möglichkeiten. Den Boden Rußlands durchfurchen über 150 000 Flüsse, von denen 400 000 km sich für Schiffahrt und Flößerei herrichten lassen. Etwas über 102 000 km sind schon fertig. Außerdem sind an 180 000 Seebecken vorhanden. Die mögliche durchschnittliche jährliche Kraftgewinnung an den Flüssen der UdSSR, wird zu 288 Mill. kW berechnet (bei 58,2 Mill. Mindestleistung), womit Rußland in der Welt an erster Stelle steht. Bei seiner Größe (cs umfaßt ½ der Landfläche der Erde) ist das auch nicht weiter zu verwundern. Die Gesamtleistung der im Betrieb befindlichen Wasserkraftanlagen beträgt 1,28 Mill. kW mit 5 Milliarden kWh. Im Bau befinden sich weitere 6 Mill. kW.

Den Kernpunkt der gegenwärtigen wasserbaulichen Arbeiten in UdSSR. bildet die "Großwolga", d. i. Umstellung des Wolganetzes auf eine Reihe seeartiger Staubecken und seine Verknüpfung mit benachbarten Stromgebieten. Hier soll im laufenden dritten Fünfjahresplan die Uglitscher und Rybinsker Wasserkraftanlage fertig werden (beide liegen an der Wolga 200 und 270 km nördlich von Moskau).

Aber auch der Bau einer ganzen Reihe von weiteren Wasserkraftanlagen soll in diesem Jahrfünft noch begonnen werden, darunter der große Mingetschaursker Staudamm in Transkaukasien. Das Dorf Mingetschaur liegt an der in das Kaspische Meer mündenden Kura, 260 km oberhalb Baku und 22 km südwestlich des Eisenbahnknotenpunktes Jewlach. Die Kura fließt zwischen zwei gleichlaufenden Gebirgsketten, Kandshischen im Norden und Bosdag im Süden, und zwischen beiden bleibt Raum für ein geräumiges Wasserbecken. Den Bosdag durchschneidend bildet die Kura die Mingetschaursker Enge von 2,7 km Länge, die trotz schwieriger geologischer Verhältnisse die Anlage eines Sperrwerks mit hohem Stau erlaubt. Unterhalb Mingetschaur liegen die weiten Niederungen der Kura mit ihren Nebenflüssen, vor allem dem Aras (Araxes), bereits 20 bis 26 m tief unter dem Meeresspiegel (das Kaspische Meer liegt 26 m u. d. M.) und bilden eine Reihe von Steppen mit trockenem, warmem Klima.

Die aus bergigem Oberland aus der Türkei kommende 1500 km lange Kura wechselt in ihren Wasserständen ungeheuer. Sie hat 187 000 km² Einzugsgebiet. Im Winter ist sie am wasserärmsten. In das Frühjahr fallen die großen Hochwasser infolge der Schneeschmelze in den Bergen und der zu dieser Zeit fälligen großen Niederschläge. Im Sommer, in dem eine gründliche Bewässerung der Anbauflächen, besonders der Baumwollpflanzungen nötig wäre, hat die Kura wenig Wasser. Die Wasserstände decken sich also nicht mit dem Bedarf, und das hat zu dem Plan der Regelung der Kura geführt. Sie hat infolge ihres bedeutenden Gefälles große lebendige Kraft. Bei Mingetschaur führt sie im Jahresmittel etwa 18 Mill. m³ Geschiebe, teils schwebend, teils Bodengerölle. Ihr Wasserstand schwankt hier im Jahr zwischen + 5,1 und — 2,75 m, die Jahreswasserabgabe zwischen 19,8 und 8,6 Milliarden m³, die mittlere Wasserführung zwischen 274 und 629 m³/sek. Die Tagesschwankungen bewegen sich zwischen 84 bis 198 und 2328 m³/sek. Die Kura fließt, unterhalb Mingetschaur in die Niederungen eintretend, sehr gewunden zwischen niedrigen Ufern und bildet hier große Anschwemmungen und Ablagerungen, die ihr Bett über die Umgebung herausheben. Bei Hochwasser tritt die Kura hier aus ihren Ufern, überschwemmt Dörfer, Ackerland und Baumwollpflanzungen, versumpft große Geblete und bildet große gefährliche Malariaherde. Deiche bis zu 3 m Höhe sind auf 644 km Länge vorhanden, schützen aber nicht genügend vor verhängnisvollen Durchbrüchen und verursachen nur bedeutende jährliche Ausgaben.

Allen diesen Mängeln soll durch Regelung des Abflusses der Kura bei Mingetschaur abgeholfen werden. Ein ungeheures Wasserbecken soll durch Aufführung eines 1500 m langen Erddammes (siehe Abbildung) mit 482 m Sohlenbreite und 20 m Kronenbreite bei einer Höhenlage der Krone von 87,5 m über dem Meeresspiegel, einer größten Höhe des Dammes von 76,5 m und einem Höchststau von 75 m geschaffen werden.

Kosten. Es sollen vier Turbinensätze, und zwar Franzisturbinen zu je 75 000 kW, zusammen also 300 000 kW eingebaut werden. Zur Abführung der gewöhnlichen und außergewöhnlichen Hochwasser ist ein Betonüberfallwehr für eine Abführung von 2900 m³/sek vorgesehen. Die gesamten Überfallanlagen sind für 3900 m³/sek berechnet. Das Mingetschaursker Becken faßt im ganzen 16 Milliarden m³, wovon 9 Milliarden nutzbar sind. Damit ist eine Regelung des Abflusses auf viele Jahre und eine mittlere jährliche Kraftgewinnung von 1164 bis 2137, im Mittel vieler Jahre von 1338 Mill. kWh ermöglicht. Das Becken wird etwa 600 km² Fläche bei 70 km größter Länge und etwa 15 km Breite einnehmen. Große Wälder mit kostbarem Holz und wertvoller Kulturboden (Baumwolle usw.) fallen in seinen Bereich. Immerhin ist die in Anspruch genommene Fläche im Vergleich zu anderen, derzeit in der Sowjetunion geplanten Wasserbauten sehr bescheiden. Die Arbeiten erstrecken sich auf etwa 23 Millionen m³ Erdarbeiten, 560 000 m³ Beton und 30 000 t Stahlbauten, sind also immerhin sehr bedeutend. Die Kosten werden sich ohne die Fernleitung ungefähr auf 664 Mill. Rubel (330 Mill. RM) belaufen. Die geleistete Kilowattstunde wird 43 Kop. (0,21 RM) kosten. Für die große, zur Zeit in Ausführung begriffene Kujbyschewsker Anlage berechnen sich 55 Kop. (0,27 RM). Für 1 kW werden 1860 Rubel (900 RM) Baukosten aufgewendet gegenüber 2670 Rubel der Kujbyschewsker Anlage. Der Strom (1,3 Milliarden kWh) wird für in Aserbaidshan neuerstandene große Industrien verwendet werden können.

Das Mingetschaursker Stauwerk ist mit dem Plane der Bewässerung der Kura-Araksinsker Niederung (etwa 1,4 Mill. ha) verknüpft, der drei große Hauptkanäle vorsieht, von denen einer, der Schirwansker Kanal, die linkseitige, die beiden anderen, der untere und obere Milsko-Karabachsker Kanal, die rechtufrige Niederung bewässern. In der Kura-Araksinsker Niederung, die jetzt nur Steppen und Halbwüsten bildet, werden blühende Pflanzungen ägyptischer Baumwolle erstehen.

Die Kura ist zur Zeit etwa von Jewlach bis zur Mündung schiffbar, aber infolge vieler Sandbänke und zahlreicher Windungen nur unter sehr ungünstigen Bedingungen. Diese Verhältnisse werden mit der Neuanlage des Mingetschaursker Stauwehrs von Grund aus gebessert. Die Schiffbarkeit wird auf weitere 600 km ausgedehnt. Zur Schonung des Fischreichtums sind verschiedene Schutzmaßnahmen vorgesehen. Im Jahre 1939 ist mit den einleitenden Bauarbeiten begonnen worden, und im Jahre 1945 soll die ganze Anlage in Betrieb sein.

Neuartige Befeuerung in den Kanälen der Lagune von Venedig 1). Der immer stärkere Verkehr zwischen Venedig und dem Lido erforderte gebleterisch einen Ersatz der ungenügenden Befeuerung durch eine die

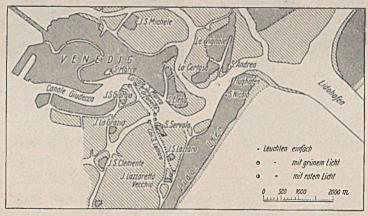
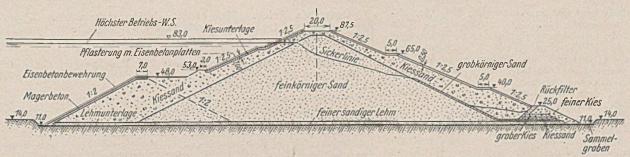


Abb. 1.

Verkehrssicherheit sowohl bei Tage als auch bei Nacht und Nebel dauernd gewährleistenden Neuanlage. Schon seit Jahren führten die Bewohner des Lido berechtigte Klage über mangelnde Verkehrssicherheit, namentlich bei Nacht und während der



Für die Betonbauten zur Wasserabführung stehen drei Entwürse zur Auswahl, von denen zwei diese Bauwerke getrennt am linken Flügel des Erddammes unterbringen, eines sie in Form von Betonrohren auf den Grund des Erddammes legt. Für letztere Lösung haben sich die Sachverständigen entschieden, da sie eine Reihe von Vorteilen und Ersparnissen bringt, vor allem kleineren Arbeitsumfang, kürzere Bauzeit und geringere

häufigen Nebel zwischen Herbst und Frühjahr. Viele Versuche, diesem Übelstande abzuhelfen, blieben erfolglos. Sowohl Schallsender, wie Glocken und elektrische Sirenen, als auch Leuchtfeuer hatten sich als ungeeignet erwiesen, bis es nunmehr den vereinten Bemühungen der Stadtverwaltung und dem Fachunternehmen Ferraboschi

gelungen ist, eine befriedigende Lösung dieser die Bewohner schon so lange beschäftigenden schwierigen Frage zu finden. Dabei handelt es sich um äußerst einfache Leuchten (Abb. 2 u. 3), die im Abstande von etwa 50 m entlang des Canale Orfanello und San Lazzaro aufgestellt

¹⁾ Ann. Lav. Pubb., November 1939, S. 1136 bis 1140.

worden sind (Abb. 1). An den Ein- und Ausfahrten stehen Leuchten nach Abb. 4, die oben mit einem grünen oder roten Licht ausgestattet sind. Nach sorgfältig durchgeführten Versuchen sind die Leuchten so ausgebildet und aufgehänt worden. ten so ausgebildet und aufgehängt worden, daß sie die Ränder der Fahrrinne jederzeit daß sie die Ränder der Fahrrinne jederzeit genügend erhellen, ohne die Fahrzeugihrer zu blenden. Die Gesamtlänge der
neuen Bescuerung beträgt 3,5 km. Zur
Stromversorgung der Leuchten mußten
5,5 km zweipolige Unterwasserzuleitungen
mit 2×100 mm² Querschnitt verlegt
werden. Die Kosten der gesamten Anlage
betragen 350 000 Lire oder 100 000 Lire/km,
die Stundenkosten der Beleuchtung etwa die Stundenkosten der Beleuchtung etwa 2,50 Lire bei einem Strompreis von 0,25 Lire/kWh. Bei täglich durchschnittlich $10^{1}/_{2}$ stündigem Betrieb betragen die jährlichen Kosten für den Stromverbrauch etwa 9380 Lire; für Wartung und Aus-

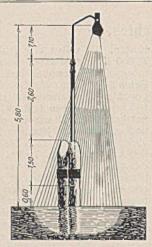
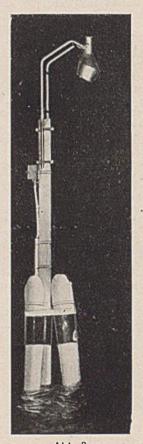


Abb. 2. Leuchter.





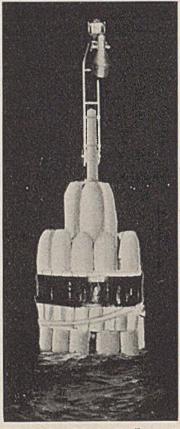


Abb. 4. Leuchte an der Ein- und Ausfahrt des Kanals.

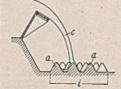
besserungen sind 15 000 Lire vorgesehen, so daß sich für die jährlichen Gesamtbetriebskosten ein Betrag von 25 000 Lire ergeben dürfte.

Dr. Ing. Dr. rer. pol. Haller, VDI, Tübingen.

Patentschau.

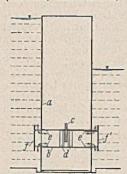
Einrichtung zur Verminderung der Schwingungen bei Überfallwehren. (Kl. 84a, Nr. 656 930, vom 3, 10, 1933, von Firma J. M. Volth in Heidenheim, Brenz.) Um die Schwingungen auch dann zu vermindern, wenn die Wehreinstellung oder die Wassermenge oder beide sich ändern, d. h. also, wenn das Verhältnis zwischen den Wassermassen und den

d. h. also, wenn das Verhältnis zwischen den Wassermassen und den Lustmassen, die zwischen Wasserstrahl und Wehr eingeschlossen sind, geändert wird und damit verschiedene Resonanzlagen entstehen, werden auf dem Sturzboden Störungskörper eingebaut, die verhindern, daß der Strahl längs einer geschlossenen Linie auf die Kanalsohle austrisset. Die Störungskörper awerden in Unabhängigkeit von dem Staukörper über den gesamten Strahlungsbereich i des Überfalls verteilt und in der Bahn des frei sallenden Wasserstrahls aus dem Sturzboden so angeordnet, daß sie in der Strömungsrichtung gegeneinander



daß sie in der Strömungsrichtung gegeneinander versetzte, streisensörmige Felder bilden, die den austressenden Wasserstrahl c in Abschnitten quer zur Strömungsrichtung verschieden beeinflussen. Die schwingungsdämpsende Wirkung kann dadurch verstärkt

werden, daß die Breite der Felder verschieden groß gemacht wird, so daß das überfallende Wasserband in ungleiche Abschnitte zerlegt wird, die unterschiedliche Eigenschwingungen erhalten.



Einrichtung zur Vernichtung der lebendigen Kraft des durch die Wasserdurchlässe von Schleusentoren strömenden Wassers. (Kl. 84b, Nr. 659 066, vom 19. 1. 1935, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um eine wirksamere Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers als bisher zu ermöglichen, sind sowohl an der Eintrittsöfinung als auch an der Austrittsöfinung der Wasserdurchlässe Verteilungsplatten angeordnet, die unmittelbar am Schleusentor befestigt sind. Die Verteilungsplatten sind als selbständige Umlenkkörper mit allseltig freien Rändern derart ausgebildet, daß der nach allen Selten umgelenkte Wasserstrahl die Verteilungsplatte an ihrem ganzen Umfange umströmt. In den Wasserdurchlässen b des Schleusentors a sind Verschlußschieber c angeordnet, die in Führungen d geführt sind. An den Ein- und Auslaßmündungen der Durchlässe b sind mittels der aus T-Eisen bestehenden Halteglieder e die Verteilungsplatten f bzw. f' in solchem Abstande von den Stirnwänden des Schleusentors angebracht, daß die dem Förderquerschnitt der Durchlässe entsprechenden Wassermengen möglichst ungeschmälert zwischen diesen Umlenkkörpern und den Schleusentorwänden durchgehen können.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung. Ernannt: zum Reichsbahnrat: der Staatsbahnoberrat Sigmund, Vorstand des Betriebsamtes Znaim, unter Versetzung nach Lyck als Vor-Vorstand des Betriebsamtes, der technische Oberkommissär Wilhelm Hoffmann bei der RBD Linz, die Reichsbahnbauassessoren Förtsch bei der RBD Karlsruhe, Ferdinand Geißler bei der RBD Köln, Dau bei der RBD Essen, die Reichsbahnamtmänner Genthner, Dezennent der RBD Nürnberg, Vogelsang, Vorstand des Neubauamtes Berlin-Marienfelde; — zum Reichsbahnamtmann: der technische Reichsbahnoberinspektor Kriese in Marienburg.

Marienielde; — zum Reichsbahnamtmann: der technische Reichsbahnoberinspektor Kriese in Marienburg.

Verseizt: der Abteilungspräsident Friedrich Schmidt, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Stuttgart, als Oberbetriebsleiter zur Generalbetriebsleitung West in Essen; — die Oberreichsbahnräte Landenberger, Dezernent der RBD Karlsruhe, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Stuttgart, Niehage, Dezernent der Reichsbahnbau direktion München, als Dezernent zur RBD Oppeln, Dr. Sing. Zissel, Dezernent der RBD Halle (Saale), als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Essen, Harms, Dezernent der RBD Oppeln, als Dezernent zur RBD Karlsruhe, Leykamm, Dezernent der RBD Nürnberg, als Dezernent zur RBD Halle (Saale), Wikannowa beim Betriebsamt Saaz als Vorstand zum Betriebsamt Eberswalde, Rudolf Hartlieb, Vorstand des Betriebsamtes Bludenz, als Dezernent zur RBD Münster (Westi.); — die Reichsbahnräte Ritter von Haberler beim Betriebsamt Mistelbach als Vorstand zum Betriebsamt Cottbus 1, Laupheimer, Vorstand des Neubauamtes Berchtesgaden, als Dezernent zur RBD München, Halbwidl in Linz als Vorstand zum Betriebsamt Heilsberg, Geitmann in Prag, Dezernent in der Gruppe Verkehrswesen beim Reichsprotektor in Böhmen und Mähren, als Dezernent zur RBD Wuppertal, Kurt Kern, Vorstand des Betriebsamtes Eberswalde, als Vorstand zum Betriebsamt Bromberg, Wagler, Vorstand des Betriebsamtes Cottbus 1, als Vorstand zum Betriebsamt Halle (Saale) 2, Rudolf Mayer beim Betriebsamt Ratibor als Vorstand zum Betriebsamt Neiße; — die Reichsbahnbauassessoren Franz Regh bei der RBD Stuttgart zur Generalbetriebsleitung Ost in Berlin, Jurisch beim Betriebsamt Halle (Saale) 2 nach Koblenz zur RBD Saarbrücken. (Saale) 2 nach Koblenz zur RBD Saarbrücken.

Überwiesen: der Abteilungspräsident Grabski, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Berlin, als Abteilungsleiter und Dezernent zur Reichsbahn baudirektion Berlin

Übertragen: dem Reichsbahnrat Busacker beim Neubauamt Berlin-Teltow die Stellung des Vorstandes daselbst.

In den Ruhestand getreten: der Vizepräsident Willi Behrens in Erfurt.

Deutsches Reich. Wasserwirtschaftsverwaltung, Ernannt: Regierungsbaurat Haas in Kassel zum Regierungs- und -baurat; — Regierungsbauassessor Friedr.-Ernst Heß in Minden zum Regierungs-

Übernommen in den Staatsdienst: die Bauassessoren Seidel in Potsdam und Bernhard Wagner in Charlottenburg als Regierungsbauassessoren.

Versetzt: die Regierungsbauräte Zacher von Oppeln nach Kattowitz, Dhonau von Koblenz nach Kattowitz, Derpa von Celle nach Bielitz, Blumental von Düsseldorf nach Militsch.

INHALT: Die Baugrunduntersuchungen für 78 neue Getreidespeicher in Rumänien. — Ziel und Zweck der Vorspannung im Elsenbeion. — Brücke über einen Bahnhof — Über Erddruck aus wasgerechten Seltenkräften. — Grundisgen für die Bemessung von Parkpläisen und Einstellsäumen für Krailwagen. — Vermischtes: Der Mingetschaursker Staudamm in Transkaukasien. — Neuertige Befeuerung in den Kanälen der Lagune von Venedig. — Patenischau. — Personalnachrichten.

Verantwortlich für den inhalt: Dr. Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschuften, Berlin W 9.
Druck: Buchdruckerel Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.