

Alle Rechte vorbehalten.

Die „Schleuse Oldenburg“ im erweiterten Hunte-Ems-Kanal.

Von Regierungsbaurat Popken, Vorstand des Wasserstraßenamtes Oldenburg i. O.

In der „Bautechnik“ 1923, Heft 23; 1924, Heft 5; 1927, Heft 22 u. 26 und 1928, Heft 33 u. 35 ist über den Hunte-Ems-Kanal und seinen Ausbau zum 600-t-Kanal einiges berichtet worden. In nachstehendem soll über die jetzt vollendeten Arbeiten zur Herstellung der „Abstiegsschleuse Oldenburg“ in das Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte Näheres ausgeführt werden.

Zu Beginn der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts wurde der alte Hunte-Ems-Kanal erbaut; trotz seiner geringen Abmessungen erschloß er die großen Hochmoorbezirke im Nordwesten des Oldenburger Landes.

In dem Lageplan 1 : 100 000 (Abb. 1) ist der alte Lauf des Hunte-Ems-Kanals eingetragen mit den neun Schleusen, die das treppenförmige Überschreiten der uhrglasartig gewölbten Oberfläche ermöglichten; aus dem beigefügten Längenprofil 1 : 100 000 (Abb. 2) ist ein noch klareres Bild zu gewinnen. Die alten Schleusen haben durchweg eine Länge von etwa 30 m, eine nutzbare Breite von 5 m und sind zum Teil aus Holz, zum Teil auch, wie Abb. 3 zeigt, nur aus Holzhäuptern hergestellt, während die Kammermauern aus mauerwerkartig aufgepackten Heidesodenwänden ge-

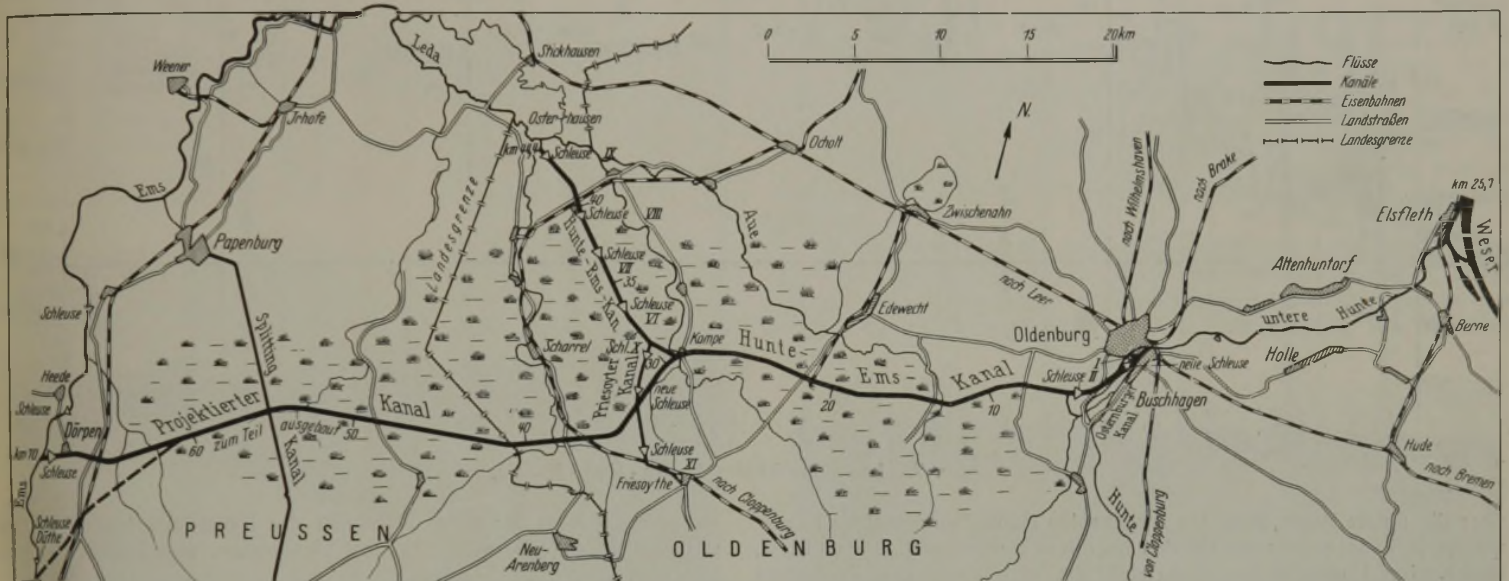


Abb. 1. Lageplan des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Osterhausen, km 0 — 44,4.

Wo sich früher weite, öde Moore erstreckten, die kaum von eines Menschen Fuß betreten wurden, wachsen heute fast alle für die Volksernährung notwendigen Früchte. In den blühenden Kolonaten und Industriewerken, die längs des Kanals bis tief ins Moor hinein entstanden sind, finden heute viele Volksgenossen Brot und Verdienst.

Der Hunte-Ems-Kanal geht von Oldenburg von der Hunte ab und verläuft in fast gerader westlicher Richtung durch die Hochmoorgebiete zur Leda, die bei Leer von der Ems aufgenommen wird; der Kanal hat eine Länge von etwa 40 km, seine Abmessungen betragen: 13,50 m Spiegelbreite, 1,50 m Wassertiefe und 9 m Sohlenbreite (vergl. Lageplan Abb. 1). Es sind dies die Abmessungen, in denen man bis zum Bau des erweiterten Finowkanals solche Binnenwasserstraßen ausführte. Die Abmessungen sind nicht gerade groß, aber der Kanal wurde dennoch für die von ihm durchzogenen Gebiete ein wahrer Segenbringer, da er die einzige Verkehrsstraße in dem öden Moore bildete und für die sich nach und nach ansiedelnden Kolonisten das einzige Hilfsmittel für den Verkehr mit der Außenwelt darstellte. Es ist ein bekannter Grundsatz, daß das Moor so lange tot ist, als ein Kanal fehlt; Kanäle sind in den Mooren die pulsierenden Lebensadern, die den Kolonisten und Moor-gesellschaften dasjenige Mittel in die Hand geben, das ihnen ein erträgliches Leben und eine gesicherte Entwicklung gestattet.

Die Moore, die der Kanal durchschneidet, gehören zu den sogen. Hochmooren. Während sich Niedermoores stets im Bereiche von Grundwasserstauungen entwickeln, kann sich das hauptsächlich auf Niederschlagswasser und Luftfeuchtigkeit angewiesene Hochmoor mehrere Meter über den örtlichen Mineralgrundwasserspiegel erheben. Im Laufe der Jahre haben die gesamten Hochmoore eine Mächtigkeit von 8 bis 10 m erreicht, und es entsteht die so charakteristische, uhrglasartig gewölbte Oberfläche; das Hochmoor ist ein gewaltiger Riesenschwamm, der das an ihn gelangende Wasser begierig aufsaugt und festhält. Wird jedoch durch Eingriff der Menschen das Wasser entzogen, so sinkt das Moor zusammen und verdichtet sich. Aufmessungen haben ergeben, daß die Moore am Hunte-Ems-Kanal bei 10 m Mächtigkeit in etwa 70 Jahren um 3 m zusammengeschrumpft sind.

bildet sind; über die Entstehung dieser Heidesoden geben die oben angezogenen Aufsätze näheren Aufschluß¹⁾. Diese Schleusen sind zum Teil 70 Jahre alt, haben sich in diesem Moorgebiet sehr gut bewährt, sind billig in der Herstellung und zuverlässig und leicht zu bedienen. Abb. 3 zeigt die Konstruktionseinzelheiten; wichtig ist, daß das über Wasser liegende Holz Eichenholz ist, während für die unter Wasser liegenden Bauteile wegen der Konservierung durch das Moorwasser Kiefern- oder sogar Tannenholz genügt.

Durch den angelegten Kanal ist dem Moor das Wasser entzogen, und die Oberfläche neigt sich dadurch nach dem Kanal zu stark ab; die Scheitelstrecken zwischen Schleuse III, km 13,361, Schleuse IV, km 13,530 und Schleuse V, km 21,907 konnten durch das Setzen des Moores von + 7,40 NN um 2,40 m gesenkt werden, so daß der Wasserspiegel in Höhe von + 5 NN von Schleuse II, km 5,485 bis Schleuse IV, km 34,860 in einer Höhe durchgeführt und das Kanalbett mit kleinen Unterbrechungen an den Flußniederungen fast ganz in den auf + 5 NN sich erstreckenden Sanduntergrund eingeschnitten werden konnte (Abb. 2).

Der alte Hunte-Ems-Kanal (Abb. 1) zweigt von der unteren Hunte bei km 0 bei Oldenburg ab, übersteigt, wie oben beschrieben, das Hochmoor, um zum Ebbe- und Flutgebiet der Ems abzusteigen; etwa bei km 44,4 bei Osterhausen liegt die letzte Schleuse IX; sie vermittelt den Abstieg in die Flußläufe Sagter-Ems, Leda und Ems.

Seit dem Jahre 1922 wird der Hunte-Ems-Kanal, auch Küstenkanal genannt, vom Reich und Oldenburger Staat gemeinsam auf seiner Anfangsstrecke von etwa 30 km bis zur Ortschaft Kampe zum 600-t-Kanal ausgebaut; sämtliche Bauwerke sind jedoch gleich so angelegt, daß ein Umbau bei der Erweiterung des Kanals für 1000-t-Schiffe nicht mehr notwendig wird. Bei der Ortschaft Kampe, d. i. km 29,3, folgt der Küstenkanal, der eine kürzere Verbindung von der Weser zur Ems schaffen soll, nicht mehr der alten Kanallinie, sondern er schwenkt in südwestlicher Richtung auf Dörpen bzw. Dütte zu, nach der Ems zu. Der Schiffahrtsweg führt dann in kürzester Linie von der Weser bei Elsfleth

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 5.

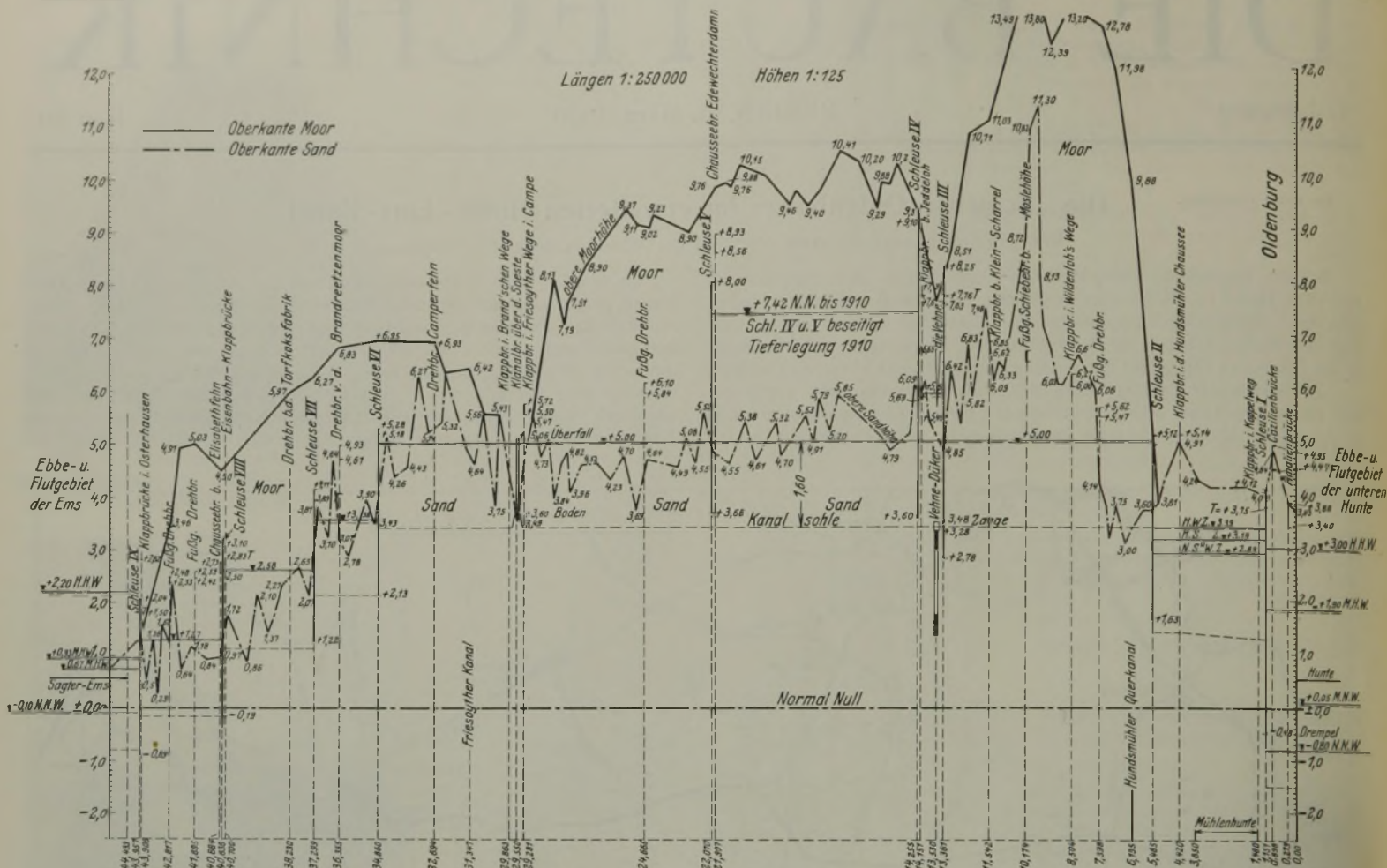


Abb. 2. Längensprofil des Hunte - Ems - Kanals.

über die untere Hunte, über den ausgebauten Hunte-Ems-Kanal bis Kampe und verläuft dann über die im Bau begriffene Strecke nach Dörpen bzw. Dütthe. Der Dortmund-Ems-Kanal stellt die Verbindung zum Ruhrgebiet dar. Dieser Küstenkanal liegt ganz im Sandboden eingeschnitten, und

ein großer Vorteil für die Baufähigkeit des Kanals, da jeder Aufenthalt vor und in den Schleusen Zeit- und Geldverlust, also Frachtverteuerung bedeutet.

Die Bauarbeiten an der 30-km-Strecke sind nunmehr so weit fort-

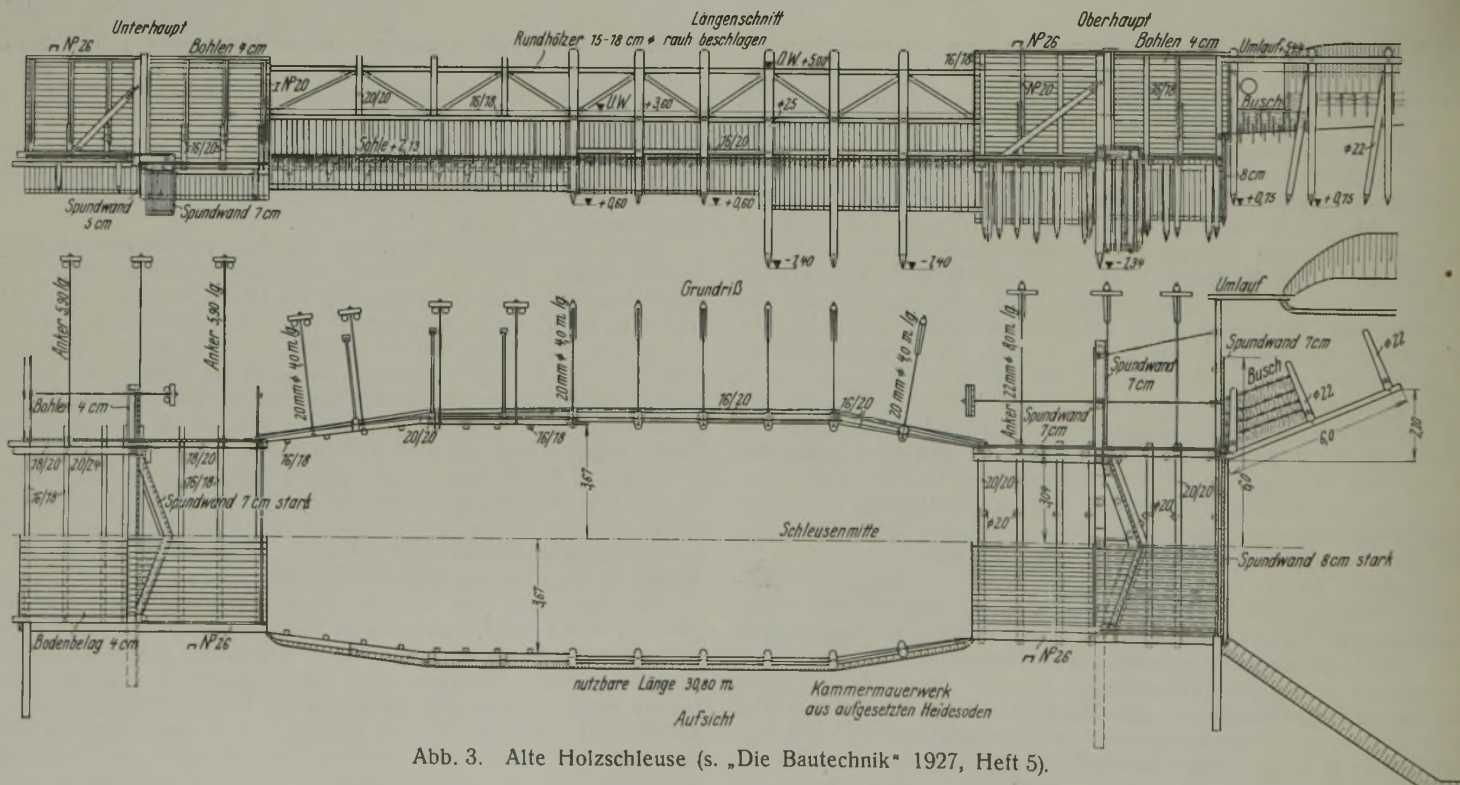


Abb. 3. Alte Holzschleuse (s. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 5).

in dem fast ebenen Gelände sind die Erdarbeiten gering; es ist möglich, mit nur zwei Schleusen, der einen bei Oldenburg, der anderen an der Ems, bei einer Länge von 70 km auszukommen. Diese lange Kanalhaltung, bei der die Schifffahrt ungehindert betrieben werden kann, ist

geschritten, daß sie im Jahre 1928 zum Abschluß gelangen; auch die Restarbeiten zur Herstellung der bei km 1,8 erbauten „Schleuse Oldenburg“ sind vollendet, und es kann nunmehr über die Ausführung Näheres berichtet werden. Während, wie oben gesagt, der Sanduntergrund durch-

weg in Wasserspiegelhöhe liegt und der Kanal eingeschnitten werden konnte, erhebt sich der neue Wasserspiegel in der Nähe von Oldenburg von km 1,8 bis km 4,2 etwa 2,50 m über Gelände. Auf dieser Strecke ist der Kanal gleich als 1000-t-Profil ausgebaut, da das spätere Einbringen der dichtenden Tonschicht sehr schwierig und unsicher gewesen wäre.

Über die Bauart der Schleuse selbst sei nunmehr folgendes ausgeführt: Der normale Oberwasserspiegel liegt auf + 5,00 NN und der angestaute Wasserspiegel, auch durch Windstau hervorgerufen, auf etwa + 5,50 m NN. Der Unterwasserspiegel wechselt mit dem der unteren Hunte und unterliegt dem Einfluß der Ebbe und Flut: NNW — 0,80 m NN, so daß demnach das Gefälle der Schleuse zwischen 2,00 und 5,80 m schwankt. Die Schleusenachse ist gegen die Kanalachse um 22 m nach Süden verschoben, damit für eine spätere Erweiterung der Schleusanlage die Kanalachse mit der Mittellinie von zwei Schleusen zusammenfällt. Vor und hinter den Häuptern ist der Kanal auf 300 m Länge verbreitert worden, so daß die notwendigen Vorhäfen für den Schiffverkehr entstanden (s. Abb. 4). Die Schleuse hat, auch mit Rücksicht auf die

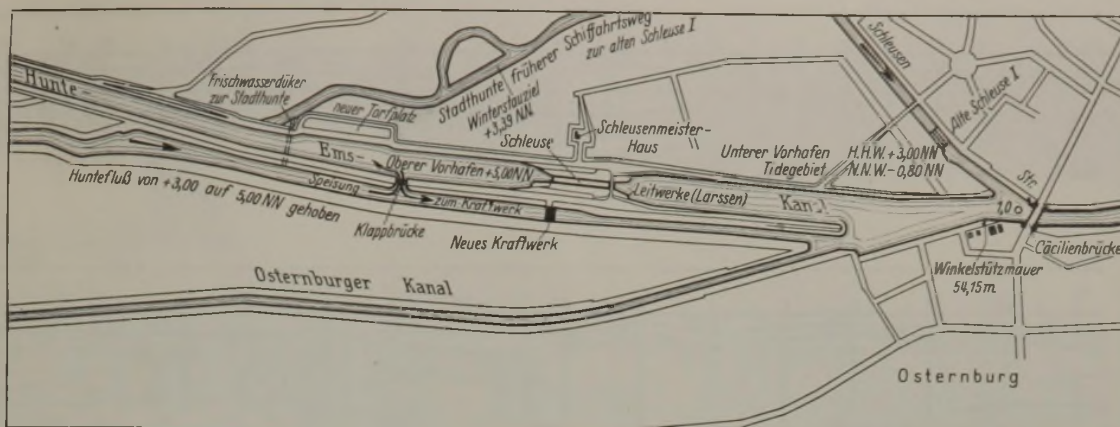


Abb. 4. Lageplan von Schleuse, Kraftwerk und der Zusammenführung von Huntefluß und Kanal.

säure, die sowohl im Grund- als auch im Kanalwasser enthalten ist, bekam das gesamte Bauwerk in allen Stellen, die mit dem Kanalwasser in Berührung kommen, eine Verblendung aus Bockhorner Klinkern, die in Zement-Traßmörtel: 1 Zement, 0,3 Traß, 3 Sand verlegt und durch Verzahnung innig mit dem Bauwerk verbunden wurde. Die Rückseite der Kammermauern erhielt einen Doppelanstrich mit Inertol; auf die Zusammensetzung des Bodens und seine aggressive Wirkung wird im folgenden bei der Schilderung der Untergrundverhältnisse näher eingegangen.

Nachdem die Entwürfe im großen und ganzen fertig gestellt waren, wurde im Jahre 1920 bereits mit den Vorarbeiten: Absteckungen, Bodenuntersuchungen, Einbringen von Grundwasserbeobachtungsbrunnen usw. begonnen. Die Arbeitslosigkeit und die Unterbringung von Notstands-



Abb. 5. Beginn der Betonarbeiten, Transportbrücke, Mischmaschinen, rechts Lagerplatz.



Abb. 6. Baublöcke der Schleuse mit Trennungsfuge.

10,50 m breiten Flußkanalschiffe, eine lichte Weite von 12 m und eine nutzbare Länge von 105 m erhalten und kann somit einen 80 m langen Kahn von 1000 t Tragfähigkeit nebst einem Schlepper aufnehmen. Der Drempel liegt im Unterhaupt auf — 3,80 m NN, so daß die Wassertiefe bei niedrigstem Wasserstande mindestens 3,00 m beträgt. Der Drempel am Oberhaupt liegt dementsprechend auf + 2,00 NN. Die Oberkante der Mauern des Oberhauptes und der Kammern liegt auf + 6,00 NN, die des Unterhauptes auf + 4,00 NN. Der Höhenunterschied wird, wie aus der Zeichnung und den Lichtbildern ersichtlich, durch eine Treppe ausgeglichen. Die Sohle der Schleuse ist auf — 3,80 NN verlegt worden. Wegen des verhältnismäßig hohen Schleusengefalles und der für den Kanal erforderlichen Wasserersparnis sind lotrechte Kammermauern vorgesehen, die massiv in Beton mit einseitiger Klinkerverkleidung hergestellt sind; aus gleichem Material bestehen auch die Häupter und die Sohle, letztere allerdings mit Eiseneinlage. Um einen gegen Moorsäure widerstandsfähigeren Beton mit großer Dichtigkeit herzustellen, ist der Mischung bayerischer Traß beigemischt worden. Die Mischungsverhältnisse sind wie folgt festgelegt: für die Schleusensohle 1 Zement, 0,3 Traß, 2,5 Sand, 5 Kies, für das aufgehende Mauerwerk 1 Zement, 0,3 Traß, 3,25 Sand und 6 Kies.

arbeitern zwangen die oldenburgische Regierung, die Arbeiten beschleunigt in die Wege zu leiten.

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, liegt die „Schleuse Oldenburg“ im Süden der Stadt bei km 1,800 der neu zu erbauenden Teilstrecke des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal). Das Gelände, der sogenannte Buschhagen, auf dem die Schleuse gebaut wurde, liegt im Durchschnitt auf Ordinate + 2,75 NN, und zwar ist es das Gelände, das sich zwischen dem großen Diluvialrücken Hundsmühlen/Oldenburg und dem Flugsandrücken Oldenburg-Tungeln-Wardenburg erstreckt. Zwischen diesen beiden Höhenrücken hat die Hunte seit Jahrtausenden hin und her gependelt und mit der Zeit ein 5 bis 6 m mächtiges Alluvium abgelagert. Wie der Name schon sagt, stand hier, nachdem die Sümpfe immer mehr verschwanden und zuwuchsen, ein großer Bruchwald, der aber im 18. Jahrhundert abgeholzt wurde, so daß das Gelände in fruchtbares Wiesen- und Weideland umgewandelt werden konnte. Bis hier lief durch die untere Hunte von der Nordsee her durch die Weser Ebbe und Flut, Schlick ist hier jedoch nicht abgelagert, so daß Marschboden nicht zu finden ist; die obere Hunte hat vielmehr hier nur grob- und feinkörnige Sande abgelagert, die streckenweise Eisenoxydhydrate rostrot gefärbt haben und an vielen Stellen harte Ortsteinbänke bilden. Durch den Lebens- und Fäulnisvorgang von Pflanzen hat sich in früheren Zeiten in dem alten Huntebett schlammiges Eisenoxyd niedergeschlagen, das wieder Lager von Raseneisenerz bildet. Bei diesem Vorgange scheiden sich dann auch immer andere Eisen- und Phosphorverbindungen aus. So verlief unter der obersten Sandablagerungsschicht in einer Tiefe von etwa 1,50 m unter dem Gelände eine etwa 1 m mächtige Vivianitschicht (Blaueisenerz genannt), die durch ihre leuchtend grüne und im trockenen Zustande kobaltblaue Färbung ins Auge fällt. An manchen Stellen stieß man bei den Bohrungen auf moorige Schichten (Darg), die als die letzten Ablagerungsflächen der Hunte angesprochen werden konnten. Die Schleusenbaugrube, die auf — 7,18 m NN

Die Sohle ist 2,33 m stark und hat zur Sicherung gegen Aufbruch infolge ungünstiger Belastung durch Wasserauftrieb eine Runderiseneinlage von acht Runderisen für 1 lfd. m von 30 mm Durchm. erhalten; diese Eisen binden gleichzeitig als Versteifung des Bauwerks in die Seitenmauern ein (Abb. 5). Während die Sohle ohne Fugen hergestellt ist, erhielten die Kammermauern in Abständen von 30 m je vier Trennungsfugen, die mit einer doppelten Dachpappeinlage gedichtet wurden (Abb. 6). Diese Trennungsfugen sind angeordnet, um Rissebildungen bei ungleichmäßigem Setzen des Bauwerks zu verhindern und um die Temperaturschwankungen auszugleichen. Zum Schutze gegen den zersetzenden Einfluß der Moor-

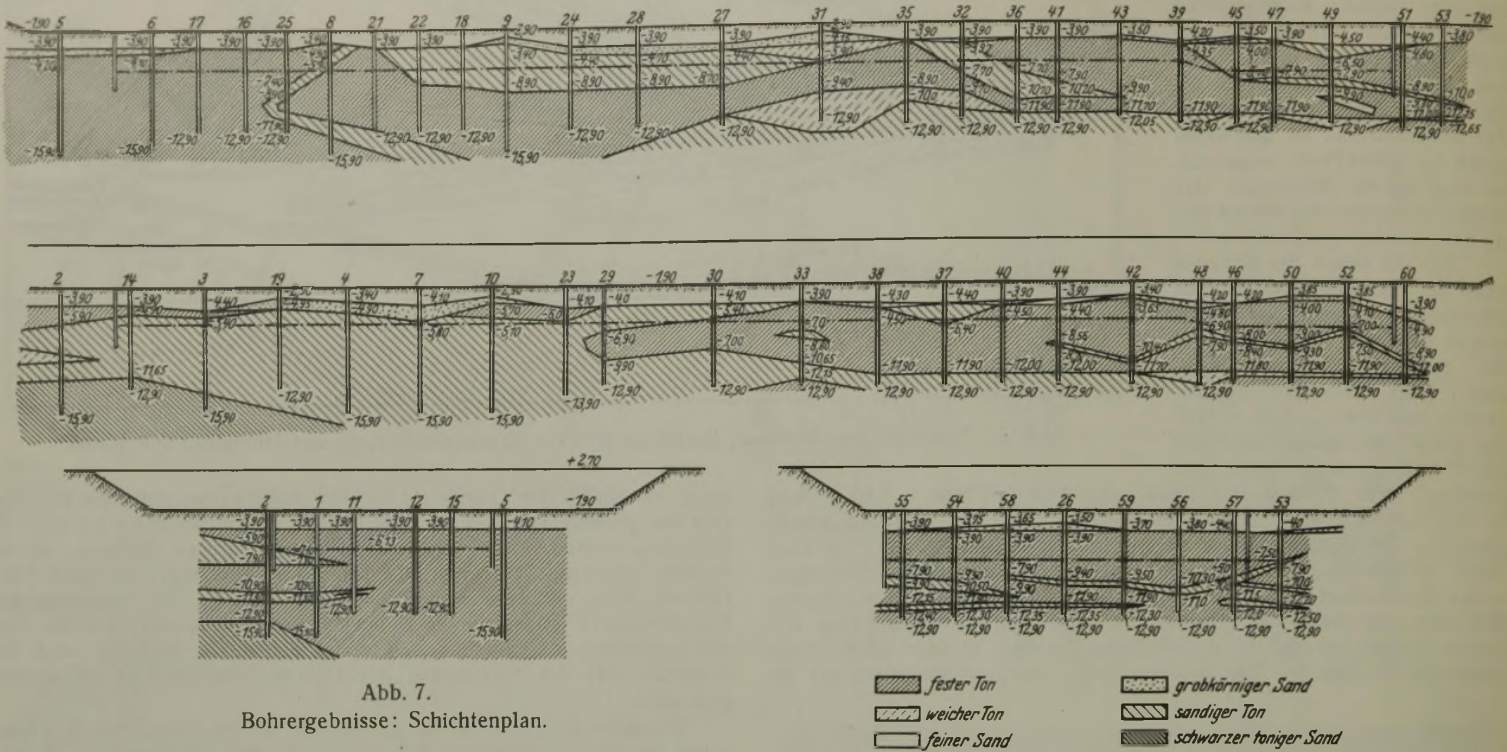


Abb. 7. Bohrergebnisse: Schichtenplan.

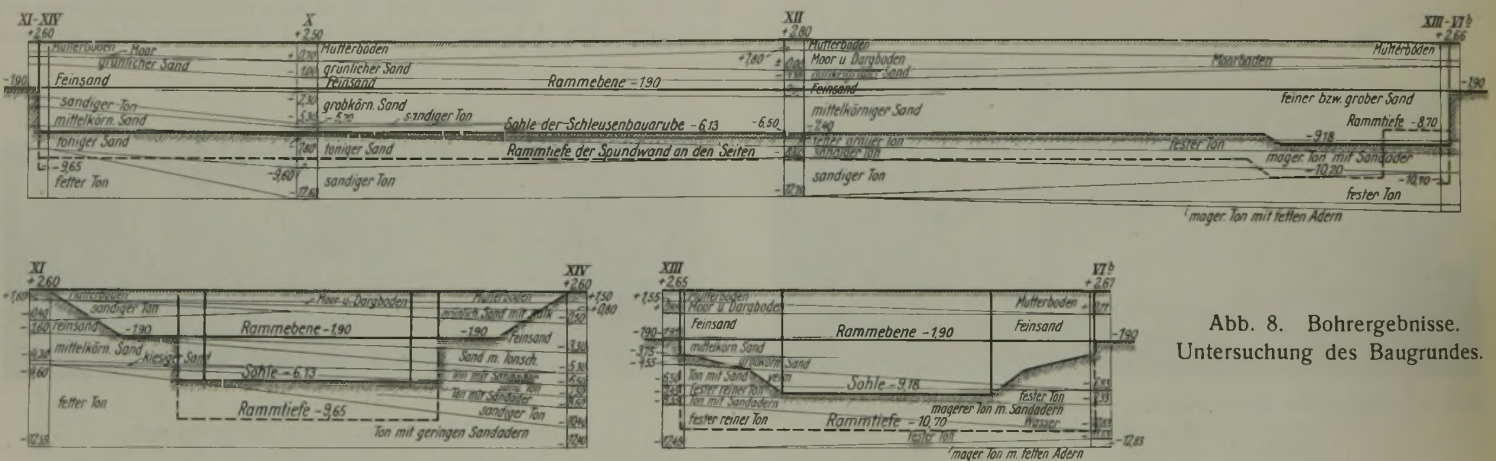


Abb. 8. Bohrergebnisse. Untersuchung des Baugrundes.

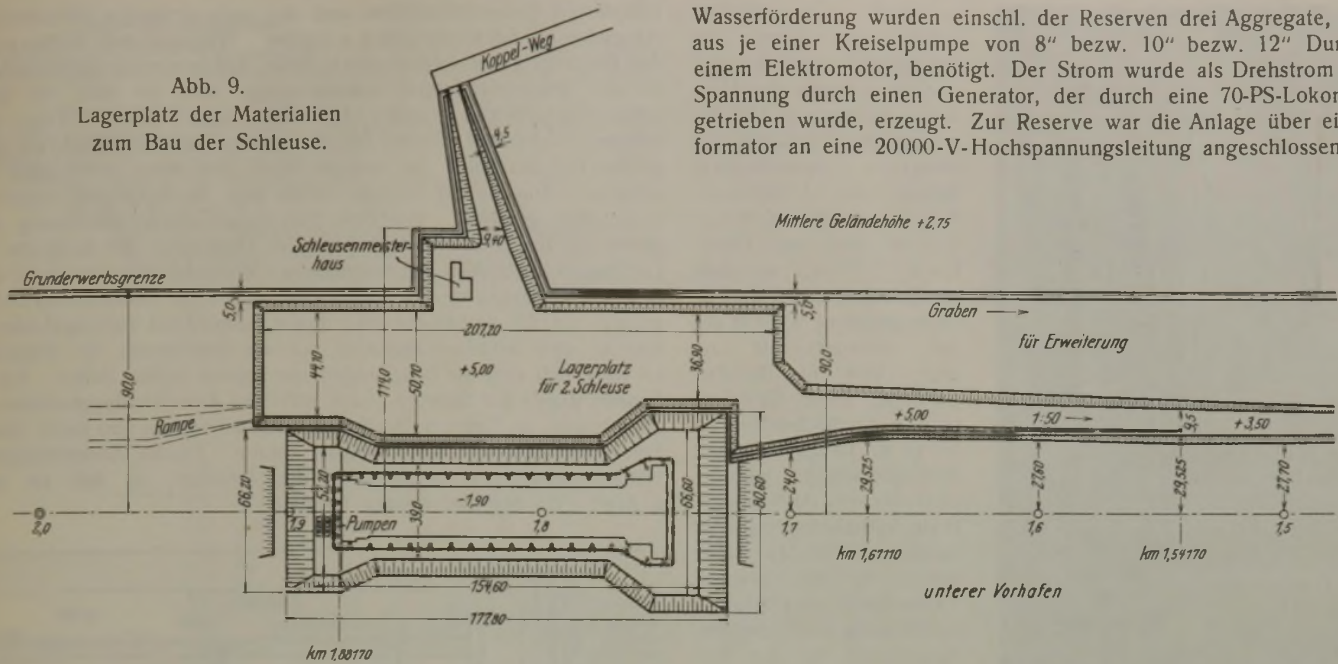
und — 6,13 m NN, also etwa 8,88 bis 9,93 m unter Gelände zu liegen kam, reichte noch einige Meter tiefer als das alte Huntealluvium und drang in das Diluvium ein. Dieses Diluvium bestand, wie die Bohrungen und späteren Ausschachtungen ergeben haben, aus hartem, aber sehr feinem tonigem Sande, der von weißen Sandadern durchzogen war. Selbst starke Tonnesten waren vereinzelt eingesprengt; an der Struktur und den Lagen der einzelnen Bodenschichten war ohne weiteres zu sehen, daß große mächtige Verschiebungen und Pressungen stattgefunden hatten, deren Ursprung wohl in Gletscherschiebungen zu suchen ist. Die Beschaffenheit des Untergrundes war derartig verworfen, daß sich Schichtenlinien gleicher Beschaffenheit kaum aufstellen ließen (vergl. Abb. 7 u. 8). Überall wurden in den verschiedensten Höhenlagen Schichten von Wurzeln, Laub und Ästen, ja sogar Baumstümpfe vorgefunden, die darauf schließen ließen, daß das Gelände bereits mehrmals bewachsen gewesen sein mußte. Durch Überschwemmungen oder sonstige Naturereignisse wurde dann das ganze Pflanzenleben wieder vernichtet; drei bis vier Laubablagerungsschichten ließen sich übereinander mit Bestimmtheit feststellen. Die Bohrergebnisse waren derartig verschieden und ungewiß, daß die Gründung der Schleusenbaukrube erst bestimmt werden konnte, als die Erdmassen aus der Schleusenbaukrube bis zur Rammebene, die auf — 1,90 NN lag, herausgefördert waren und somit eine genaue Kenntnis des Untergrundes vorlag.

Das Grundwasser, das in der ganzen Hunteniederung bereits annähernd 0,50 bis 1,50 m unter dem Gelände stand, wirkte bei den Ausschachtungsarbeiten außerordentlich störend, da vor allen Dingen mit sehr starkem Wasserandrang zu kämpfen war. Während das Oberflächenwasser bis auf schwache Beimengungen von Eisen und Kohlensäure verhältnismäßig rein war, waren in dem tiefen Grundwasser Bestandteile von Eisen, Kalk, Magnesia, Chlor, Kohlen-, Kiesel-, Schwefel-

und Moorsäure in starken Mengen vertreten. Die Grundwasserabsenkungsbrunnen waren stets ortsteinartig verkittet und wurden nach und nach vollständig angefressen, so daß an der Grundwasserabsenkungsanlage erhebliche Ausbesserungen notwendig wurden. Weiterhin trat erschwerend hinzu, daß der Boden das Wasser nur sehr schlecht abgab; auf den einzelnen Bodenschichten lief das Wasser in verschiedenen Tiefen entlang und konnte an den Brunnen nur künstlich durch große durchgehende Kiesfilter zu den Brunnenfiltern geführt werden.

Nach Beendigung der Vorarbeiten und nachdem das verschiedene Bagerät herbeigeschafft war, wurde Anfang August 1922 von der Tiefbau-firma Julius Berger A.-G., Berlin, mit den ersten Erdarbeiten für den Aushub der Schleusenbaukrube begonnen. Zunächst wurde die Baugrube in einer Neigung 1:1,5 durch einen großen B-Bagger der Lübecker Maschinenfabrik (Stärke 60 PS, tägliche Leistung 800 bis 1000 m³) bis zu der oben erwähnten Rammebene — 1,90 NN ausgehoben. Die Entwässerung geschah durch offene Wasserhaltung, indem das Wasser durch eine 15-cm-Kreiselpumpe abgepumpt wurde. Der Wasserandrang war derartig stark, daß Tag und Nacht rd. 20 l/Sek. ausgepumpt werden mußten. Ohne weitere Zwischenfälle wurden diese Arbeiten ausgeführt und etwa 40000 m³ in die Kanaldämme und den Materialienlagerplatz neben der Schleuse geschafft (Abb. 9 u. 11), so daß im Januar 1923 die gesamte Schleusenbaukrube bis zur Tiefe von — 1,90 NN ausgehoben war. Als die Erdarbeiten beendet waren, hörten auch die Pumparbeiten auf, und in kurzer Zeit stand die gesamte Baugrube wieder unter Wasser. Die vorgesetzten Behörden bestimmten daher, daß die weiteren Arbeiten im Schutze einer Grundwasserabsenkung ausgeführt werden sollten, um insbesondere zu vermeiden, daß der mit Sand stark durchsetzte Boden, in dem sich bereits Quellen bildeten, aufgelockert und damit das Bauwerk gefährdet wurde.

Abb. 9.
Lagerplatz der Materialien
zum Bau der Schleuse.



Wasserförderung wurden einschl. der Reserven drei Aggregate, bestehend aus je einer Kreiselpumpe von 8" bzw. 10" bzw. 12" Durchm. und einem Elektromotor, benötigt. Der Strom wurde als Drehstrom von 380 V Spannung durch einen Generator, der durch eine 70-PS-Lokomobile angetrieben wurde, erzeugt. Zur Reserve war die Anlage über einen Transformator an eine 20000-V-Hochspannungsleitung angeschlossen. Zur Er-

Die Siemens-Bau-Union Berlin erhielt auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Grundwasserabsenkungsarbeiten übertragen und begann am 12. März 1923, nachdem die Baugrube wieder leer gepumpt war, die Brunnenanlage einzubauen (Abb. 10). Die Grundwasserabsenkung für den Schleusenbau „Oldenburg“ war nicht so sehr wegen des Wasserandrangs, der sich in mäßigen Grenzen hielt, als vielmehr wegen des viele Schwierigkeiten verursachenden geologischen Aufbaues des Untergrundes bemerkenswert. Die Bohrergebnisse sind in Abb. 8 wiedergegeben; wie oben geschildert, konnte in den oberen Schichten wegen des vorhandenen Hutesandes das Grundwasser mittels offener Haltung bis $-1,90$ NN abgesenkt werden. Die weitere Absenkung mußte durch

Erhöhung des Wirkungsgrades war, da Gasgehalt des Grundwassers befürchtet werden mußte, die Pumpstation mit einer Entlüftungsanlage verbunden.

Es wurde zunächst am Oberhaupt ein Probetrieb mit zehn Brunnen aufgenommen. Erst als sich hierbei zeigte, daß die Anlage den gewünschten Erwartungen entsprach und imstande war, die erforderliche Absenkung zu erreichen, wurde sie mit insgesamt 72 Brunnen voll ausgebaut. Im Verlaufe des Betriebes wurden für die Wasserhaltung im Vorhafen zwei Elmoschraubenpumpen eingebaut, die für die Trockenhaltung des Vorhafens genügten, da das Wasser auch dort zum größten Teil durch die Brunnenanlage mit entfernt wurde.



Abb. 10. Bis zur Rammebene ausgehobene Baugrube.
Übergang von offener Wasserhaltung zur Grundwasserabsenkung.



Abb. 11. Ansicht der ganzen Schleusenbaustelle.
Zwei Kübelkrane heben den Boden aus zwischen den Spundwänden, auf schiefen Ebenen wird der Boden abtransportiert; rechts Lageplatz mit Schuppen und im Hintergrunde Kieshaufen.

Rohrbrunnen bewirkt werden, die außerhalb der die Baugrube einschließenden Spundwand angeordnet wurden. Nach den Bohrungen ergab sich für den Untergrund im wesentlichen folgendes Bild: Von $-1,90$ NN bis $-3,90$ NN fand sich auch in den tieferen Schichten hauptsächlich feinerer Sand und von $-3,90$ NN bis $4,10$ NN eine stark wasserführende Kiesschicht. Von Ordinate $-4,10$ NN ab wurde sandiger nasser Ton angetroffen, untersetzt mit Sandnestern und durchzogen von Schwimmsandadern, in denen das Wasser unter artesischem Druck, was bei offener Haltung zu starker Quellbildung geführt hätte, stand.

Die gesamte Grundwasserabsenkungsanlage blieb auf Verfügung der vorgesetzten Behörden solange im Betrieb, bis die Schleuse fertig und die eisernen Tore eingebaut waren; mit dem Ausbau einzelner Brunnen wurde jedoch dem Fortgange der Betonarbeiten entsprechend nach und nach begonnen.

Die Achse der als Ringstapel ausgebildeten Saugleitung wurde im allgemeinen auf Ordinate $-1,50$ NN, am Unterhaupt, wo die Haltung später eingebaut wurde, auf Ordinate $-3,00$ NN verlegt. Da die tiefsten Sohlenordinate $-7,18$ NN betragen, war durch die Brunnen eine Absenkung von $5,28$ m innerhalb der Spundwand zu erzielen. Außerdem mußte durch die Anlage außerhalb der Spundwand und in 3 m Entfernung von dieser bis $-3,90$ NN zum Verlegen der Spundwandanker abgesenkt werden (Abb. 5 u. 11).

Nachdem die Schleusenbaugrube bis zur Rammebene von $-1,90$ NN durch Bagger fertiggestellt und ein Teil der Brunnen eingebaut und bereits in Betrieb genommen war, wurde mit dem Rammen der Spundwand, die das ganze Schleusenbauwerk umfassen sollte, begonnen. Während bis zur Ordinate $-1,90$ NN der Erdaushub unter natürlichen Böschungen geschah, sollte zwischen den Spundwänden senkrecht heruntergeschachtet werden. Eine Gegenüberstellung der Kosten ergab, daß eine Spundwandanordnung billiger war als der Mehraushub bis zur Sohle des Schleusenbauwerks. Am 2. Mai 1923 wurde mit den Rammarbeiten begonnen; zwei Firmen, die Tiefbaufirma H. Möller, Wilhelmshaven, und die Tiefbaufirma Schomburg & Co. Nachf. Inh. Wolters, Oldenburg, übernahmen die Arbeiten und stellten je eine Seite der 345 m langen Spundwand fertig. Mitte Juni 1923 war diese mit Einbau der Anker fertig

Die Brunnen bestanden aus 6zölligen Tressefiltern, die mit einem Kiesmantel umgeben waren und bis zu 14 m tief gebohrt wurden, um das artesische Wasser genügend erfassen zu können (Abb. 7). Für die

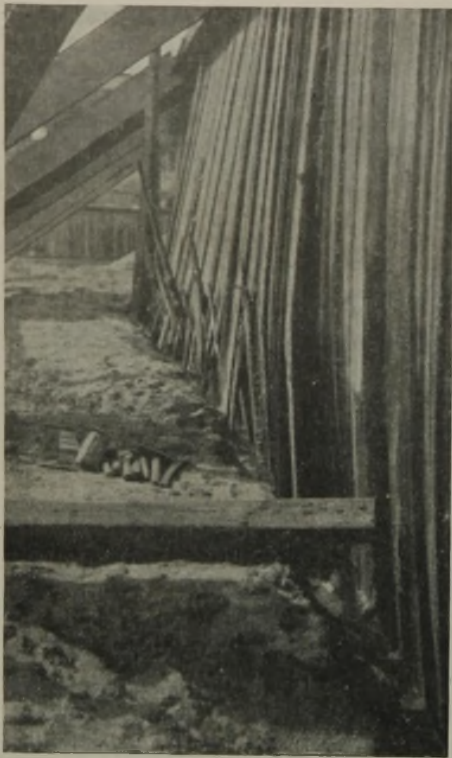


Abb. 12. Ausgewichene und zerbrochene Spundwand.

gerammt. Die Stärke, Länge und Form der Spundwand, auch die Art und Anordnung der Verankerung, sind aus Abb. 11 ersichtlich. Die Länge der einzelnen Spundbohlen betrug am Unterhaupt 8,75 m, in der Kammer 6,75 m und am Oberhaupt 7,75 m, so daß sie durchschnittlich 2,50 m tiefer gerammt wurden als die Schleusensole zu liegen kam; die tägliche Leistung beim Rammen betrug durchschnittlich 7 bis 10 m. Längs des Kammermauerwerks wurden trotz der sehr ungünstigen Bodenverhältnisse tägliche Leistungen bis zu 15 m erzielt. Bei den späteren Ausschachtungsarbeiten wurde festgestellt, daß die Spundwand so gut wie wasserdicht war und nur vereinzelte Bohlen ausgewichen waren. Auf Anordnung der vorgesetzten Behörden, auch der Kostenersparnis wegen, wurden zur Herstellung der Spundwand tannene Spundbohlen (Schwarzwald-Tanne) gewählt. Die später gemachten Erfahrungen haben jedoch gezeigt, daß die Verwendung von Tannenholz, vor allen Dingen bei ähnlichen Bodenverhältnissen, wie sie hier vorlagen, nicht angebracht war und daß sich die Mehrausgaben bei Verwendung von Kiefernholz ohne weiteres hätten bezahlt gemacht. Es muß allerdings hier erwähnt werden, daß die Spundwand bei ausgehobener Baugrube während eines strengen Winters über frei gestanden hat; es mag sein, daß das Holzgefüge durch Frost gelitten hat (Abb. 12). Bei den weiteren Ausschachtungsarbeiten war die Spundwand auf kürzeren Strecken zersplittert und bis zu 1,10 m ausgewichen; auch die Gurtholme 20/24 cm waren teilweise glatt gebrochen. An den Stellen, wo die eisernen Anker fest liegen geblieben waren, hatten sich die Unterlagsplatten und Schraubenmutter tief in die Holme eingefressen und das Holzgefüge an diesen Stellen zerstört. Das Anbringen größerer Unterlagsplatten konnte das Ausweichen der Spundwand nicht aufhalten, erst eine teilweise Absteifung nach der Baugrube zu (Abb. 11) gebot dem Ausweichen der Spundwand Einhalt. An den Stellen, wo die Spundwand gebrochen war, wurde eine wagerechte Absteifung in 1,50 m Höhe über der Baugrubensohle durch die Baugrube angebracht; an den noch nicht ausgewichenen Strecken blieb zur Sicherheit ein kleiner Erdkeil vor der hölzernen Spundwand sitzen, der erst kurz vor Einbringen des Betons der Sohle entfernt wurde. Selbst die Anker hatten sich, obwohl sie weit außerhalb der Gleitlinie lagen, mit der Spundwand und dem dahinter liegenden Erdreich nach vorn bewegt. Die Ursachen dieser Mängel sind wohl darin zu suchen, daß man bei der Berechnung der Spundwand eine reichlich große Beanspruchung für Tannenholz zugelassen hatte und daß die Tiefbaufirma Julius Berger, die auch den Erdaushub zwischen den Spundwänden ausführte, mit sehr schwerem Gerät arbeitete und das Erdreich durch starke Stöße zeitweise dauernd in Bewegung setzte. Das von der Böschung abfließende Tagewasser mag auch an dem Ausweichen Schuld gewesen sein. Die Spundwand selbst ist mit Rücksicht auf die Unterspülungsgefahr bei den sehr wechselnden Bodenschichten stehen geblieben. Die Gurthölzer, Anker und Ankerplatten wurden, nachdem die Sohle und ein Teil der Mauern fertig gestellt war, wieder entfernt und anderweitig verwendet.

Am 6. August 1923 begann die Tiefbaufirma Julius Berger, Berlin, mit dem Erdaushub zwischen den Spundwänden. Auf beiden Seiten der Schleusenbaugrube war auf der Rammebene — 1,90 NN je ein Kübelkran aufgestellt, der die von Hand gefüllten Kübel (3/4 m³ Inhalt) aus der Baugrube herausbeförderte und in Kipploren entleerte (Abb. 11). Die so gewonnenen Erdmassen wurden von 160-PS-Lokomotiven in die Kanaldämme verfahren. Die Hinterfüllung der fertigen Schleuse geschah später mit Erdmassen aus dem oberen Vorhafen, um damit eine doppelte Bewegung von Bodenmassen zu vermeiden. Der Erdaushub zwischen den Spundwänden war äußerst schwierig, da die Hauptmasse aus tonigem Sand bestand und dieser sich nur schwer lösen ließ. Die Ausschachtungsarbeiten wurden im Handschacht ausgeführt, wobei wegen der oben ge-

schilderten Bodenverhältnisse und der unzureichenden Entwässerung der Baugrube oft Schwierigkeiten auftraten. Während man früher auf Grund der Bohrergebnisse angenommen hatte, daß mit einer gepflasterten Sohle in der Schleusenkammer auszukommen war, hat sich bei den Ausschachtungsarbeiten ergeben, daß diese Bauart nicht in Frage kommen konnte. Vereinzelt wurden Tonester angeschnitten, jedoch lag der allergrößte Teil der Sohle im tonigen Sand, der einen erheblichen Auftrieb aufwies. Aus diesem Grunde wurde eine durchgehende massive Eisenbetonsohle gewählt. Vor dem Unterhaupt wurde gleichzeitig die Baugrube für das Sturzbett und vor dem Oberhaupt die Baugrube für den Dichtungskern (s. Abb. 11) ausgehoben. Während in der Baugrube zwischen den Spundwänden der Wasserandrang durch die Grundwasserabsenkungsanlage und die verhältnismäßig dichte Spundwand zurückgehalten wurde, war in den beiden Baugruben vor der Spundwand der Wasserandrang so stark, daß sich die Böschungen nur schwer halten ließen. Aus diesem Grunde wurde der Tonern gleich nach den Ausschachtungsarbeiten wieder eingebracht, da Ton am Oberhaupt gefunden wurde und leicht ohne große Transporte wieder verbaut werden konnte. Streiks, Aussperrungen, sowie Witterungsunbilden verzögerten die Arbeiten, so daß sie erst am 4. April 1924 beendet werden konnten.

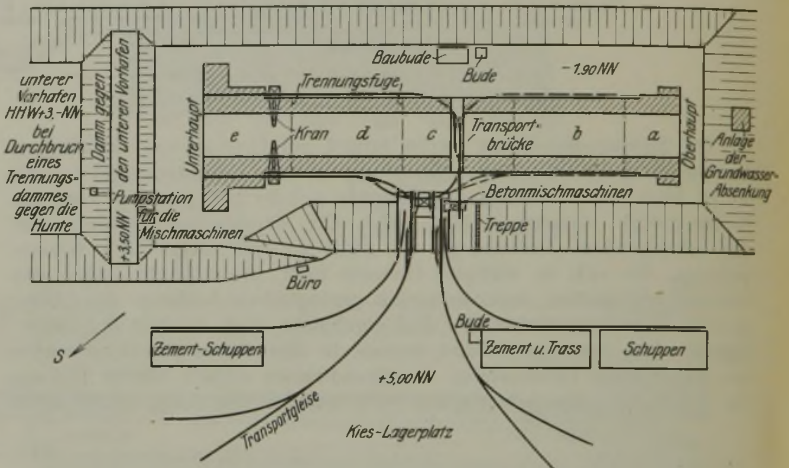


Abb. 13. Arbeitsplan zum Neubau.

Im September 1923 folgte die öffentliche Ausschreibung für den Bau der „Schleuse Oldenburg“. Viele Angebote liefen ein und der Wettbewerb war sehr groß. Den Zuschlag erhielt die Tiefbaufirma Kruse & Dethlefs aus Wilster i. Holstein, eine Tiefbaufirma, die am Kaiser-Wilhelm-Kanal schon verschiedene Bauten zu vollster Zufriedenheit ausgeführt hatte. Als die örtliche Bauleitung noch Ende Oktober mit den Betonarbeiten beginnen wollte, erhoben die vorgesetzten Behörden Einspruch wegen des nahenden Winters; die Arbeiten sollten erst im Frühjahr 1924 in Angriff genommen werden, damit die Sicherheit bestand, daß sie ununterbrochen durchgeführt werden konnten. Der außerordentlich strenge Winter verzögerte die Arbeiten, so daß erst am 3. Mai 1924 der Grund-



Abb. 14. Betonieren der Sohle, Transportbrücke, rechts Kran.

stein für den Bau der Schleuse gelegt werden konnte. Die Baumaschinen, Gerüste, Gleise usw. wurden zum Teil schon im Jahre 1923 antransportiert, die Firma konnte jedoch erst am 27. März 1924 mit der Baustelleneinrichtung beginnen.

Das Bauprogramm für die Betonarbeiten war ein etwa folgendes: Sämtliche Baustoffe, die von der Bauverwaltung angeschafft waren, lagen im Freien oder in Schuppen aufgestapelt auf dem Lagerplatz, der bis

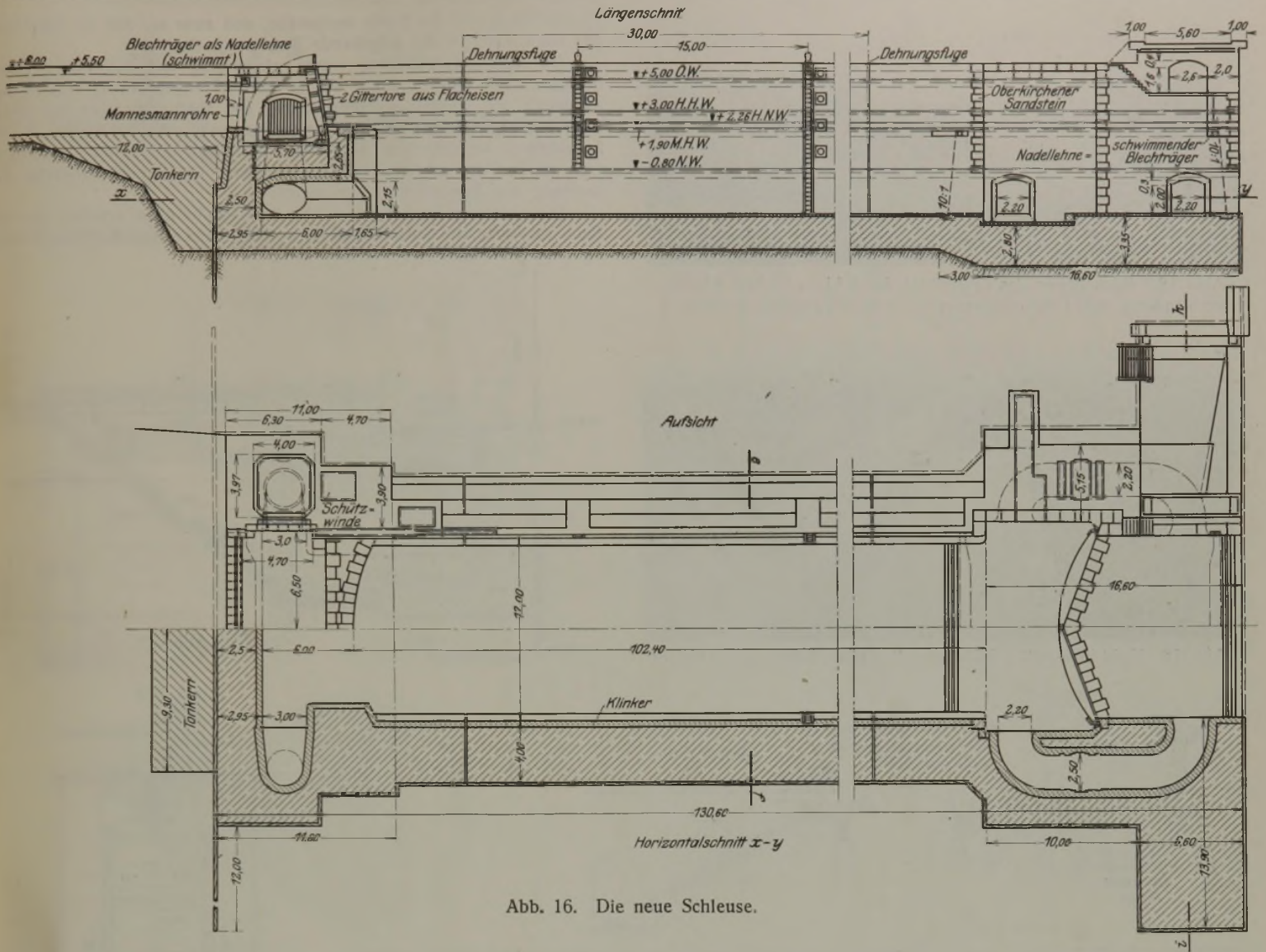


Abb. 16. Die neue Schleuse.

5,00 NN aufgeschüttet und einplaniert war (vergl. Abb. 13); hier wurden sie auf 60-cm-Gleis zu den Rutschen bzw. Schüttrichtern befördert. Die Klinker wurden von Hand in hölzernen Rutschen zu der Verbrauchsstelle herabgelassen; Kies, Zement und Traß wurden von einem Gerüst unmittelbar in die Maschinen geschafft. Die Mischmaschinen mit 450 und 750 l Füllung waren etwas erhöht auf der Rammebene — 1,90 NN aufgestellt, und zwar so, daß die Kipploren darunterfahren konnten und selbsttätig gefüllt wurden. Die Maschinen wurden elektrisch angetrieben

gleichzeitig verarbeitet werden konnte; einfache Krane mit weitem Ausleger hoben die gefüllten Loren an und schwenkten sie zu den Verbrauchstellen (s. Abb. 14). Gemäß Bauprogramm wurde zunächst die Schleusensole als durchgehendes Bauwerk ohne Unterbrechung bei einer täglichen Leistung von 150 m³ und dann das aufgehende Mauerwerk bis zu den einzelnen Trennungsfugen fertig gestellt. Das Mittelstück wurde



Abb. 15. Betonieren der Schleusenkammermauer mit Klinkerverblendung ohne Schalung.



Abb. 17. Blick auf die Betonarbeiten, Baublock am Unterhaupt ist fertiggestellt, vorn wird der Zylinderschüttschacht hergestellt.

mit Stromspeisung aus dem Transformator der Siemens-Bauunion. Das zur Betonbereitung nötige Wasser wurde aus dem unteren Vorhafen entnommen und mittels einer elektrisch betriebenen Pumpe in den Hochbehälter gepumpt. Etwa in der Mitte quer über die Schleusenbaugrube hinweg war eine 3 m breite hölzerne Transportbrücke gebaut worden, so daß der fertig gemischte Beton auf beiden Seiten der Baugrube

wegen des Bestehens der Transportbrücke als letzter Teil hochgeführt. Der zum Schutze der Spundwand noch stehengebliebene Erdkeil wurde fortlaufend von einem Kran heraufbefördert und seitlich gelagert. Die eingebrachten Absteifungen der Spundwand konnten beim Durchbetonieren der Sohle ohne weiteres durchgeführt werden; weitere Ausweichungen der Spundwand wurden nicht festgestellt. Das aufgehende Mauerwerk wurde

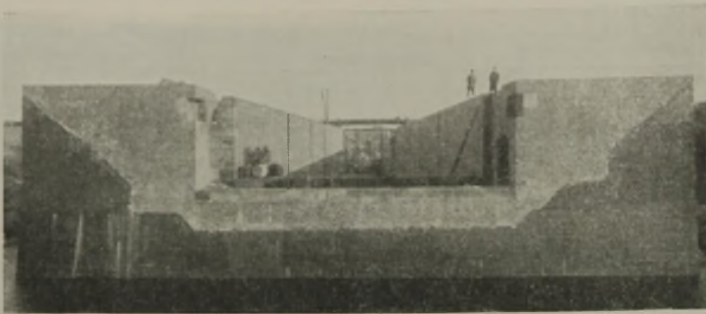


Abb. 18. Blick gegen das Oberhaupt der Schleuse, oben Klinkerverblendung, unten Betonmauerwerk mit Inertol zweimal gestrichen.

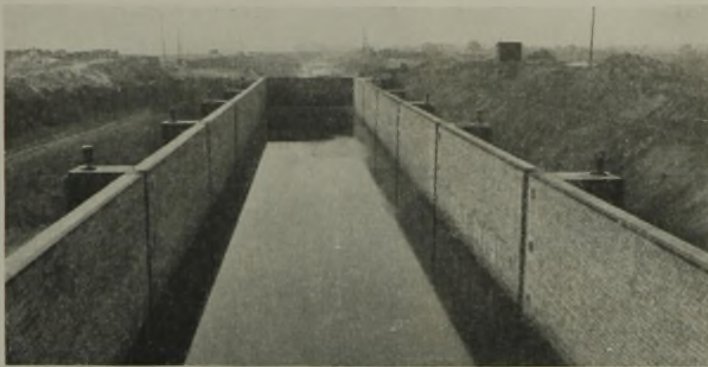


Abb. 19. Nicht hinterfüllte Schleuse voll Wasser, Blick gegen Oberort.

treppenförmig mit der Sohle verbunden, und zwar so, daß die Rundeisen der Sohle noch in das aufgehende Mauerwerk eingriffen.

Die Klinkerverblendung wurde gleichzeitig mit den Betonarbeiten hochgemauert, und zwar mit der in Abb. 15 angegebenen Verzahnung; es wurde auf sorgfältige Hinterfüllung der Verblendschicht mit Beton geachtet, damit jeder Hohlraum vermieden wurde. An den Stellen, wo die Spundwand nachgegeben hatte und der Mauerquerschnitt geschwächt war, wurden die auftretenden Zugspannungen durch eine senkrechte Bewehrung von Rundeisen aufgenommen.

Die gesamten Werkstoffe wurden, wie bereits oben erwähnt, von der Bauverwaltung beschafft. Im Wege der öffentlichen Ausschreibung wurden

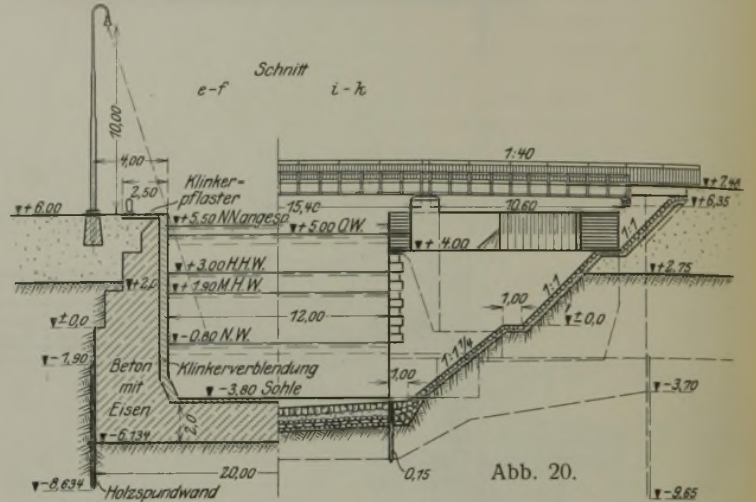


Abb. 20.

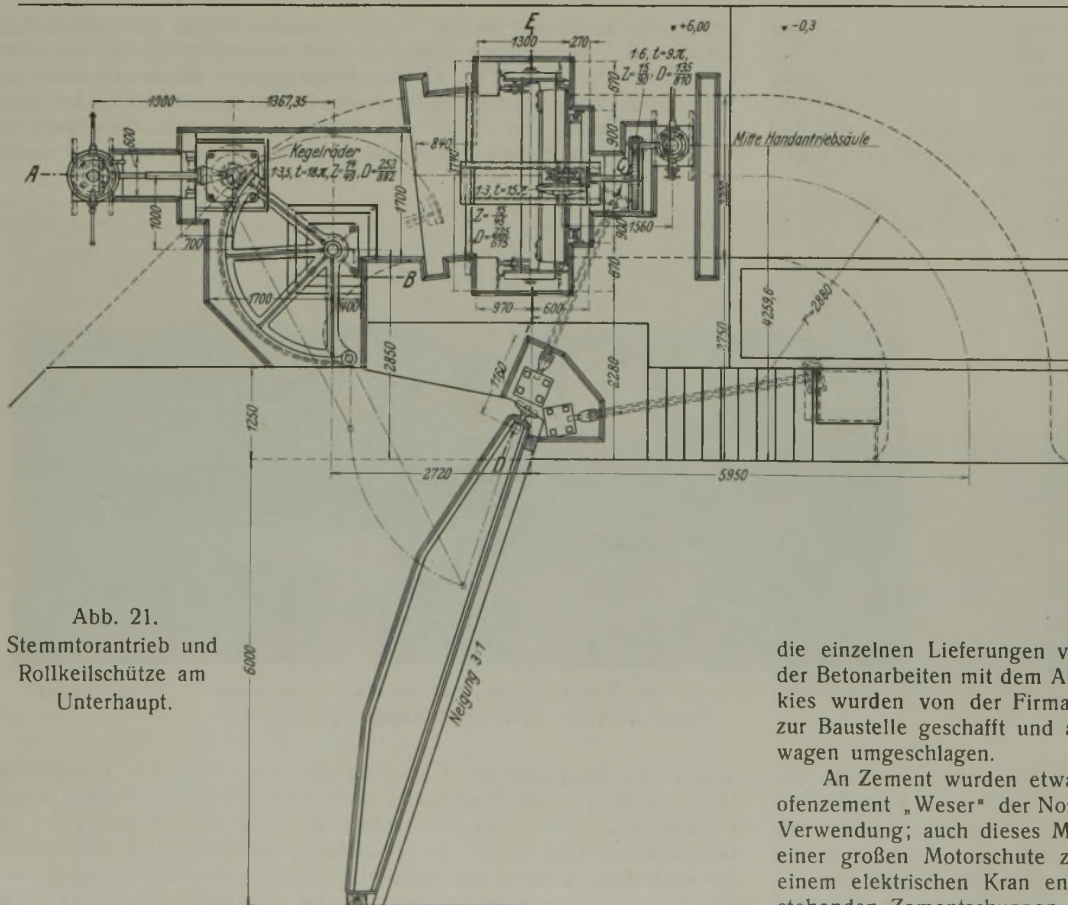
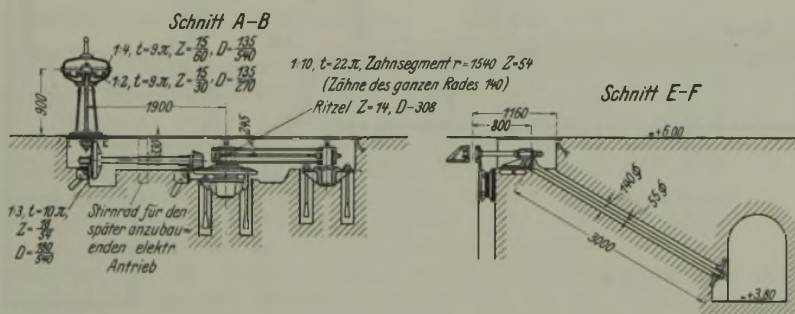


Abb. 21. Stemmtorantrieb und Rollkeilschütze am Unterhaupt.

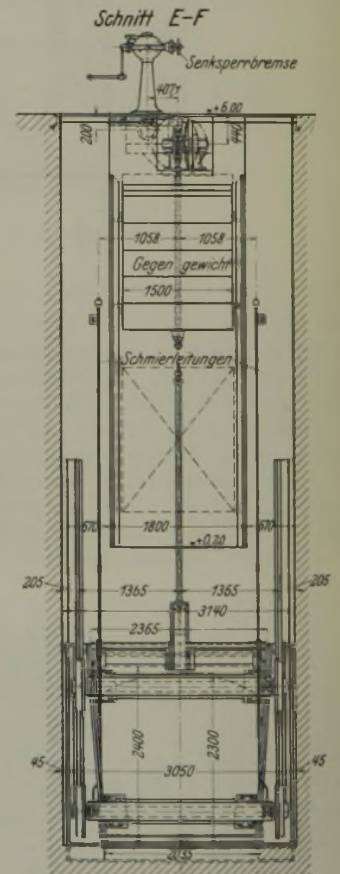


Abb. 22. Rollkeilschütze am Unterhaupt.

die einzelnen Lieferungen vergeben, und zwar wurde lange vor Beginn der Betonarbeiten mit dem Antransport begonnen. Etwa 19 000 m³ Weserkies wurden von der Firma Röhrs & Co., Bremen, in Weserkähnen bis zur Baustelle geschafft und am sogen. Osterburger Kanal auf Kleinbahnwagen umgeschlagen.

An Zement wurden etwa 3500 t gebraucht, und zwar fand nur Hochofenzement „Weser“ der Norddeutschen Hütte, Oslebshausen a. d. Weser, Verwendung; auch dieses Material gelangte auf dem Wasserwege mittels einer großen Motorschute zur Umschlagstelle. Der Zement wurde mit einem elektrischen Kran entladen und dann in die auf dem Lagerplatz stehenden Zementschuppen verfahren.

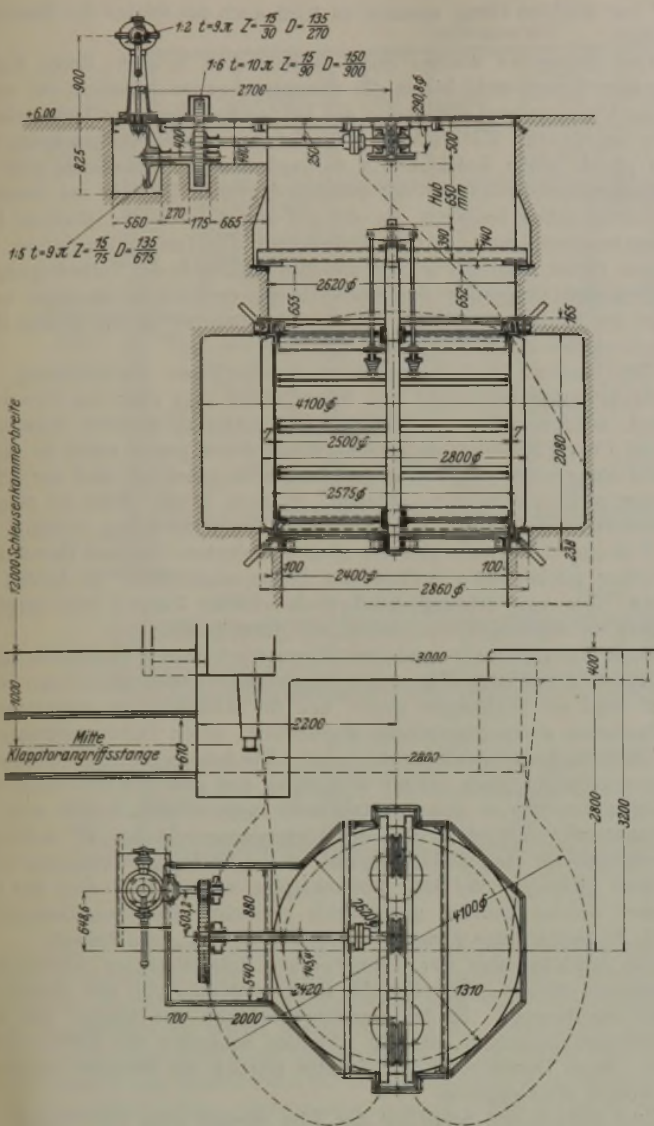


Abb. 23. Zylinderschütze am Oberhaupt.

Der erforderliche Traß ist von den bayerischen Traßwerken Möttingen geliefert worden, er ist gleichfalls in besonderen Schuppen aufgestapelt. Wegen der weiten Transportwege und der leicht auftretenden Verzögerung bei der Lieferung ist das gesamte Traßmaterial schon im Winter 1923 angeliefert worden.

Die Toranschläge, Abdeckungen und Kanten wurden aus Oberkirchener Sandstein hergestellt, dieser hellgelbe Sandstein hat eine große Widerstandsfähigkeit gegen Säuren und ist bereits seit Jahrhunderten bei den Oldenburgischen Sielbauten verwendet worden, so daß über seine Brauchbarkeit bereits gute Erfahrungen vorlagen. Das Gefüge des Steines ist weich, er ist daher leicht zu bearbeiten. Während jedoch bei den Sielbauten, abgesehen von kleinen Booten, ein größerer Schiffsverkehr nicht möglich und daher ein Anfahren und Beschädigen der Steine ausgeschlossen ist, haben bei der Schleuse die Dampfer und großen Fahrzeuge durch Anfahren bereits jetzt Ausbrüche aus den weichen Steinen verursacht; es ist daher ratsam, an den Stellen, wo Schiffe das Mauerwerk berühren, Steine härteren Gefüges zu nehmen. Die obere Kante des Schleusenmauerwerks ist mit einem starken eisernen Winkel eingefaßt worden, damit durch Schiffstrossen keine Beschädigungen eintreten. Die Schleusenplattform ist für den Verkehr anschließend an das Kammermauerwerk mit Oldenburgischen Klinkern abgeplastert worden; dieser Stein ist besonders zu empfehlen, da seine Oberfläche rau und ein Ausgleiten daher weniger zu befürchten ist. Für die wegen der Moorsäure angeordnete Klinkerverkleidung der Schleuse wurden etwa 850 000 Klinker benötigt, die von den Bockhorner-Klinkerwerken, Bockhorn b. Varel i. O. bereits im Winter 1923 angeliefert wurden (Abb. 16 bis 20).

Die Schleusentore und die Betriebseinrichtungen (Abb. 21 bis 24) sind der Neuzeit entsprechend gewählt und nach bewährtem Muster ausgeführt. Für die Wahl der Abmessungen galten folgende Höhenzahlen: Schleusenabmessungen: Lichtweite 12 m, nutzbare Länge 105 m. Oberhaupt: Schleusenplattform + 6,00 NN, Oberwasser 5,00 NN, angesp. Oberwasser + 5,50 NN, Drempel + 2,00 NN, Unterhaupt: Schleusenplattform + 6,00 NN, Oberwasser + 5,00 NN, Unterwasser - 0,80 NN, Drempel - 3,80 NN, Schleusensole neben der Tornische - 4,35 NN.

Als Torverschlüsse sind am Oberhaupt ein Klapptor und am Unterhaupt ein Stemmtorpaar angeordnet (Abb. 25 u. 26). Für die kurzen Umläufe sind am Oberhaupt zwei Zylinderschütze und am Unterhaupt zwei Rollkeilschütze als Verschlussorgane eingebaut. Sämtliche Bewegungseinrichtungen haben zunächst Handantrieb erhalten, eine Umstellung auf elektrischen Betrieb macht jedoch keinerlei Schwierigkeiten.

Über Torlager und Torantriebe ist folgendes zu sagen. Das Gewicht des Klapptores am Oberhaupt ist zum größten Teil durch eingebaute Luftkasten ausgeglichen, die Bewegungskräfte sind dadurch herabgemindert.

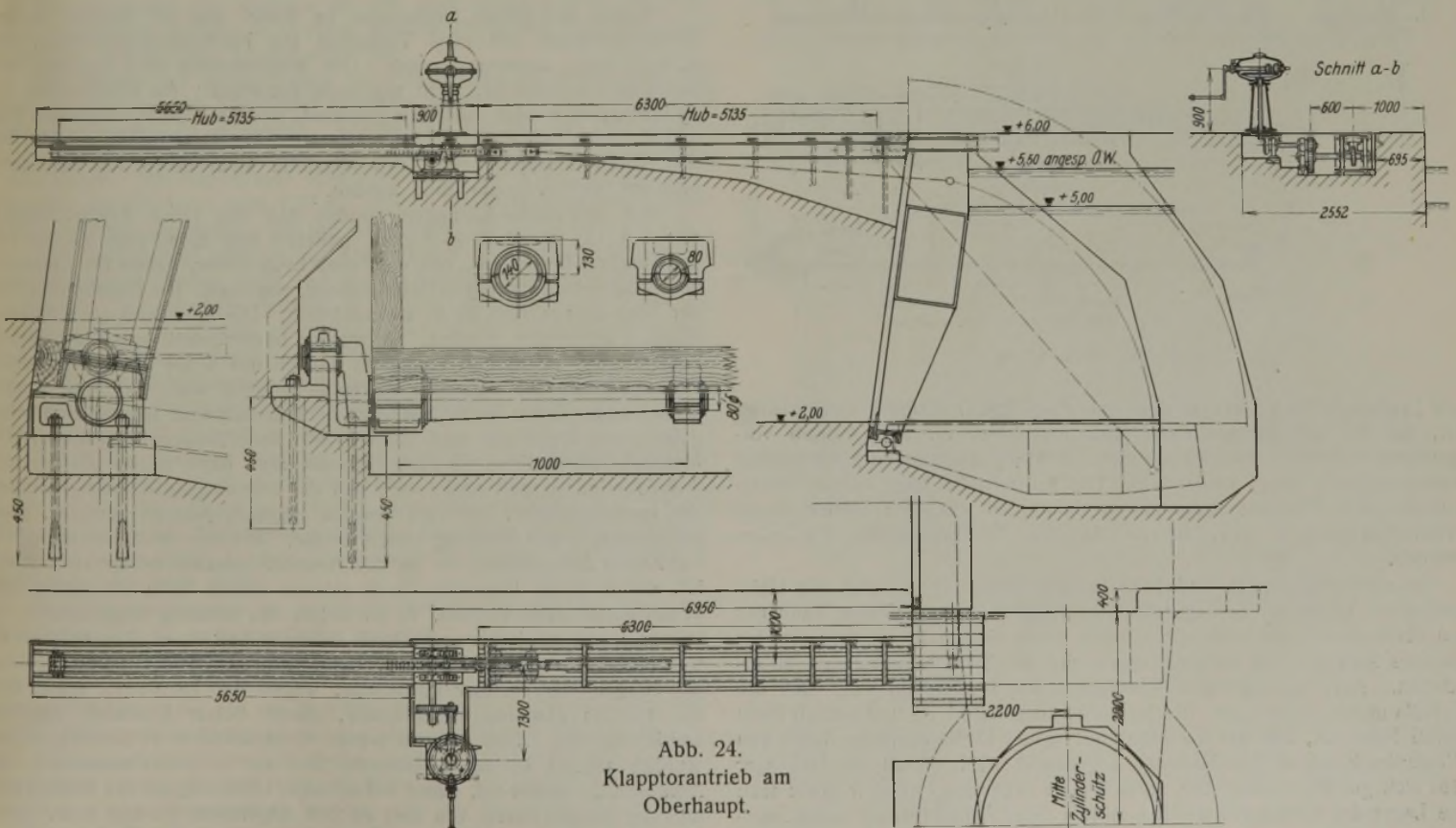


Abb. 24. Klappvorantrieb am Oberhaupt.

Die Klapptorlagerung ist so eingerichtet, daß das Tor, in einer Kurbel hängend, mit den äußeren Zapfen in zwei mit dem Fundament fest verankerten Stahlgußlagern gelagert ist. Bei dieser Anordnung ist die erforderliche Nachgiebigkeit des Tordrehpunktes und damit der Anschlaghölzer gegen die Dichtungsebene erreicht. Bei Quellungen der Dichtungsbalken, Setzen des Schleusenmauerwerkes oder Einklemmen von Fremdkörpern zwischen Dichtungshölzern und Dichtungsebene nimmt das Tor die entsprechende Lage selbsttätig ein. Der Drehpunkt bewegt sich dabei von der Dichtungsebene fort und verhütet, daß zusätzliche Beanspruchungen in die Lagerkonstruktion kommen. Der Klapptorantrieb ist einseitig angeordnet und geschieht mittels Zahnstange, die als Triebstock ausgebildet ist. Zwischen der Bewegungsstange und dem Triebstock ist

nicht nur leichten Gang, sondern es wird auch das Rosten der Stahlzapfen verhütet.

Die Stemmtore werden durch Kurbeltriebe bewegt, deren Kurbeln an beiden Enden nicht bis in die Strecklage gehen, sondern nur soweit, daß zur Überwindung der gegen die beiden Endlagen des Torflügelweges größer werdenden Widerstände während der ganzen Torbewegung möglichst gleich große Antriebskräfte vorhanden sind. Hierdurch wird eine Überlastungsgefahr infolge der unendlich großen Kraft in der Strecklage des Kurbeltriebes behoben, da die auf der Kurbelwelle sitzende Überlastungskupplung auch in den Schlußlagen der Torflügelbewegung noch wirksam bleibt, zugleich ist der unnötige Totlauf in der Torbewegung und ein einseitiges Angreifen der Kurbelstange vermieden, da diese in der Ebene des Kurbelrades liegt. Für den Handantrieb ist der gleiche Handkurbelbock wie beim Klapptor vorgesehen.

Die beiden Zylinderschütze haben unten Flachdichtung. Die Abschlußzylinder sind nicht, wie früher üblich, bis über das Oberwasser geführt, sondern oben im Schützschaft nochmals dadurch abgedichtet, daß ein Flachgummiring durch den Wasserdruck gegen einen im Schützschaft eingemauerten Gußring gedrückt wird. Geführt wird der Schützzylinder nicht an seinem Umfange, sondern in der Mitte an einer im Schützschaft gelagerten Mittelstange; diese Ausführung verbürgt eine gute Führung des Schützzylinders ohne schädliches Hin- und Herschlagen; der früher erforderliche Aufbau der Schleusenplattform ist hierbei vermieden. Zur Auswuchtung des Zylinderschützes hängen zwei Ausgleichgewichte an Aufhängeketten neben der Antriebskette.

Beim Rollkeilschütz wird der Wasserdruck durch Laufrollen auf im Schützschaft befestigte Führungen übertragen. Unten und an den beiden Seiten wird die Schütztafel gegen den im Schützschaft eingemauerten Schützrahmen durch Stahlleisten abgedichtet, deren Dichtungsflächen mit dem Durchflußkanal gleichgerichtet sind. Die beiden seitlichen Dichtungen bilden zueinander einen spitzen Winkel, so daß sich die Schütztafel beim Schließen keilartig in den Schützrahmen hineinschiebt. Oben setzt sich die Schütztafel mit einer auf der Unterwasserseite an ihr befestigten Gummileiste auf eine Stahlleiste auf, deren Dichtungsfläche dem Durchflußkanal gleichgerichtet ist. Abnutzungen an den Laufrollen und Laufschienen werden dadurch unschädlich gemacht. Die Ausgleichgewichte für die Rollkeilschütze hängen unmittelbar an der Antriebskette.

Die Antriebsketten der Zylinder- und Rollkeilschütze werden durch Kettennüsse mittels entsprechender Radvorgelege von den Handkurbelböcken aus bewegt. In den Handkurbelböcken der Schütze sind Senksperrbremsen eingebaut, die ein schnelles Schließen der Schütze ermöglichen. Beim Hochkurbeln der Schütze werden die Bremsen festgezogen und wirken als Kupplung.

Zum Öffnen und Schließen der Tore werden etwa fünf Minuten, der Zylinderschütze drei Minuten und der Rollkeilschütze fünf Minuten gebraucht.

Wegen des vielen Treibzeuges im Kanal sind die Einläufe zu den Zylinderschützen mit zwei Torpaaren aus Flacheisenkonstruktion, wie Abb. 27 zeigt, versehen worden. Der Wassereinfluß wird hierdurch, wie beobachtet worden ist, nicht ungünstig beeinflusst; die Konstruktion der Zylinderschütze wird hierdurch geschont, und es kann sich zwischen Ring und Zylinder kein Fremdkörper festsetzen. Die Beseitigung der sich vor den Toren ansammelnden Schwemmstoffe kann durch das Schleusenpersonal leicht vorgenommen werden.

Die Betriebseinrichtungen wurden von der Fried. Krupp, Grusonwerke A.-G., Magdeburg-Buckau, geliefert und zusammen mit der Tor-konstruktion hergestellt, von der Firma Louis Eilers, Fabrik für Eisenhoch- und Brückenbau, Hannover-Herrenhausen, eingebaut. Die Eisenkonstruktion der Tore ist aus Abb. 25 u. 26 ersichtlich. Die Tore sind nach üblichen Mustern konstruiert worden. Sie wurden in der Fabrik so weit zusammen-gelietet, wie es für den Transport, der auf der Achse vom Güterbahnhof Oldenburg bis zur Baustelle stattfand, möglich war. Die Tore wurden nacheinander unten in der trockenen Schleusen-kammer liegend zusammen-gebaut und abgenietet und dann mittels Standbaumes aufgerichtet. Die Maschinenfabrik Fried. Krupp, Grusonwerke, hatte in der Zwischenzeit ihre Arbeiten so weit vorbereitet, daß die Tore eingesetzt werden konnten. Die Dichtungshölzer der Tore wurden zugleich passend gemacht, damit ein allseitig guter Anschlag erzielt wurde. Bei den Stemmtoren sind die Luftkasten fortgelassen, da so der Anstrich jederzeit besser zu erneuern ist, das Klapptor hingegen ist in seinem oberen Teile mit einem Luft-kessel ausgestattet worden, da es wegen des einseitig angeordneten Antriebes leicht zu heben sein muß. Dieser Luftkessel war anfangs nur mit einem Mannloch versehen, beim Anstreichen der inneren Kessel-wandungen war es aber notwendig, wegen der Teerdünste später noch ein zweites Mannloch einzubauen, damit besser Frischluft zugeführt werden konnte. Zum Anstrich wurde Holzkohlenteer verwendet. Ferner wurden seitlich in den Luftkesseln hart am Schleusenmauerwerk zwei Ab-labventile eingebaut, damit bei etwaiger Undichtigkeit das Sickerwasser und das Schwitzwasser von Zeit zu Zeit abgelassen werden kann. Diese Ventile werden von dem Holzsteg aus geöffnet; um unbefugtes Öffnen

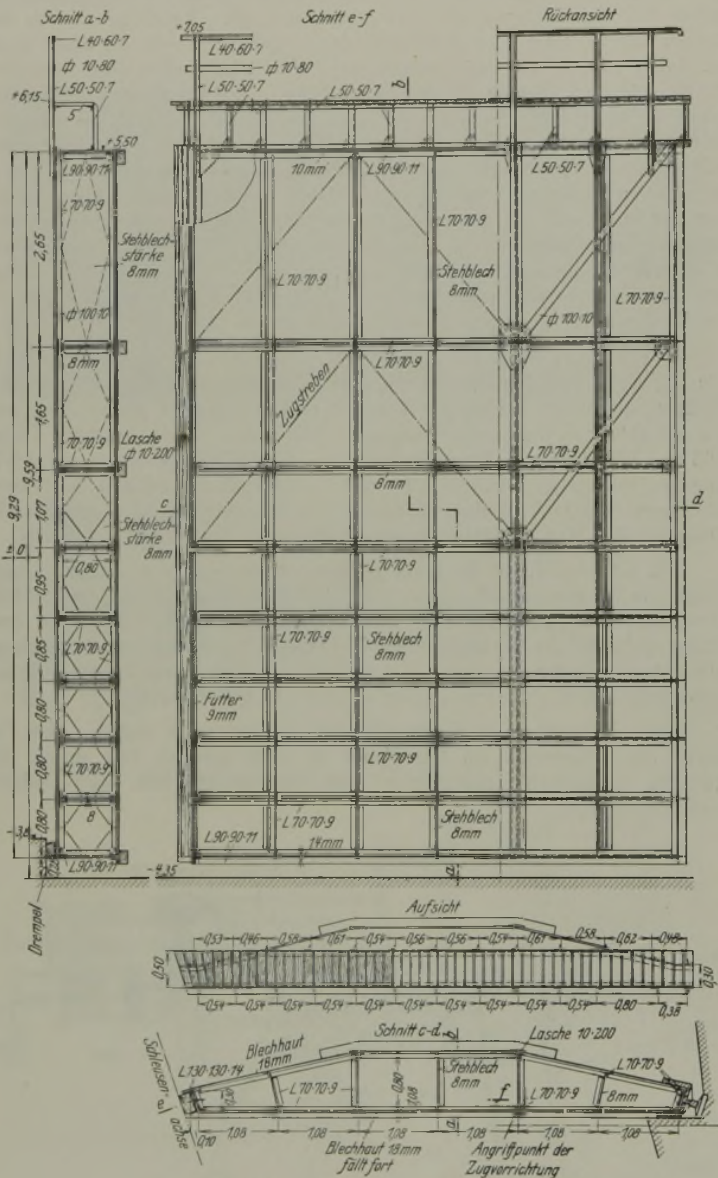


Abb. 25. Stemmtore.

ein Laufwagen eingebaut, in dem eine Zug- und Druckfeder eingeschaltet ist, die die auftretenden Stöße aufnimmt. Der für den Antrieb vorgesehene Handkurbelbock ist mit zwei Zahnradübersetzungen (für schnellen und langsamen Gang) ausgerüstet. Die Kurbelwelle trägt auf der Sperr-radseite eine Überlastungskupplung, damit bei etwaigen Stößen durch Wellenbewegungen usw. Brüche in den Triebwerkteilen vermieden werden.

Die Stemmtorflügel sind in bekannter Weise oben durch ein Hals- und unten durch ein Fußlager drehbar gelagert. Am Fußlager kann der am Mauerwerk feste Spurzapfen durch Keile eingestellt werden, um ein genaues Anliegen der Stemmnaggen und der Tordichtungsleisten zu erreichen. Auf den kugeligen Spurzapfen aus Sonderstahl setzt sich die Spurplatte aus Bronze auf, die im Torschuh gelagert ist und seitlich darin soviel Spiel hat, daß der Torflügel mit seiner Dichtungsebene durch den Wasserdruck gegen das Mauerwerk gedrückt wird. Auch das Halslager läßt sich gut einstellen. Die unter Wasser liegenden Fußlager sowie auch die Lager des Klapptores werden mittels einer Schmierpresse durch Starr-fett geschmiert. Durch diese, sonst nicht übliche Schmierung erzielt man

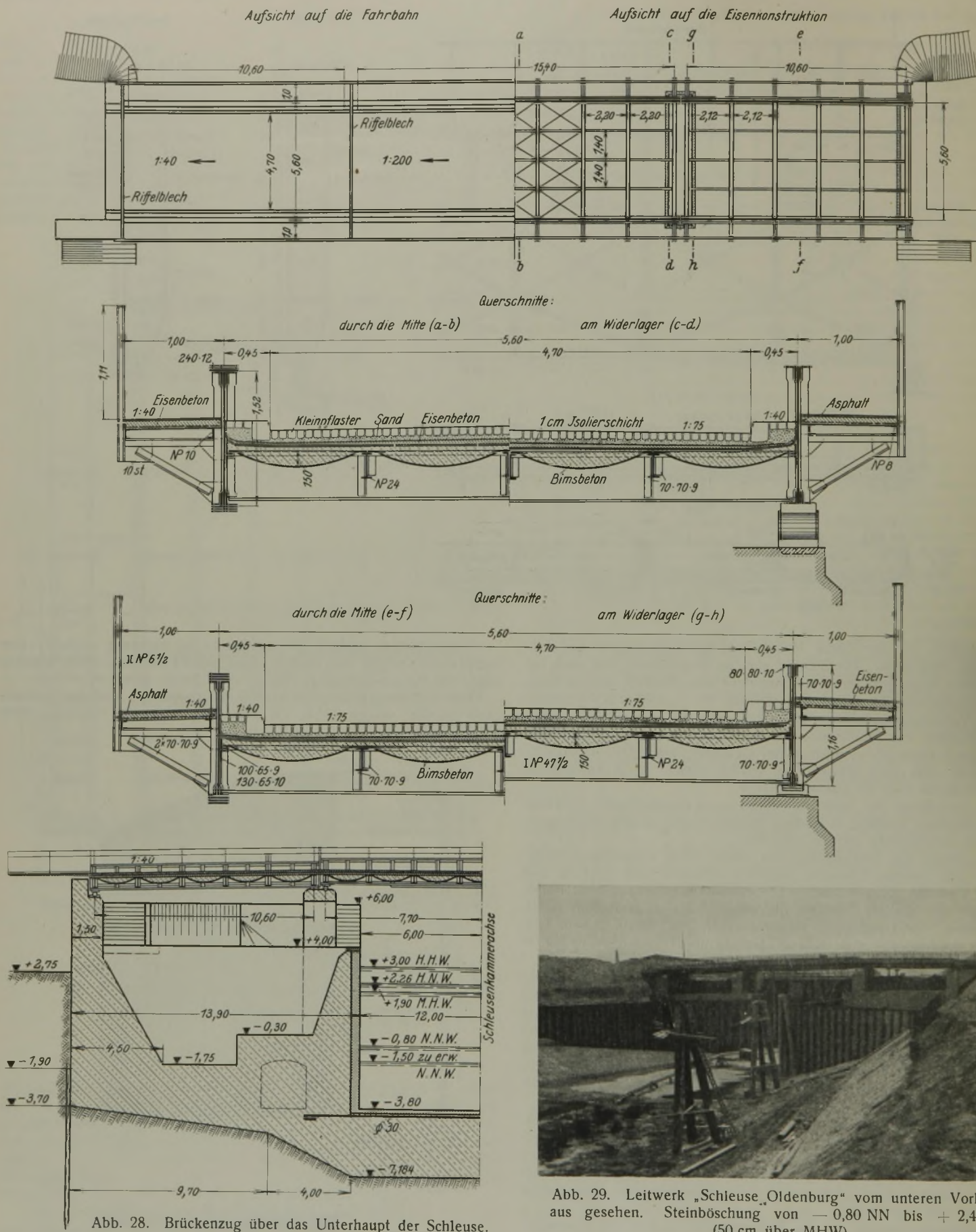


Abb. 28. Brückenzug über das Unterhaupt der Schleuse.



Abb. 29. Leitwerk „Schleuse Oldenburg“ vom unteren Vorhafen aus gesehen. Steinböschung von -0,80 NN bis +2,40 NN (50 cm über MHW).

Bauart Larssen, beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal)*, „Die Bautechnik“ 1928, Heft 32 u. 35, Bezug genommen.

Die Trockenlegung der Tore geschieht durch Einbringen eines eisernen Blechträgers in entsprechende Aussparungen im Schleusenmauerwerk. Die Nadellehnen sind gemäß Abb. 30 hergestellt, haben einen Anstrich von Steinkohlenteer erhalten und sind schwimmend oder auch mittels eines kleinen Bootes einzubringen; dies Einführen hat sich ohne

jede Schwierigkeit bewerkstelligen lassen. Gegen diese Nadellehnen legen sich die nach den Wasserständen in ihrer Länge bemessenen Nadeln aus Mannesmannrohren, bezogen von den Mannesmannröhrenwerken, Düsseldorf. Der Falz in den unteren Werksteinen muß tief genug ausgearbeitet sein, insbesondere muß die Fläche, auf die die Nadeln aufgestellt werden, sorgfältig geebnet sein, damit wegen des runden Querschnitts der Nadeln das Wasser unten nicht durchdringt. Undichtigkeiten,

Die neue Straßen- und Kleinbahnbrücke über die Schlei bei Kappeln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Wedler, Berlin.

Die zweispurige Schwimmbrücke über die Schlei bei Kappeln, die im Zuge der Kreisstraße Eckernförde—Kappeln über den rd. 40 km in die schleswigsche Ostküste einschneidenden Meeresarm führt, war in den Jahren 1866/67 als Ersatz für eine Fährverbindung erbaut und nach mehrmaliger starker Beschädigung durch Eisgang in den Jahren 1895/96 in fast allen Teilen erneuert worden. Die Brücke trug auch ein Gleis, über das von Pferden gezogene Kleinbahnwagen von der am Ostufer der Schlei endenden Nebenbahn Eckernförde—Kappeln einzeln nach Kappeln und auf die ebenfalls schmalspurige Kleinbahn Flensburg—Kappeln übergeführt wurden. Der doppelte hölzerne Fahrbahnbelag lag auf Längsträgern aus I-Eisen, die fast auf jedem der 18 eisernen Schwimmkörper ohne biegungsfeste Verbindung gestoßen waren. Die bewegliche Schiffahrtöffnung hatte eine Weite von 33,8 m.

Infolge der Steigerung der Verkehrslasten auf der Landstraße seit Einführung der Lastkraftwagen und infolge der starken Erhöhung der Achsdrücke der Kleinbahnfahrzeuge wurden die Brückenteile schon seit einer Reihe von Jahren nicht unerheblich überbeansprucht. Die Schwimmkörper tauchten infolge ihrer zu geringen Fläche unter jeder schweren Last stark ein, wodurch die Unterhaltung und das Befahren der Brücke sehr erschwert wurden. Während der schwierigen Verhältnisse der Kriegs- und Nachkriegszeit konnte die Eigentümerin der Brücke, die kleine Stadtgemeinde Kappeln, die erforderlichen Unterhaltungsarbeiten nicht durchführen. Infolgedessen wurden allmählich alle Teile durch Rost und Fäulnis so geschwächt, daß die Brücke im Dezember 1922 für Lasten über 4 t Gesamtgewicht gesperrt werden mußte.

Hierdurch war der ganze Kleinbahnverkehr und der Verkehr mit schweren Lastkraftwagen über die Brücke unterbunden.

Die Schwimmbrücke wieder instandzusetzen und für die heutigen Verkehrslasten zu verstärken, wäre einem vollkommenen Neubau gleichgekommen. Man entschloß sich daher, die Schwimmbrücke durch eine neue, feste Brücke zu ersetzen, zumal eine feste Brücke außer anderen auf der Hand liegenden Vorteilen die Möglichkeit bot, geschlossene Kleinbahnzüge überzuführen und so die beiden bei Kappeln endenden schmalspurigen Kleinbahnen vollwertig miteinander zu verbinden.

Auf der Schlei verkehren außer kleineren Küstenfahrzeugen auch größere seegehende Dampfer und Segelschiffe bis etwa 3,5 m Tiefgang. Da eine Hochbrücke aus wirtschaftlichen und örtlichen Gründen nicht in Frage kam, mußte für die Schiffahrt eine bewegliche Öffnung in der Brücke vorgesehen werden.

Die Stadt Kappeln und die angrenzenden Landkreise konnten die zum Bau erforderlichen Mittel nicht aufbringen. Es bestand aber ein erhebliches öffentliches Interesse an der Erhaltung der einzigen Straßenbrückenverbindung über die Schlei. Daher übernahm der Preußische Staat, Handels- und Gewerbeverwaltung, drei Viertel der Gesamtkosten und die Bauausführung. Das restliche Viertel wurde von der Provinz Schleswig-Holstein, den drei angrenzenden Kreisen Schleswig, Eckernförde und Flensburg und der Stadt Kappeln übernommen.

Infolge der schwierigen Geldverhältnisse wurde zuerst geplant, zur Ersparnis die durch den Neubau der 18 km oberhalb gelegenen eingleisigen Eisenbahnbrücke bei Lindaunis frei werdenden alten Überbauten zu ver-

wenden, bei denen allerdings nur die Anordnung einer einspurigen Fahrbahn von 3,2 m Breite möglich war. Erst als mit dem Bau der von vornherein für die Aufnahme zweispuriger Überbauten bemessenen Pfeiler begonnen war, gelang es, auch noch die Mittel für die Beschaffung zweispuriger Überbauten bereitzustellen. Infolgedessen sind die Spannweiten der neuen Überbauten durch die Abmessungen der alten Überbauten von Lindaunis bestimmt worden. Die Zahl der Pfeiler hätte aber auch nicht vermindert werden können, wenn schon vor Baubeginn die Beschaffung neuer Überbauten festgestanden hätte, da die Lage der Schiffahrtöffnung durch örtliche Verhältnisse bestimmt war und eine Hub- oder Klappbrücke wegen der weiter unten geschilderten Höhen- und Gründungsverhältnisse, sowie aus Schönheitsrücksichten kaum in Frage gekommen wäre.

Allgemeine Anordnung der Brücke.

Ein Vorschlag, die neue Brücke wegen der dort möglichen besseren Entwicklung der Zufahrtstraßen und Kleinbahngleise südlich der Stadt über die Schlei zu führen, mußte unberücksichtigt bleiben, weil es unmöglich war, die damit verbundenen, bedeutend höheren Kosten für die größere Brückenlänge, sowie für den Neubau der Zufahrtstraßen und -gleise aufzubringen. Man entschloß sich daher, die neue Brücke an die Stelle zu legen, an der die Schwimmbrücke gelegen hatte. Hierbei konnte auch der vorhandene, rd. 150 m lange Anschlußdamm am Ostufer wieder benutzt werden. Die Schwimmbrücke wurde während der Bauzeit nach Süden verlegt. Die Lage der Brücke und der Zufahrtwege zeigt Abb. 1. Den Hauptzugang zur Brücke und zum Hafengelände bildet auf der

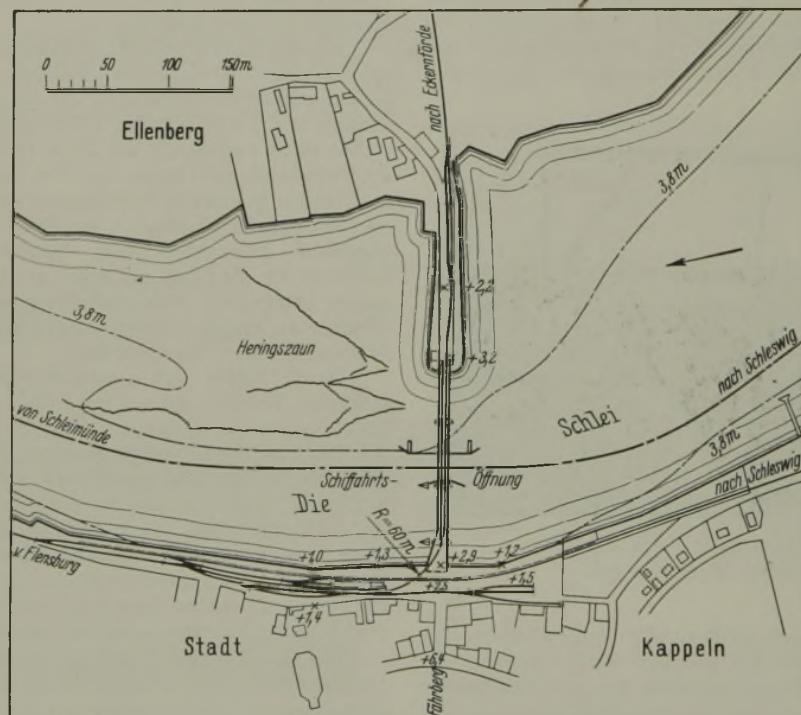


Abb. 1. Lageplan.

Kappeler Seite der „Fährberg“ in der Verlängerung der Brückenachse. Nördlich der Brücke treten die Häuser ziemlich dicht an das Ufer heran. Zwischen ihnen und der Uferstraße an der Bohlwerkkante sind die Bahnfgleise der Flensburger Kreisbahn eingezwängt. Das Hafengelände und die Gleise liegen hier nur 1 bis 1,5 m über MW. Bei den beschränkten Raumverhältnissen ließ sich das über die Brücke führende Kleinbahngleis nur mit der scharfen Krümmung von 60 m Halbmesser in die Gleisanlagen der Flensburger Kreisbahn einführen, wobei die Krümmung bereits auf dem zweiten Überbau beginnt und nach Kreuzung eines dreischienigen Gleises in das westlichste Gleis einmündet (s. Abb. 1). Die ungünstigen Höhenverhältnisse und der geringe, für die Rampenentwicklung zur Verfügung stehende Raum zwangen außerdem dazu, diese Krümmung gleichzeitig in eine Steigung 1:40 zu legen. Zur Aufnahme der Gleiskrümmung mußte der erste der vier Überbauten trapezförmigen Grundriß erhalten. Da seine 15,5 m weit gespannten Hauptträger unter der Fahrbahn liegen und ins Hochwasser eintauchen, wurde als Baustoff für diesen Überbau Eisenbeton gewählt. Die übrigen drei eisernen Überbauten haben gegliederte Hauptträger. Die Spannweite der beiden festen Überbauten beträgt je 46 m. Zwischen ihnen liegt die zweiarmige Drehbrücke mit 30 und 20 m Stützweite.

Die Schiffahrtöffnung hat die gleiche nutzbare Weite von 22,5 m erhalten wie die neue Eisenbahnbrücke über die Schlei bei Lindaunis. Die lichte Durchfahrhöhe zwischen der geschlossenen Brücke und MW beträgt 3 m. Der Mittelpunkt der Schiffahrtöffnung wurde gegenüber seiner Lage bei der Schwimmbrücke um rd. 25 m weiter nach Osten

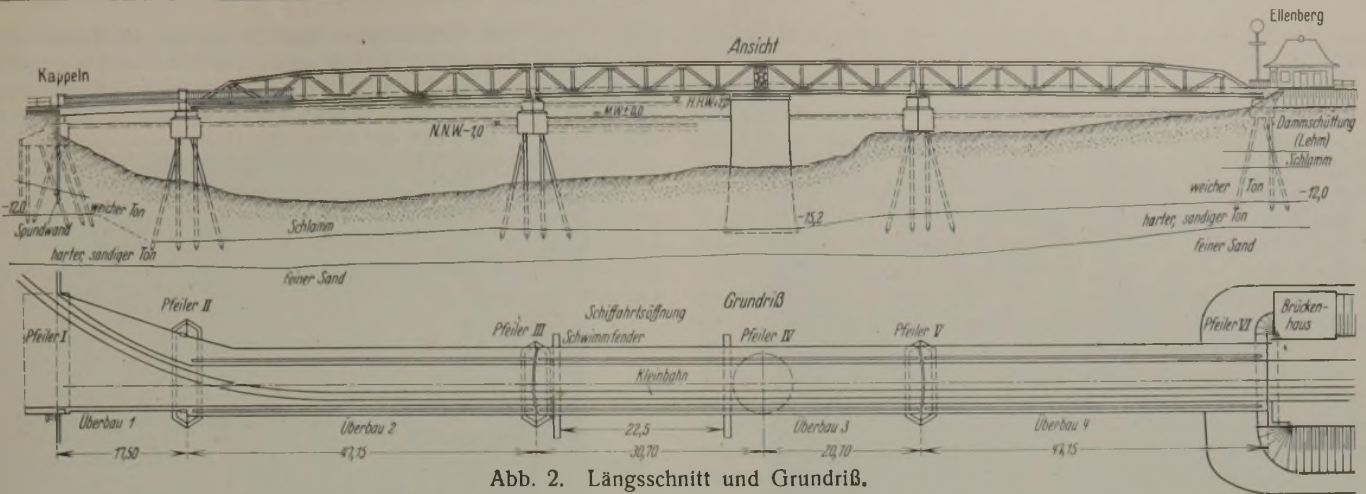


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß.

verlegt, um den Schiffen eine schlankere Durchfahrt zu ermöglichen. Nördlich der Brücke wurde das Fahrwasser durch Baggern dementsprechend verbreitert.

Baugrund.

Die Wassertiefe beträgt in der Brückenachse 0 bis 11 m (s. Abb. 2). Zur Untersuchung der sehr ungünstigen Untergrundverhältnisse wurden bei jedem Pfeiler Bohrungen ausgeführt. Diese ergaben, daß der tragfähige Baugrund, Geschiebemergel, unter einer 6 bis 11 m starken Schlammsschicht in 12 bis 16 m Tiefe unter MW liegt. Der sehr fest gelagerte sandige Ton hat eine Stärke von 2 bis 5 m. Darunter liegt feiner wasserführender Sand, der in größerer Tiefe gröber wird. Das Wasser in der Sandschicht steht unter Überdruck. In und über der Geschiebemergelschicht wurden beim Bohren größere Steine und bei der Bauausführung Findlinge bis zu 1,5 m³ Inhalt angetroffen. Am Westufer ist der sandige Ton stellenweise von grobem Kies und blauem Ton überlagert, am Ostufer von weichem Ton. Der über dem Geschiebemergel lagernde Schlamm besteht zur Hauptsache aus Pflanz- und Muschelresten.

Zur Prüfung der Tragfähigkeit der sandigen Tonschicht wurden in der Nähe der Pfeilerbaustellen I, II, III und V 20 m lange hölzerne Probe-pfähle von 40 cm mittlerem Durchmesser gerammt, die mangels einer oberen Führung aber nicht zur Probe belastet werden konnten.

Das Schleiwasser hat einen Salzgehalt von 0,6% und greift nach dem eingeholten Gutachten infolge seines Gehalts an Sulfaten (0,69 g/l), Magnesiumsalzen (0,47 g/l) und Chloriden (5,26 g/l) den Zement an. Auch der Schlamm ist infolge seines Gehalts an Sulfiden für Zement gefährlich.

Die Gründung.

Von den für die Pfeiler in Frage kommenden Gründungsarten wurde die Gründung auf Pfählen mit Unterwasserbetonschüttung innerhalb von Spundwänden wegen der Schwierigkeit verworfen, unter Wasser in den engen Spundwandkästen zwischen den vielen Pfählen einen guten und dichten Beton herzustellen und den hohen Pfeilern durch Anordnung stärker geneigter Pfähle eine große Grundfläche zu geben. Eine Brunnen-gründung schien wegen der in großer Tiefe im Boden zu erwartenden Hindernisse ebenfalls ungeeignet.

Die Gründung aller Pfeiler mit Druckluft war zu teuer. Man entschloß sich daher dazu, nur den Pfeiler IV (s. Abb. 2) mit Druckluft bis zum guten Baugrund hinabzuführen, da dieser Pfeiler im Hinblick auf die Betriebs-sicherheit der Drehbrücke vor jeder Lageränderung geschützt werden und mit Rücksicht auf die beim Bewegen der Drehbrücke auftretenden Kräfte eine möglichst große Masse erhalten sollte. Die übrigen drei Pfeiler und die Landwiderlager wurden auf hohem Pfahlrost gegründet. Bei Pfeiler II und III (s. Abb. 2) stehen die Pfahlroste frei im Wasser. Gegen Auskolkungen sind alle Pfeiler durch eine Steinschüttung gesichert.

Als Baustoff für die Pfähle ist Eisenbeton gewählt, und zwar mit Rücksicht darauf, daß die Pfähle erst in großer Tiefe auf einem verhältnis-mäßig kurzen Stück ihrer Länge die gesamte Belastung an den Baugrund abgeben müssen. Hölzerne Pfähle haben bei der hier erforderlichen Länge von rd. 20 m an der Spitze im allgemeinen nur noch einen kleinen Durchmesser. Auch ist die Möglichkeit des Auftretens des Bohrwurms nicht ausgeschlossen. Eisenbetonpfähle ließen sich auch besser mit dem oberen massiven Pfeilerkörper verbinden.

Mit Rücksicht auf die angreifenden Eigenschaften des Schleiwassers und des Schlammes wurde ein möglichst kalk- armer Zement und dichter Beton (Weichbeton) verwendet. Die Mehrzahl der Pfeilerteile sind mit Hochofenzement der Norddeutschen Hütte, Bremen-Ostlebs- hausen, hergestellt. Für einen Teil der Pfähle, die kurz nach der Herstellung gerammt werden sollten, sowie für die Druckluftarbeitskammer des Pfeilers IV wurde hochwertiger Portland- zement der Alsenischen Werke mit einem Zusatz von 0,3 R.-T. rheinischen Trasses ver- wendet. Für die Pfähle wurde ein etwas rascher erhärtender Hochofenzement mit 40% Portlandklinkergehalt genommen, dessen Kalk- gehalt nach Angabe des Werkes allerdings i. M. rd. 3% größer war, als bei dem für die übrigen Bauteile verwendeten Hochofenzement mit 30% Portlandklinker- und i. M. 52% Kalk- gehalt.

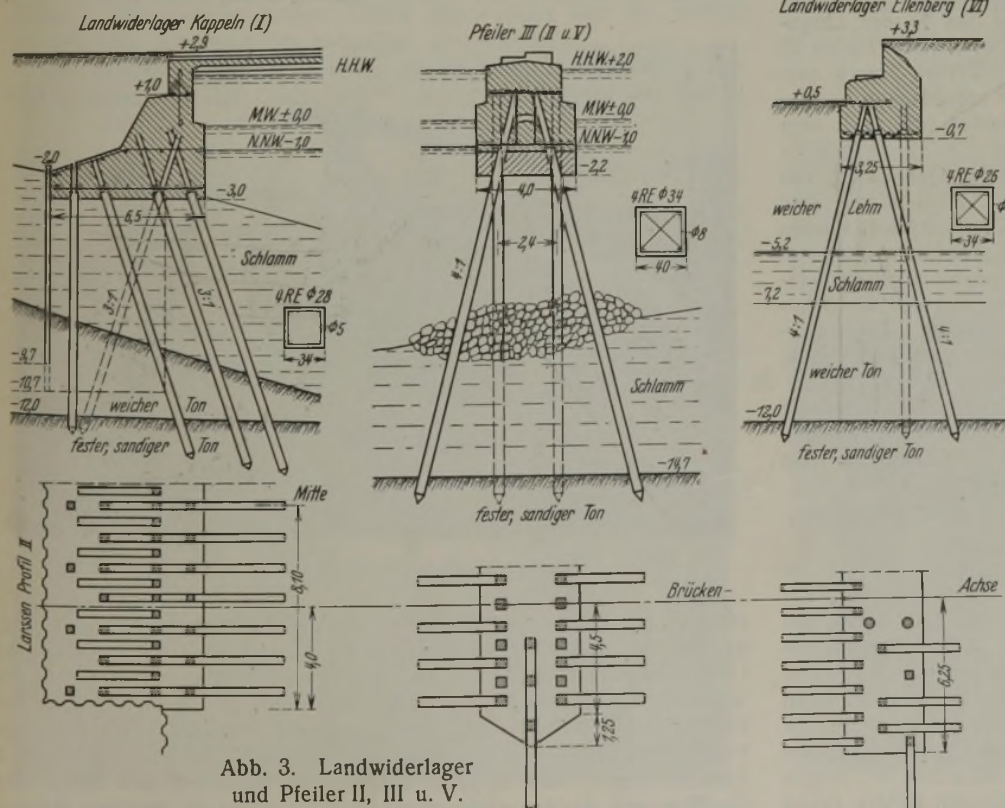


Abb. 3. Landwiderlager und Pfeiler II, III u. V.

Der zur Verfügung stehende Kiessand aus der Ostsee, der zu 50 bis 70% aus Korn- größen unter 3 mm bestand, wurde durch Zusatz von 25 bis 50% Basaltspalt, dessen Korngrößen zu 90% zwischen 8 und 30 mm lagen, verbessert. Die Hohlräume ermäßigten sich hierdurch im günstigsten Falle von rd. 30% auf rd. 16% im eingerüttelten Zustande. Aus diesen Zuschlagstoffen hergestellter Weichbeton erwies sich bei der Untersuchung von 10 cm starken Platten im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 5 R.-T. Kiessand und Splitt bei 10 at Wasserdruck, dem die Versuchskörper 6 Tage lang ausgesetzt wurden, noch als vollkommen

undurchlässig, während Beton 1 : 6 durchlässig war. Die vom Wasser benetzte Fläche hatte einen Durchmesser von 8 cm.

Als weiterer Schutz gegen Angriffe des Schleiwassers und Schlammes, insbesondere für die erste Zeit der Erhärtung, erhielten die Pfähle, die Außenflächen der Druckluftarbeitskammer und die Widerlager noch einen doppelten Inertolanstrich. Auf eine Verblendung der Pfeiler wurde verzichtet, ihre Kanten wurden durch Winkeleisen geschützt.

Die Ausbildung der auf Pfählen gegründeten Stropfpfeiler II, III und V zeigt Abb. 3. Die paarweise angeordneten Schrägpfähle schneiden sich in Höhe der Brückenaufleger und nehmen so alle wagerechten, in der Richtung der Brückenachse wirkenden Kräfte ohne Biegebbeanspruchung auf. Bei der Berechnung wurde angenommen, daß sich alle Pfähle etwa im gleichen Maße an der Aufnahme der lotrechten Lasten beteiligen. Die lotrechten Pfahlpaare erhalten noch Zusatzkräfte, die durch die außermittige Lage der Auflagerresultierenden infolge der Verkehrsbelastung entstehen. Die Auflager der Überbauten wurden auf den Pfeilern so angeordnet, daß die Resultierende der Auflagerkräfte aus der ständigen Last etwa in die Mitte des Pfeilerquerschnitts fiel. Zur Aufnahme von Stößen und zur Sicherung der Standsicherheit in der Längsrichtung der Pfeiler sind in dieser Richtung ebenfalls Schrägpfähle angeordnet.

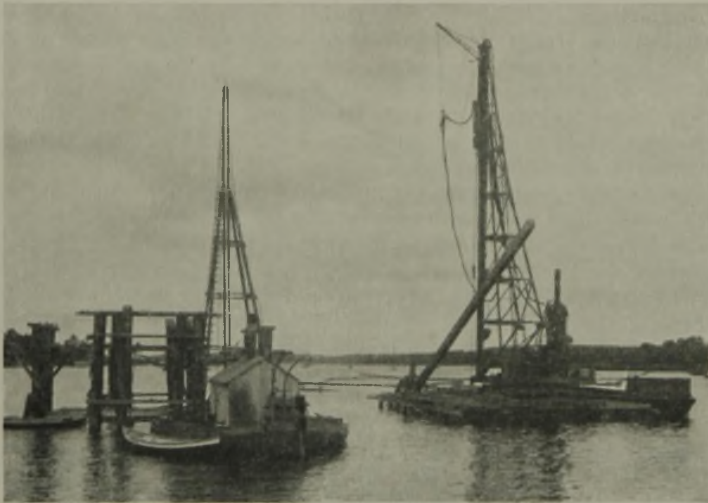


Abb. 4. Rammarbeit bei Pfeiler V.

Die größten Pfahlkräfte aus der ständigen Last allein betragen bei den Pfeilern II, III und V ohne Berücksichtigung des Pfahlgewichts 21 bis 26 t. Die größten, bei vollbelasteten Überbauten und gleichzeitig wirkenden Bremskräften auftretenden Pfahlkräfte betragen 40 t ohne Pfahlgewicht. Bei gleichzeitiger Annahme eines Schiffsstoßes von 25 t in der Längsrichtung des Pfeilers III erreicht die Kraft in den in der Längsrichtung angeordneten Schrägpfählen den Wert von 44 t. Bei Pfeiler III wurde bei geöffneter Drehbrücke und unbelastetem Überbau 2 noch eine aus einem seitlichen, in Pfeilermitte und MW-Höhe angreifenden Schiffsstoß herrührende Kraft von 50 t angenommen. Hierbei tritt noch kein Zug in den Schrägpfählen auf.

Die Pfähle der Pfeiler II, III und V haben einen Querschnitt von 40×40 cm und hatten beim Rammen eine Länge von 17 bis 20 m. Ihre Bewehrung zeigt Abb. 3. Bei der Berechnung der Knicksicherheit wurden die Pfähle etwa an der Oberkante des guten Baugrundes fest eingespannt und an der Unterseite des oberen Pfeilerkörpers gelenkig gelagert angenommen. Die Führung der Pfähle durch den Schlamm und die Stein-schüttung wurde zugunsten der Sicherheit vernachlässigt. Die Knicksicherheit ist bei dieser Annahme nach Euler im ungünstigsten Fall 11 fach, bei Annahme beiderseitiger Spitzenlagerung 5,5 fach.

Die Längseisen der im Mischungsverhältnis 1 : 3 auf der Baustelle hergestellten Pfähle sind unten zu einer Spitze zusammengeschmiedet. Bei Verwendung von Hochofenzement war i. M. $W_{b28} = 290$ kg/cm², bei hochwertigem Portlandzement mit 0,3 R.-T. Traßzusatz $W_{b28} = 350$ kg/cm², festgestellt an in hölzernen, geölten Formen hergestellten Würfeln von 30 cm Kantenlänge.

Die 6,5 bis 7,5 t schweren Pfähle wurden von festem Gerüst mit einer schnell schlagenden Ramme durch einen Bären von 2,75 t Gewicht bei i. M. 0,8 m Fallhöhe eingerammt (s. Abb. 4). Durch den Schlamm drangen die Pfähle fast ohne Rammschläge und wurden in dem sandigen Ton fest, wenn sie i. M. etwa 1 m eingedrungen waren. Hierbei zogen die Pfähle im allgemeinen bei der letzten Hitzte von zehn Schlägen noch zusammen 10 bis 15 mm. Als bei Pfeiler II versucht wurde, einige Pfähle, die schon nach geringerem Eindringen in den guten Baugrund fest wurden, noch tiefer einzurammen, stellten sich besonders bei einigen Schrägpfählen unter Wasser Querrisse und Aussprengungen an den Ecken

ein. Neben den beschädigten Pfählen wurden als Ersatz neue Pfähle angeordnet. Abgesehen hiervon traten weder bei den mit hochwertigem Portlandzement noch bei den mit Hochofenzement hergestellten Pfählen Beschädigungen ein. Beim Kappen der Pfähle und bei sonstigen Stemmarbeiten zeigte sich, daß der Beton mit Hochofenzement spröder war als der mit hochwertigem Portlandzement hergestellte.

Die oberen massiven Pfeilerkörper wurden bis 2,2 m unter MW hinabgeführt, um die Knicklänge der Pfähle zu vermindern, ihre gute Einspannung zu erreichen und die Pfähle vor Beschädigungen durch treibende Gegenstände und Eis zu schützen. Gleichzeitig wurde dadurch auch eine ausreichende Höhe für die Ausbildung des Pfeilerkörpers als biegungs-

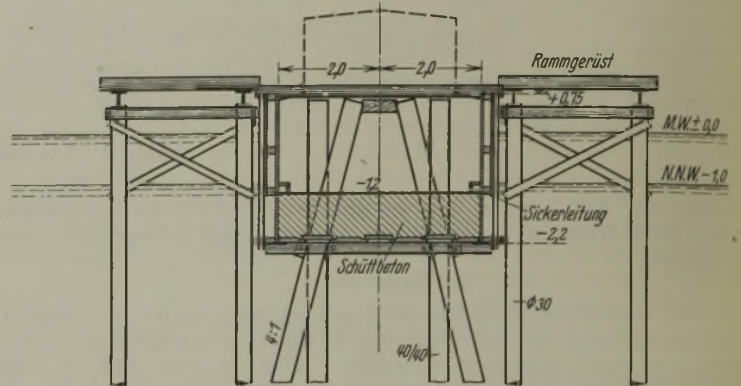


Abb. 5. Herstellung des massiven Teiles der Pfeiler II, III u. V.

fester Balken gewonnen. Die oberen Eiseneinlagen der Pfeilerkörper wurden etwa 0,8 m unter Pfeileroberkante angeordnet, weil ursprünglich Auflagersteine aus Granit in den Beton eingebettet werden sollten.

Der Pfeilerkörper wurde auf folgende Weise hergestellt: An jedem zweiten Pfählepaar wurden mit Hilfe eines Tauchers hölzerne Zangen angeklemt (s. Abb. 5). Auf diese wurde dann ein über Wasser aus einzelnen gedichteten Tafeln zusammenschraubter hölzerner Kasten ohne Boden abgesenkt (s. Abb. 6) und von dem Taucher seitlich durch Keile gegen eiserne, an den Enden der Zangen angebrachte Haken festgelegt. Oben wurden die Seitenwände durch aufgekämmte Hölzer gegeneinander abgesteift. Der Kasten hatte im Grundriß die Form des Pfeilers, reichte bis 0,75 m über MW und diente in der Folge zugleich als Schalung und Baugrubenumschließung. Auf die Unterwasserzangen wurden nun zwischen die Pfähle passende Eisenbetonplatten als Boden verlegt und verbleibende kleinere Löcher mit Beton in Säcken geschlossen. Auf diesen Boden schüttete man unter Wasser eine 0,8 bis 0,9 m starke Schicht Beton, die nach ihrer Erhärtung mit den Holzwänden einen wasserdichten Kasten bildete, der dann leergepumpt wurde. Hierauf entfernte man den Beton der in den Kasten hineinragenden oberen Pfählenden bis



Abb. 6. Schalungskasten für Pfeiler V vor dem Absenken.

etwa 20 cm über dem Schüttbeton (s. Abb. 7), verlegte die Bewehrung (s. Abb. 8) und betonerte den Rest des Pfeilers im Trockenen. Da der Unterwasserschüttbeton nicht als tragend mitgerechnet ist, gestattete das angewandte Verfahren, das sich gut bewährte, den tragenden Teil des Pfeilers im Trockenen unter Aufsicht herzustellen. Durch die lotrechten Fugen zwischen den Holzwänden und dem Schüttbeton, die infolge der Erschütterungen beim Kappen der oberen Pfählenden und infolge des Quellens des Holzes nicht dicht blieben, drang in geringen Mengen

Wasser ein. Dies wurde durch eine ringsum eingebaute einfache hölzerne Sickerleitung (s. Abb. 5) einem später ausbetonierten Pumpensumpf zugeleitet und so vom frischen Beton ferngehalten. Nach Erhärten des Betons wurde die Verschraubung zwischen den Tafeln des Holzkastens

ausgebildet. Die größte Pfahlkraft beträgt 35 t. Zugkräfte treten nicht auf. Die 34×34 cm starken Pfähle wurden auf der Baustelle hergestellt. Der Beton des Widerlagers ist im Schutze von Erdfangedämmen eingebracht worden.



Abb. 7. Trockengelegter Pfeilerkasten nach Kappen der oberen Pfahlenden.



Abb. 8. Pfeilerkasten mit einem Teil der Bewehrung.

vom Taucher gelöst und der Kasten wiedergewonnen. Bei den Pfeilern III und V wurde der gleiche Kasten benutzt, bei Pfeiler II wurde er verlängert.

Das Mischungsverhältnis der massiven Teile der Pfeiler I bis III, V und VI ist 1 : 5 oder rd. 300 kg Hochofenzement je m³ fertigen Betons. $W_{b28} = 150 \text{ kg/cm}^2$. Der Beton für die Pfeiler II bis VI wurde in einer schwimmenden Mischanlage hergestellt.

Die Ausbildung des Landwiderlagers I am Kappelner Ufer ist in Abb. 3 dargestellt. Da die sichere Aufnahme von Zugkräften in dem zum größten Teil schlammigen Untergrund nicht gewährleistet schien und eine Verbreiterung landeinwärts wegen des dort liegenden Hafengleises nicht erwünscht war, mußte die Unterkante des massiven Körpers so tief gelegt werden, daß auch die landseitigen Pfähle infolge der Erdauflast immer Druck erhalten. Die größte Pfahlbelastung beträgt unter Berücksichtigung des Erddrucks und der Verkehrslast, aber ohne das Pfahlgewicht 34 t. Die zur Beschleunigung des Baubeginns von der Firma Wayss & Freytag, Filiale Hamburg, auf dem Schienenwege fertig bezogenen Pfähle haben einen Querschnitt von 34×34 cm bei Anlieferungslängen von 15 bis 17 m. Sie sind mit hochwertigem Zement ohne Traß im Verhältnis 1 : 3 Kiessand und Splitt gemischt und wurden mit einem Bären von 2,25 t Gewicht vom festen Gerüst aus gerammt. Eine eiserne Spundwand aus Larssen-eisen Größe II umschließt das Widerlager an der Rückseite und den beiden Stirnwänden und schließt hier an die aus Larssenbohlen Größe IV bestehenden Bohlwände der Uferbefestigung an. Der Beton des Widerlagers wurde im Schutze einer abgesteiften, beiderseits an das Ufer anschließenden eisernen Spundwand unter offener Wasserhaltung eingebracht. Die eisernen Bohlen fanden später beim Bau der südlich anschließenden Bohlwand ihre endgültige Verwendung.

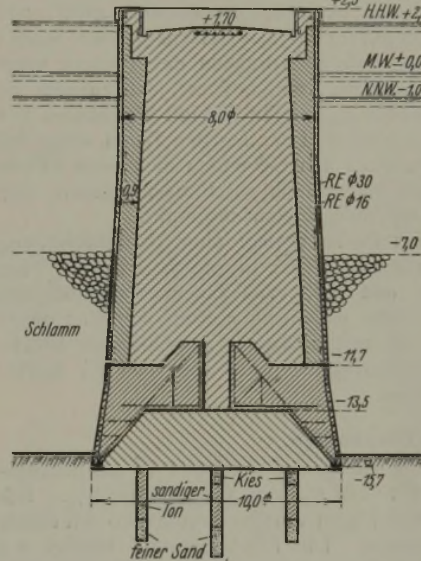


Abb. 9. Pfeiler IV.

Der mit Druckluft gegründete Pfeiler IV, der den Königstuhl und den Zahn- und Laufkranz der Drehbrücke trägt, ist in Abb. 9 dargestellt. Der untere Durchmesser des Pfeilers beträgt 10 m, der obere 8 m. Die Arbeitskammer besteht aus hochwertigem Beton mit steifen Eiseneinlagen nach dem System der Firma Beuchelt, Grünberg i. Schlesien (s. Abbild. 10). Das Mischungsverhältnis des Betons der Arbeitskammer ist 1 R.-T. hochwertiger Zement : 0,3 R.-T. Traß : 4 R.-T. Kiessand und Splitt. Der Beton der Schneiden ist fetter gemischt. Risse oder Un-



Abb. 10. Eisengerippe der Druckluftarbeitskammer für Pfeiler IV.

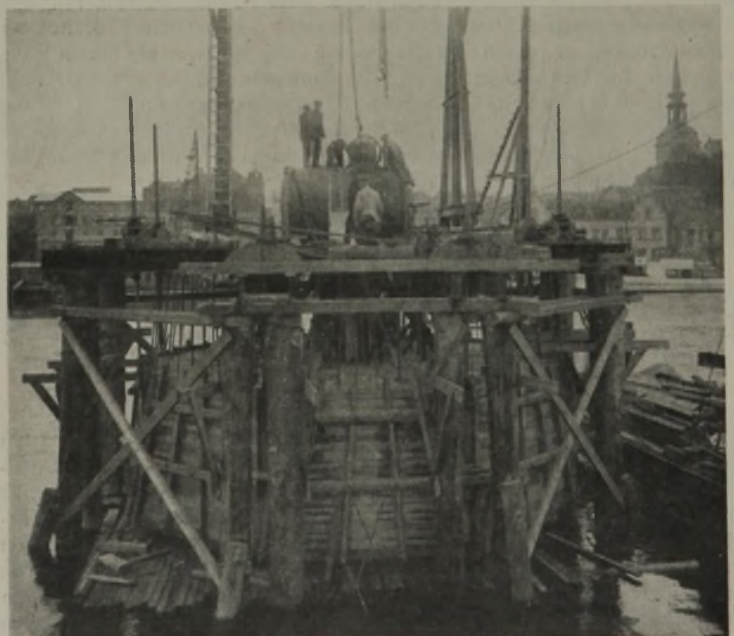


Abb. 11. Druckluftarbeitskammer mit Absenkgerüst.

dichtigkeiten haben sich beim Absenken nicht gezeigt. Die Unterkante der Schneide ist durch ein genietetes Profil gebildet. Beim Absenken war die Arbeitskammer mit acht Spindeln an einem starken, geramten Gerüst aufgehängt (s. Abb. 11). Da es wegen des weichen Schlammes erforderlich war, den Pfeiler bis zum Erreichen des guten Baugrundes an den Spindeln aufzuhängen, wurde, um unwirtschaftliche Abmessungen der Spindeln und des Gerüsts zu vermeiden, von dem Pfeilerschaft während des Absenkens nur der äußere i. M. 0,9 m starke, mit lotrechten und ringförmigen Eisen bewehrte Mantel hochgeführt. Mit dem Ausbetonieren des Kerns wurde erst begonnen, als das Gewicht des Pfeilmantels nicht mehr zum Absenken ausreichte. Der im Mischungsverhältnis 1:4, $W_{b28} = 230 \text{ kg/cm}^2$, ausgeführte Mantel blieb vollkommen wasserdicht.

Die für das Absenken erforderliche Druckluft und der elektrische Licht- und Kraftstrom wurden in einer von einer Dampflok mobile betriebenen, auf dem Damm am Ostufer der Schlei aufgestellten Anlage erzeugt. Als Reserve für die Druckluftzeugung diente eine in einer Motorschute aufgestellte zweite Kompressoranlage, die vom Ölmotor der Schute angetrieben wurde. Bei der geringen Grundfläche des Pfeiler genügte eine vereinigte Material- und Personenschleuse.

Die nach einer vor Baubeginn vorgenommenen Naßbaggerung noch rd. 9 m starke Schlammsschicht wurde ohne Schwierigkeiten durchfahren. Über der tragfähigen Schicht traf die Schneide mehrfach auf große Granitfindlinge bis $1,5 \text{ m}^3$ Inhalt, die nicht ohne Mühe in die Arbeitskammer hereingezogen und später mit einbetoniert wurden. Die sandige Tonschicht wurde in der erwarteten Tiefe erreicht. Ihre Stärke ergab sich durch nochmalige Bohrungen von der Arbeitskammer aus zu nur 2 bis 2,5 m, während eine unmittelbar nördlich der Pfeilergrundfläche vor Baubeginn niedergebrachte Bohrung eine Stärke von 4,5 m ergeben hatte. Darunter lag in großer Stärke feiner wasserhaltiger Sand. Obwohl der sandige Ton auf der westlichen Seite des Senkkastens noch nicht erreicht, sondern noch von einer 0,7 m starken Schicht groben Sandes überdeckt war, wurde von einem tieferen Absenken des Pfeilers unter $15,7 \text{ m MW}$ abgesehen, um nicht die sandige Tonschicht zu sehr zu schwächen. Die Arbeitskammer wurde im unteren Teil mit Weichbeton 1:4 ausgefüllt. Um die Bildung von Luftadern im frischen Beton möglichst zu verhindern, wurden besondere unter den Schneiden mündende Kanäle für den Luftaustritt offen gehalten, die nachher geschlossen wurden. Der Rest der Arbeitskammer wurde mit Stampfbeton ausgefüllt.

Die Bodenpressung unter dem Pfeiler beträgt ohne Berücksichtigung des Auftriebes bei vollbelasteter geschlossener Brücke $3,85 \text{ kg/cm}^2$. Bei Berücksichtigung der Windkräfte und einer von einem Schiffstoß herührenden, in MW-Höhe angreifenden wagerechten Kraft von 50 t ergibt sich eine bei geöffneter und bei voll belasteter geschlossener Brücke gleich große Kantenpressung von $5,3 \text{ kg/cm}^2$ ohne und von $4,1 \text{ kg/cm}^2$ mit Berücksichtigung des Auftriebes.

Die Überbauten.

Das Längsgefälle der Fahrbahn beträgt auf Überbau 1 in der Brückenachse 3 ‰ , auf Überbau 2 und 4 $1,67 \text{ ‰}$, das Quergefälle 2 ‰ . Das Gegengefälle der Überbauten 2 und 4 wird auf der Drehbrücke mit einem Halbmesser von 1500 m ausgerundet. Die Fahrbahnbreite beträgt auf Überbau 2 bis 4 $5,5 \text{ m}$. Die Normenbreite von $5,2 \text{ m}$ gemäß DIN 1071 reichte nicht aus, da neben dem 3 m breiten Lichtraumprofil der Kleinbahn noch Platz für einen Lastkraftwagen bleiben sollte (s. Abb. 14). Die Verbreiterung geschah teilweise auf Kosten der nutzbaren Breite der Schrammborde, in deren Lichtraum die Obergurtwinkel hineinragen. Außerhalb der Hauptträger ist auf der Nordseite ein $1,5 \text{ m}$ breiter Fußsteig und auf der Südseite aus Schönheitsrücksichten und zur Erleichterung der Brückenunterhaltung ein $0,5 \text{ m}$ breiter Steg angeordnet. Die Breite der Fahr- und Gehbahn auf Überbau 1 richtet sich nach dem in der Krümmung liegenden Kleinbahngleis (Abb. 2).

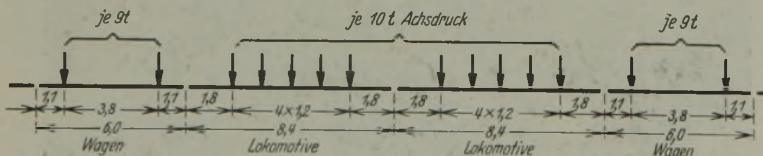


Abb. 12. Kleinbahnlastenzug.

Der Berechnung der Überbauten wurden die Straßenverkehrslasten der Klasse I des Normblattes 1072 zugrunde gelegt. Der von der Privatbahn-Aufsichtsbehörde vorgeschriebene Kleinbahnlastenzug ist in Abb. 12 dargestellt. Seine Achsdrücke sind zur Berücksichtigung späterer Erhöhungen rd. 25 ‰ größer als die der schwersten zurzeit vorhandenen Betriebsmittel angenommen. Außerdem ist eine fünfte Lokomotivachse hinzugefügt. Bei der Berechnung der Hauptträger wurden neben dem Kleinbahnlastenzug auf der Fahrbahn dicht aufgeschlossene Lastkraftwagen und nur auf den Fußsteigen Menschengedränge angenommen. Da damals das Normblatt DIN 1073 Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken

noch nicht vorlag, wurde die Berechnung der eisernen Überbauten auch hinsichtlich der zulässigen Spannungen nach den BE der Reichsbahn Ausgabe 1925 durchgeführt. Bei den Hauptträgern der Drehbrücke aus St 48 ist jedoch zur Verminderung der Durchbiegung in geöffnetem Zustande nur eine Spannung von 1650 bei Haupt- und 1900 kg/cm^2 bei Haupt- und Zusatzkräften zugelassen. Bei den Kleinbahnlasten und Lastkraftwagen sind Stoßzahlen nach Tafel 3 Spalte IV der BE berücksichtigt, die etwa den Werten der Tafel 1 der inzwischen erschienenen Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073 entsprechen. Bei der Dampfwalze wurde jedoch abweichend hiervon ein gleichbleibender Stoßbeiwert von $\varphi = 1,1$ eingesetzt.

Der Eisenbetonüberbau, ein Plattenbalken von $16,5 \text{ m}$ Spannweite mit trapezförmigem Grundriß wurde auch für solche ungünstigeren Laststellungen bemessen, die durch veränderte Gleislage oder bei Entgleisungen entstehen können. Bei der Berechnung der Plattenbalken wurde keine besondere Stoßzahl eingeführt. Die Bewehrung der 25 cm starken Platte besteht aus Rundeisen Durchm. 14 mm , die der Rippen aus Rundeisen Durchm. 40 mm . Die Bügel haben 10 mm Durchm. Der Überbau wurde unter Verwendung von Hochofenzement im Verhältnis 1:4 betoniert. $W_{b28} = 270 \text{ kg/cm}^2$. Unter Berücksichtigung dieser Würfel Festigkeit wurden Spannungen von $45/1000 \text{ kg/cm}^2$ zugelassen. Die Ausbildung des Überbaues 1 zeigt Abb. 13.

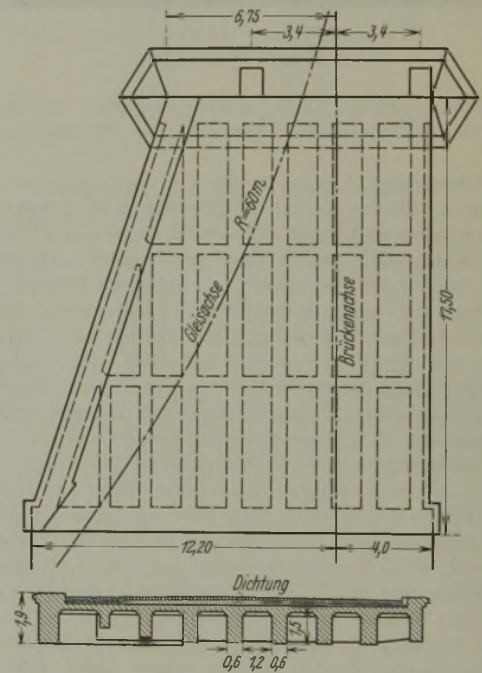


Abb. 13. Überbau.

Die Fahrbahn der Überbauten 1, 2 und 4 ist mit Basalt-Kleinpflaster in Sandbettung befestigt. Die Gehwege und Schrammborde sind mit Gußasphalt belegt. Über die tragende Fahrbahnplatte ist als Dichtung eine doppelte Lage Ruberoidpappe mit oberem Deckanstrich geklebt, die durch eine Betonschicht geschützt ist. Der Fahrbahnbelag der Drehbrücke besteht zur Gewichtersparnis aus mit Teeröl getränktem Holz. Die längslaufenden Tragbohlen sind aus Kiefern-, die querlaufenden Bohlen des Schleißbelages aus Eichenholz (Abb. 15a).

Die Kleinbahnschienen sind geschweißt und auf den Überbauten 1, 2 und 4 mit Asphalt untergossen, auf der Drehbrücke mittels Unterlagplatten und einer elastischen Zwischenlage aus Pappelholz auf die I-Schwellen geschraubt.

Die Hauptträger der eisernen Fahrbahn haben aus Schönheitsrücksichten eine Netzhöhe von nur $4 \text{ m} = \frac{1}{11,5}$ erhalten. Die größte Durchbiegung

unter der ruhenden Verkehrslast errechnet sich zu $53,5 \text{ mm} = \frac{1}{860}$.

Die obere der im allgemeinen parallelen Gurtungen ist in den drei äußersten Feldern der Überbauten 2 und 4 zur Erzielung eines harmonischen Abschlusses herabgezogen. Die Feldweite der Überbauten 2 und 4 beträgt $5,11 \text{ m}$, die der Drehbrücke am langen Arm $4,88 \text{ m}$, am kurzen Arm $4,82 \text{ m}$. Das Mittelfeld mißt $1,4 \text{ m}$. Die Hauptträgerentfernung beträgt $6,8 \text{ m}$, die Bauhöhe $1,11 \text{ m}$. Die Unterkante konnte mit Rücksicht auf die tiefe Lage der beiderseitigen Ufer bei den Pfeilern II und VI nur rd. 10 cm über das sehr selten eintretende HHW gelegt werden (Abb. 2). Um diese Höhenlage zu erreichen, mußten die Straßen an beiden Ufern schon stark angerammt werden.

Zum Ausgleich der mit der geringen Netzhöhe an sich verbundenen Gewichtszunahme ist als Baustoff St 48 verwandt worden. Nur die

Belageisen, die Fußwegkonstruktionen und die Geländer sind aus St 37 hergestellt. Da ein oberer Windverband wegen der geringen Höhe nicht möglich war, sind die Pfosten mit den Querträgern zur Stützung des oberen Druckgurtes gegen Ausknicken zu steifen Halbrahmen verbunden (Abb. 14). Die Querschnitte aller Hauptträgerstäbe mit Ausnahme der Pfosten sind zweiwandig ausgebildet. Bei der baulichen Durchbildung sind die GE der Reichsbahn berücksichtigt worden.

Die Fahrtafel der festen eisernen Überbauten liegt auf Belageisen, die der Drehbrücke auf Schwellen aus I-Eisen. Die Verteilung der fünf Längsträgerreihen aus I-Eisen ist durch die Lage des Gleises bestimmt. Die Längsträger sind mit oberen, durch das Stegblech des Querträgers gesteckte Laschen zu durchlaufenden Trägern verbunden. Die Oberkante der Längs- und Querträger wurde zur Gewichtsersparnis parallel zur Querneigung angeordnet. Während die Stegblechhöhe der normalen Querträger in der Mitte 880 mm beträgt, haben die beiden Querträger über dem Königstuhl, die fast das ganze Gewicht der geöffneten Drehbrücke auf den Königstuhl übertragen, eine Höhe von 1140 mm erhalten (Abb. 15a). Die über das ganze 1,4 m große Mittelfeld reichenden Knotenbleche der Hauptträger sind entsprechend unter die Untergurte herabgeführt (Abb. 15b). Zur Aufnahme der Hubspindeln (s. unten) sind die beiden Endpfosten am kurzen Arm im unteren Teil und auch der Endquerträger zweiwandig ausgebildet (Abb. 17).

Das Übergewicht des langen Armes der Drehbrücke wird durch ein im letzten Felde des kurzen Armes angeordnetes Ballastgewicht von rd. 48 t aus Beton mit Eisenschroteinlagen ausgeglichen. Zum Ausgleich des Übergewichtes des 1,5 m breiten Fußweges mit hölzerner Gehbahn und der unter diesem angeordneten Maschinenanlagen in der Querrichtung sind das Schrammbord und der 0,5 m breite Steg auf der Südseite mit einer 7,7 cm starken Eisenbetonplatte und 2 cm Gußasphalt abgedeckt. Außerdem ist noch ein Betonballastgewicht von rd. 1 t mit Schroteinlagen zwischen den südlichen Konsolen des Mittelfeldes angebracht. Um den Hubweg und die Hubkraft der Spindel am kurzen Arm möglichst klein zu halten, hat der Königstuhl eine Überhöhung von 37 mm erhalten.

Die eisernen Überbauten wurden auf festen Gerüsten montiert, und zwar die Überbauten 2 und 4 in ihrer endgültigen Lage, die Drehbrücke in ausgeschwenktem Zustande im Schutze des vorher fertiggestellten endgültigen Leitwerkes, das aus fünfpfähligen Dalben mit davorgelegten Schwimmendern besteht.

Das Eisengewicht der Überbauten 2 und 4 beträgt je 116 t St 48 und 40 t St 37, das der Drehbrücke 110 t bzw. 32 t. Die Überbauten 2 und 4 wiegen einschließlich der Fahrbahn je rd. 340 t, die Drehbrücke rd. 260 t.

Die Lagerung der Drehbrücke.

Während des Bewegens liegt fast das ganze Gewicht der Drehbrücke auf dem Königstuhl. Zwei Laufräder unter dem kurzen Arm, die sich gegen entsprechend angeordnete Längsträger der Fahrbahn stützen

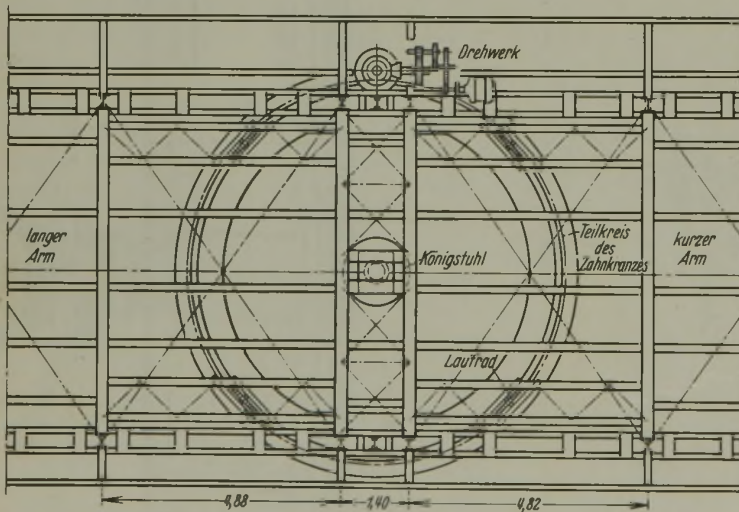


Abb. 16. Grundriß der Drehbrücke über Pfeiler IV.

(s. Abb. 16), werden durch am Endquerträger des kurzen Armes angebrachte, zusammen 4,5 t schwere gußeiserne Zusatzgegengewichte, die dem kurzen Arm zusammen mit dem Betonballast ein Übergewicht über den langen Arm geben, mit je rd. 17 t belastet. Unter dem langen Arm befinden sich ebenfalls zwei Laufräder, die aber nur bei übermäßigem lotrechten Winddruck auf den langen Arm und bei sonstigen Gleichgewichtstörungen wirksam werden. Steht die Brücke in Verkehrsstellung, so berührt keins der Laufräder die Schiene.

In geschlossenem Zustande bleibt der Königstuhl infolge seiner Überhöhung mit rd. $\frac{2}{3}$ des Eigengewichtes des Überbaues belastet, während das restliche Drittel auf den Gleitlagern an den Brückenenden ruht. Überschreitet der Druck auf dem Königstuhl beim Belasten der geschlossenen Drehbrücke durch den Verkehr den Wert bei geöffneter Brücke, so setzen sich die Hauptträger nach entsprechender Durchbiegung der Königstuhlquerträger auf seitliche, im gleichen Querschnitt wie der Königstuhl angeordnete Verkehrslager auf (s. Abb. 15). Auf diese Weise wird der Königstuhl auch von größeren Stoßkräften entlastet.

Die Lager am langen Arm der Drehbrücke sind einfache Gleitlager. Ihre oberen Lagerplatten tragen seitliche, nach unten vorstehende Leisten, die den unteren Lagerkörper umfassen und die Drehbrücke quer zu ihrer Achse festlegen. Eine ähnliche Einrichtung ist am kurzen Arm getroffen. Hier befinden sich die Leisten am unteren Lagerkörper (Abb. 17).

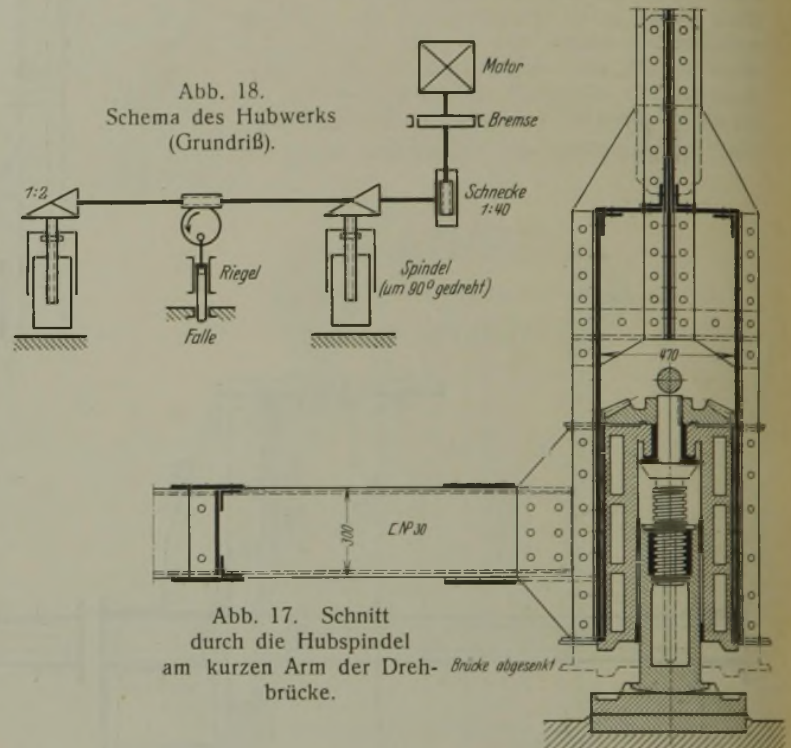


Abb. 17. Schnitt durch die Hubspindel am kurzen Arm der Drehbrücke.

Um die Drehbrücke von ihren Endlagern abzuheben, sind am Ende des kurzen Armes in den Hauptträgererebenen zwei Spindeln angeordnet, mit denen dieses Brückenende abgesenkt wird (s. Abb. 17 u. 18). Hierbei kippt infolge des Übergewichtes des kurzen Armes die ganze Brücke um den Königstuhl als Drehpunkt, bis sich die beiden hinteren Räder auf die Laufschiene gesetzt und ihre volle Last erhalten haben. Die Muttern der Spindeln bilden auch die Auflager für die Verkehrslasten bei geschlossener Brücke.

Die Bewegungsvorrichtung der Drehbrücke.

Der auf dem Drehpfeiler gelagerte, mit der Schiene für die Laufräder vereinigte Zahnkranz reicht über $\frac{3}{4}$ des Kreises, so daß die Brücke durch das Ritzel nach beiden Seiten um 90° gedreht werden kann. Die Laufschiene reicht über den ganzen Kreis. Der Antrieb der Brücke ist elektrisch.

In der Regel wird der lange Arm der Drehbrücke nach Norden aufgedreht. Das Öffnen der Brücke in der anderen Richtung kommt nur im Gefahrfalle in Frage, z. B. um einem rammenden Schiff auszuweichen. Hierbei sind aber besondere Handgriffe zur Überbrückung der Endschalter erforderlich (s. unten).

Die Ausbildung des gußstählernen Königstuhls zeigt Abb. 15. Der Druck auf die durch Keile in der Höhenlage verstellbare Spurpfanne aus Phosphorbronze beträgt während des Drehens rd. 225 t oder 235 kg/cm². Die Gleitfläche zwischen der Spurpfanne und dem Spurzapfen aus SM-Stahl, eine Kugelfläche von 450 mm Halbmesser, wird mit Drucköl geschmiert, das mit einer Handpumpe erzeugt wird.

Der 20 kW starke Drehstrommotor ($n = 710$) des Drehwerks vermag die Brücke entgegen einem auf die ganze ungleicharmige Brücke wirkenden Winddruck von 50 kg/m² in rd. 80 sek um 90° zu drehen. Zwischen Motor und Ritzel sind drei Stirnräderpaare und ein Kegelradpaar eingeschaltet (s. Abb. 16). Der Teilkreisdurchmesser des Zahnkranzes ist 7,7 m. Die gesamte Übersetzung zwischen Motorwelle und Brückendrehachse beträgt rd. 1:3630. Die auf die Motorwelle wirkende selbsttätige elektrische Bremse hält die geöffnete Brücke auch bei einem auf beide Brückenarme

wirkenden Winddruck von 150 kg/m² fest. Ein zu scharfes Einfallen der Bremse, das infolge der lebendigen Kraft der Brückenmasse Beschädigungen des Triebwerks verursachen könnte, wird durch einen mit dem Hubmagneten vereinigten Dämpfungszylinder mit Luftpolster verhindert.

Abb. 17 zeigt einen Schnitt durch die Hubvorrichtung. Die Spindel aus Schmiedestahl überträgt die Auflagerkraft mit einem oberen Bund auf das Spindelgehäuse, das sie durch die unteren Anschläge an die Eisenkonstruktion abgibt. Der Steigungswinkel des Gewindes der Spindel ist 4° 10'. Die größte Auflagerkraft beträgt während der Bewegung 22 t, während der Ruhe ohne Stoßbeiwert 74 t je Spindel. Der größte Flächenruck im Gewinde und am Bund ist während der Bewegung rd. 110 kg/cm² und in Ruhe rd. 370 kg/cm². Der Motor mußte mit Rücksicht auf die sehr große, beim Anlaufen unter Last zu überwindende Reibung der Ruhe bemessen werden. Um Betriebsstörungen durch zufällige Klemmungen oder dergl. zu vermeiden, wurde an Stelle des gerade ausreichenden Motors von 12 kW die nächstgrößere Type mit 18 kW (n = 1000) eingebaut. In ähnlichen Fällen wird es sich empfehlen, an Stelle des Bundes mit gleitender Reibung ein Rollen- oder Kugellager anzuordnen. Von dem insgesamt 140 mm großen Weg der Spindelmutter entfallen bei mittlerer Temperatur rd. 55 mm auf den Leergang bis zum Aufsetzen der Spindelmutter auf die Lagerplatten, rd. 50 mm auf die Kippbewegung der Brücke bis zum Auflegen des langen Armes auf die Lager, wobei nur das Übergewicht des kurzen Armes von 4,5 t zu heben ist, und rd. 35 mm auf die Beseitigung der Durchbiegung. Der ganze Hub erfordert rd. 30 sek. Den Antrieb der Hubspindeln zeigt Abb. 18. Die beiden Endschalter des Hubwerks werden durch eine mit besonderen Kegelrädern angetriebene Spindel mit Wandermutter betätigt. Die Teile des Dreh- und Hubwerks sind auf der entsprechend zugerichteten und ergänzten Eisenkonstruktion des Fußweges montiert, durch deren unvermeidliche Ungenauigkeiten manche Nacharbeiten erforderlich wurden. Eine Montage der Triebwerke auf besonderen Grundplatten ist daher in ähnlichen Fällen empfehlenswert, zumal sie schon im Werk ausgeführt werden kann.

Da der Überbau 2 (Abb. 2) auf Pfeiler II wegen der darüberführenden Gleiskrümmung festgelagert werden mußte, kann sich der Spalt über Pfeiler III infolge der Wärmeänderung des Überbaues 2 und des langen Armes der Drehbrücke auf 70 bis 80 mm erweitern. Während dieser für den Straßenverkehr durch Schleppbleche überdeckt wird, mußte für das Kleinbahngleis ein Schienenauszug angeordnet werden. Dieser besteht aus in der Richtung der Brückenachse verschieblichen Zungenschienen, die in vorgeschobenem Zustande mit den Schienen auf Überbau 2 mechanisch verriegelt werden. Der Antrieb des Schienenauszuges ist elektrisch.

Das Dreh- und Hubwerk sowie der Schienenauszug können zur Not auch von zwei Mann mit Hand bewegt werden. Hierfür sind ausrückbare Kurbelantriebe mit Kettenübertragung und entsprechenden Stirnradübersetzungen angeordnet, die zur Vermeidung von Unglücksfällen durch unachtsames Einschalten der elektrischen Antriebe nur mit den in der Nullstellung abziehbaren, verschieden ausgebildeten Kurbeln der Steuerwalzen der entsprechenden Triebwerke eingekuppelt werden können. Solange die Handantriebe eingekuppelt sind, können diese Kurbeln nicht aus den Kuppelvorrichtungen entfernt werden. Nach den bisherigen Erfahrungen ist mit häufigen Unterbrechungen der Stromzufuhr aus dem Überlandnetz zu rechnen, und zwar besonders an Sonntagen, an denen die Brücke im Sommer infolge des starken Sportsegelverkehrs auf der Schlei bei gleichzeitigem, starkem Straßenverkehr bis zu 40 mal geöffnet werden muß. (Im Mittel wird die Brücke im Sommer täglich 9- bis 10 mal, im Winter 3- bis 4 mal geöffnet.) Da das Bewegen der Brücke von Hand zu zeitraubend ist, entschloß man sich, eine Aushilfsstromerzeugungsanlage zu schaffen. Diese besteht aus einer Drehstromdynamo von 28 kW Halbstundenleistung, die von einem unmittelbar gekuppelten Oberurseler Benzolmotor von 44 PS Leistung (n = 1000) angetrieben wird. Die Spannung wird von Hand mit dem Nebenschlußregler geregelt. Die Anlage ist mit den erforderlichen Umschalt- und Meßgeräten im Brückenhause am Ostende der Brücke aufgestellt, von wo auch die im allgemeinen aus dem Überlandnetz gespeisten Kabel zum Drehpfeiler ausgehen. Die Drehbrücke ist mit diesen durch biegsame Kabel verbunden.

Die gesamte elektrische Schaltanlage der Bewegungsvorrichtungen und des Schiffahrtssignals ist auf der Drehbrücke in einem Schrank über dem Pfeiler IV vereinigt.

Sicherungsanlagen.

Alle Bewegungen der elektrisch angetriebenen Brücke sind durch Endschalter begrenzt. Beim Schließen wird die Brücke kurz vor der Schließstellung durch einen Vorendschalter mit Hilfe der selbsttätigen Magnetbremse stillgesetzt. Aus dieser Haltstellung kann die Brücke nur langsam in die Endstellung eingefahren werden. Hier wird der Strom wieder durch einen Endschalter unterbrochen und die lebendige Kraft der Brücke durch einen lotrechten Pufferriegel vernichtet, der in eine auf Pfeiler V angebrachte Falle einschnappt. Der Riegel ist im Endquerträger

des kurzen Armes federnd gelagert und wird parallel geführt. Dieser Pufferriegel zieht die Brücke auch ungefähr in die richtige Lage. Die Feineinstellung besorgt ein wagerechter, vorn zugespitzter Vorschubriegel am Ende des kurzen Armes, der mit Hilfe eines Schneckengetriebes von der Antriebwelle der beiden Hubspindeln schon voll in eine seitlich genau passende, im Endabschlußblech des Überbaues 4 eingebaute Falle eingeschoben wird (s. Abb. 18), ehe die Spindelmutter sich auf die unteren Lagerplatten aufsetzen. Zur Vermeidung von Zwangungen wird während dieser Zeit die Bremse des Drehwerkes zwangläufig gelüftet, so daß die Brücke dem Druck des wagerechten Riegels spielend folgt. Der auch in lotrechter Richtung verschieblich gelagerte Pufferriegel wird beim Anheben des Brückendes aus der Falle gehoben und durch eine Feder zurückgezogen, so daß er beim späteren Absenken der Brücke nicht wieder in die Falle eingeführt wird, sondern sich auf eine Gleitfläche aufstellt.

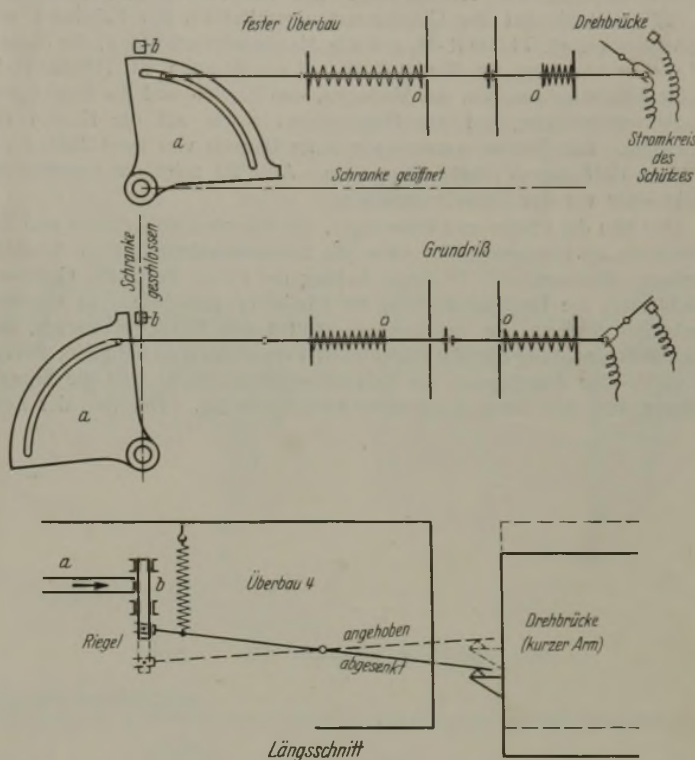


Abb. 19. Abhängigkeiten zwischen der Stellung der Schranken und der Drehbrücke.

Zum Abschluß der Brückenbahn sind über Pfeiler III und V auf den Überbauten 2 und 4 zweiarmige eiserne Schranken angeordnet, deren kurzer Arm den Fußweg abschließt und deren langer Arm sich in der Fahrtrichtung der wartenden Fahrzeuge nach der Drehbrücke zu öffnet. Diese Schranken werden von Hand bewegt und in ihren Endstellungen selbsttätig verriegelt. Beim Schließen ziehen sie erst ganz kurz vor der Schließlage selbsttätig ein Stoßgestänge zurück, wodurch an beiden Enden der Drehbrücke eingebaute hintereinander geschaltete Abhängigkeitsschalter geschlossen werden (s. Abb. 19). Hierdurch schließt sich der Stromkreis eines Schützes, das nunmehr den Strom für die Bewegung des Schienenauszuges freigibt. Ein in dessen Endschafter eingebauter Abhängigkeitskontakt gibt wiederum nach vollkommenem Zurückziehen der Zungenschienen mit Hilfe eines Schützes den Strom für das Hubwerk frei. In gleicher Weise ist eine Abhängigkeit zwischen dem Hub- und Drehwerk sowie zwischen diesem und dem am Ostende der Brücke angeordneten Schiffahrtssignal (s. Abb. 2) geschaffen, so daß die Brücke nur bei geschlossenen Schranken bewegt und alle Bewegungen nur in der richtigen Reihenfolge und nach der Beendigung der vorhergehenden eingeleitet werden können. Das Schiffahrtssignal kann erst auf freie Fahrt gestellt werden, wenn die Drehbrücke voll geöffnet ist. Andererseits ist ein Bewegen der Brücke so lange nicht möglich, wie das Signal auf freie Fahrt steht. Um ein Öffnen der Schranken zu verhindern, solange die Brücke nicht in Verkehrsstellung liegt, werden die Schranken durch ein mit Federn bewegtes Hebelgestänge beim Kippen der Brücke mechanisch verriegelt (s. Abb. 19).

Um dem Straßenverkehr und vor allem den Kleinbahnzügen die Stellung der Brücke und Schranken schon von weitem kenntlich zu machen, sind an beiden Brückenden zweifarbige Lichttagessignale angeordnet. Wird eine Schranke oder das am Ostende der Brücke zwecks Erhebung des Brückengeldes zur Nachtzeit angeordnete Tor nur etwas in der Schließrichtung bewegt oder der Schienenauszug etwas zurückgezogen,

so erscheint sofort rotes Licht, während weißes Licht als Zeichen für die Verkehrsbereitschaft der Brücke erst aufleuchtet, wenn beide Schranken und das Tor voll geöffnet sind und der Schienenauszug in der Verkehrsstellung verriegelt ist. Durch die geschaffenen Abhängigkeiten und Sicherungen wird eine falsche Bedienung der Brücke verhindert bezw. unschädlich gemacht und die Verkehrssicherheit nach menschlichem Ermessen gewährleistet.

Die Schiffahrtöffnung wird während der Dunkelheit durch Positionslaternen bezeichnet, die ebenfalls wie die Signallampen des Schiffahrtssignals elektrisch beleuchtet werden. Die elektrische Straßenbeleuchtung ist, für die Schiffahrt abgeblendet, im Obergurt des nördlichen Hauptträgers untergebracht. Sämtliche Beleuchtungs- und Signallampen werden vom Brückenhaus aus geschaltet.

Die Baukosten der Brücke betragen insgesamt rd. 957 000 R.-M. Hiervon entfallen rd. 410 000 R.-M. auf die Pfeiler und Widerlager, rd. 280 000 R.-M. auf die Überbauten einschließlich der Fahrbahn und des Anstriches, rd. 74 000 R.-M. auf die Maschineneinrichtung, die Signale und die Beleuchtung, rd. 33 000 R.-M. auf die Rampen, rd. 160 000 R.-M. auf die Uferbefestigungen, das Verlegen, den Betrieb und die Beseitigung der Schwimmbrücke, auf das Brückenhaus sowie auf die Kosten der Bauleitung. Die Brücke wurde nach einer Bauzeit von zwei Jahren am 15. März 1927 dem Verkehr übergeben. Abb. 20 zeigt ein Luftbild der Brücke kurz vor der Verkehrseröffnung.

Den Bau der Pfeiler und Widerlager, des Eisenbetonüberbaues und der Bohlwände am Kappeler Ufer hatte die Bauunternehmung F. H. Schmidt, Hamburg, übernommen, in deren Auftrag die Firma Beuchelt, Grünberg in Schlesien, die Druckluftarbeiten bei Pfeiler IV ausführte. Die eisernen Überbauten lieferte die Brückenbauanstalt Louis Eilers, Hannover, die Maschineneinrichtung die Maschinenfabrik Freund-Starke-Hoffmann, Berlin. Die elektrische Ausrüstung, die Beleuchtungseinrichtung und die Signale stammen von den Siemens-Schuckertwerken, Berlin. Der Bau der Leit-

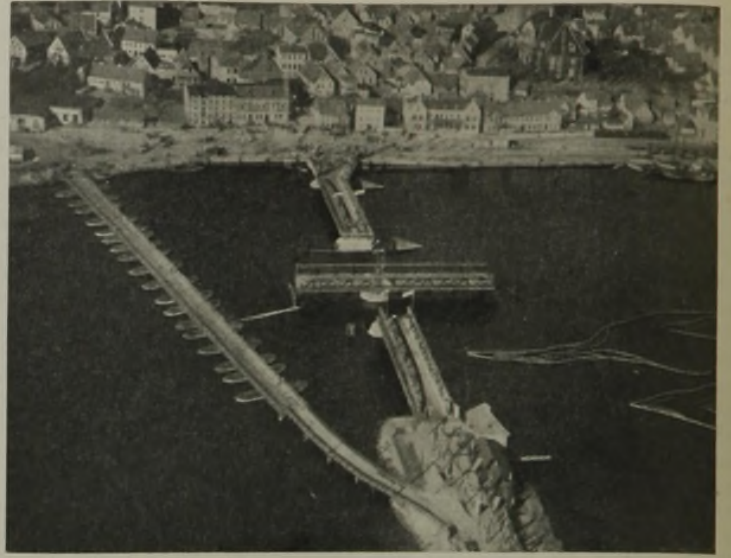


Abb. 20. Luftbild des fertigen Bauwerks.

werke und Eisbrecher, die Erd-, Steinsetz- und Maurerarbeiten wurden von ortsansässigen Unternehmern ausgeführt.

Die Entwurfsaufstellung und Bauleitung lag in der Hand des staatlichen Wasserbauamtes Kiel, dem für diese Aufgaben der Verfasser zugeeignet war. Beim Entwurf der eisernen Überbauten und der Bewegungsvorrichtung der Drehbrücke hat Herr Baurat a. D. Dr.-Ing. ehr. F. Voß, Kiel, beratend mitgewirkt.

Alle Rechte vorbehalten.

Abramsscher Feinheitensmodul — Fullerkurve — Körnungsfaktor. Beitrag zur kritischen Auswahl der Betonzuschlagstoffe.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Erich Weise, Stadtentwässerung Berlin.

1. Unterscheidungsmerkmale der Betonzuschlagstoffe.

Die allgemeinen Unterscheidungsmerkmale für Schüttstoffe können für das Einzelkorn wie folgt angegeben werden: 1. Korngröße, 2. Korngestaltung, 3. Oberflächenbeschaffenheit, 4. Festigkeit, 5. spez. Gewicht.

Bei einem Gemisch von Körnern kommt die Art der Verteilung der einzelnen Korngrößen hinzu, die zweckmäßig auf das Gewicht zu beziehen ist.

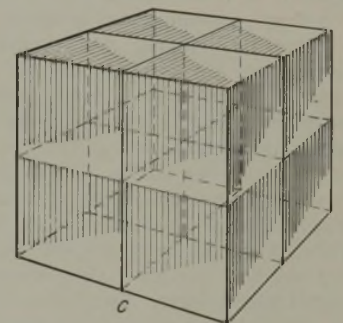
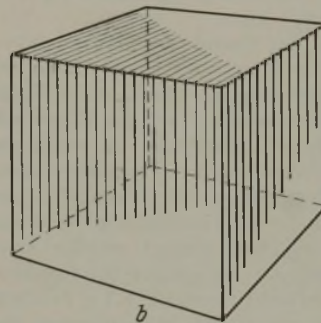
Beim Betonieren wird man es im allgemeinen mit Zuschlägen bestimmter einheitlicher Herkunft zu tun haben, so daß man im Einzelfall mit ganz bestimmten Eigenschaften zu 2. bis 5. rechnen kann. Anders ist es mit der Korngrößenverteilung. Diese pflegt häufig auch bei Entnahme an ein und demselben Gewinnungsorte starken Veränderungen unterworfen zu sein. Da sie jedoch für die Eigenschaften des fertigen Betons ausschlaggebende Bedeutung besitzt, ist ihre Erfassung im Einzelfalle von besonderer Bedeutung. Auch muß das Streben dahin gehen, die Kornverteilung während des Betonierens möglichst unverändert zu halten.

Die Kornverteilung ist insofern von Einfluß auf die Eigenschaften des festen Betons, als sich bei einer bestimmten Kornverteilung eine bestimmte Größe des Hohlraumes und eine bestimmte Gesamtoberfläche ergeben.

Die Hohlräume eines Steingemisches lassen sich, sobald das spez. Gewicht des Steinmaterials bekannt ist, ohne weiteres aus dem Raumgewicht errechnen (Hohlräume für die Raumeinheit = $1 - \frac{r}{s}$). Für gleiches Steinmaterial gibt also ein Vergleich der Raumgewichte genügenden Aufschluß über die Hohlraumverhältnisse, nur muß stets für einen bestimmten, einmal festgelegten Grad der Einrüttelung gesorgt werden. Bewährt hat sich hierbei das Einrütteln einer Probe Steinmaterial von 10 l

in lose eingelaufenem Zustande mit drei Schlägen auf dem für Konsistenzproben auf Baustellen neuerdings im allgemeinen vorhandenen Rütteltische. Eine weitergehende Einrüttelung bis zur Raumkonstanz ergab keine wesentlichen weitergehenden Aufschlüsse (Abb. 7).

Es bedarf keines besonderen Beweises, daß der Zuschlagstoff beim Betonieren den Vorzug verdient, dessen Hohlräume bei gleichem Grad der Einrüttelung geringer sind. In diesem Zusammenhange ist folgende Überlegung von Wichtigkeit.



Durch gleichmäßige Vergrößerung nach den drei Koordinaten-Richtungen aus a.
 $r_{3b} = r_{3a}$, $D_b = \sqrt[3]{8} \cdot D_a = 2 D_a$.

$r_{3c} = r_{3a}$
 $D_c = D_a$.

Abb. 1. Mit Kies gefüllte Würfelformen.

Tabelle I. Beispiel für die Oberflächen-Errechnung.

Lfd. Nr.	Korngrößen-Abschnitte (cm)	Mittlere Korngrößen d (cm)	Gewichtsanteil bei 1 kg Steinmaterial in g	d ³ (cm ³)	Gewicht der mittleren Kugel $\frac{\pi \cdot 2,65}{6} = 1,386 \cdot \text{Sp. 5}$	Anzahl der Kugeln $n = \frac{\text{Sp. 4}}{\text{Sp. 6}}$	d ² (cm ²)	Oberfläche der mittleren Kugel πd^2 (cm ²)	Teiloberflächen (in cm ²) = Sp. 7 · Sp. 9	Gesamtoberfläche Σ in cm ²	Bemerkungen
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	*) D bis $\frac{4}{5} D = \frac{3,0}{2,4}$	$\frac{9}{10} D = 2,7$	122	19,7	27,35	4,5	7,3	22,9	103	103	*) D = d _{max} = 3 cm
2	$\frac{4}{5} D$ " $\frac{3}{5} D = \frac{2,4}{1,8}$	$\frac{7}{10} D = 2,1$	125	9,3	12,8	9,8	4,4	13,8	135	238	
3	$\frac{3}{5} D$ " $\frac{2}{5} D = \frac{1,8}{1,2}$	$\frac{5}{10} D = 1,5$	137	3,37	4,7	29,2	2,25	7,1	207	445	
4	$\frac{2}{5} D$ " $\frac{4}{15} D = \frac{1,2}{0,8}$	$\frac{1}{3} D = 1,0$	100	1,0	1,39	72	1,00	3,14	226	671	
5	$\frac{4}{15} D$ " $\frac{2}{15} D = \frac{0,8}{0,4}$	$\frac{1}{5} D = 0,6$	104	$\frac{216}{10^3}$	$\frac{299}{10^3}$	348	$\frac{36}{10^2}$	$\frac{113}{10^2}$	394	1 065	
6	$\frac{2}{15} D$ " $\frac{1}{15} D = \frac{0,4}{0,2}$	$\frac{1}{10} D = 0,3$	55	$\frac{27}{10^3}$	$\frac{37,4}{10^3}$	$1,47 \cdot 10^3$	$\frac{9}{10^2}$	$\frac{28,2}{10^2}$	414	1 479	
7	$\frac{1}{15} D$ " $\frac{1}{30} D = \frac{0,2}{0,1}$	$\frac{1}{20} D = 0,15$	69	$\frac{3,37}{10^3}$	$\frac{4,7}{10^3}$	$14,68 \cdot 10^3$	$\frac{225}{10^2}$	$\frac{7,06}{10^2}$	1 035	2 514	
8	$\frac{1}{30} D$ " $\frac{1}{60} D = \frac{0,1}{0,05}$	$\frac{1}{40} D = 0,075$	105	$\frac{422}{10^6}$	$\frac{585}{10^6}$	$0,1795 \cdot 10^6$	$\frac{56,3}{10^4}$	$\frac{177}{10^4}$	3 780	5 694	
9	$\frac{1}{60} D$ " $\frac{1}{100} D = \frac{0,05}{0,03}$	$\frac{1}{75} D = 0,04$	56	$\frac{64}{10^6}$	$\frac{88,8}{10^6}$	$0,63 \cdot 10^6$	$\frac{16}{10^4}$	$\frac{50,3}{10^4}$	3 170	8 864	8 864
10	$\frac{1}{100} D$ " $\frac{1}{300} D = \frac{0,03}{0,01}$	$\frac{1}{150} D = 0,02$	76	$\frac{8}{10^6}$	$\frac{11,1}{10^6}$	$0,85 \cdot 10^6$	$\frac{4}{10^4}$	$\frac{12,55}{10^4}$	8 610	17 474	
11	$\frac{1}{300} D$ " $0 D = \frac{0,01}{0,0}$	$\frac{1}{600} D = 0,005$	51	$\frac{125}{10^9}$	$\frac{173}{10^9}$	$0,295 \cdot 10^9$	$\frac{25}{10^6}$	$\frac{78,5}{10^6}$	23 150	40 624	
10a	$\frac{1}{100} D$ bis 0,02 mm Kies : Splitt = 1 : 1	0,025	54		$\frac{21,7}{10^6}$	$2,49 \cdot 10^9$					
								Gesamtoberfläche = 4,06 m ² /kg			
								$\frac{19,65}{10^4}$	4 890		
										13 754	

Gesamtoberfläche ohne Feinmehl = 1,38 m²/kg
also Oberfläche des Feinmehls < 0,2 mm = 2,68 m²/kg

Die in Abb. 1 dargestellte Würfelform a sei mit einem Steingemisch vom größten Durchmesser D_a und mit einem Raumgewicht bei dreifacher Einrüttelung gleich r_{3a} angefüllt. Vergrößert man die Würfelform a mit ihrem Inhalt gleichmäßig nach den drei Richtungen der Koordinaten beispielsweise auf das Achtfache, so entsteht die Form b . Hierbei wächst auch die Hohlraumsumme auf das Achtfache. In Raumprozenten auf den Gesamtinhalt der Formen bezogen, ist jedoch der Lufttrauminhalt in beiden Fällen gleich. Aus dem ursprünglichen Würfel mit dem größten Korndurchmesser D_a kann man nun in der Weise einen dritten Würfel c mit dem achtfachen Rauminhalt herstellen, daß man die Form a achtmal herstellt und dann die acht Formen zu einem neuen mit dem achtfachen Inhalt des ersten zusammenbaut (s. Würfelform c). Form b und c besitzen jetzt den gleichen Rauminhalt und zugleich die gleiche Hohlraumsumme. Man erkennt damit, daß Steingemische verschiedener Kornzusammensetzung die gleichen Hohlräume haben können, daß in diesen Fällen jedoch die Gesamtoberflächen verschieden sind.

Die Erfassung der Oberflächen ist weniger leicht möglich, als die der Hohlräume. Hier wird man praktisch die vereinfachende Annahme zugrunde legen, daß die einzelnen Körner Kugelform besitzen, und bei der Errechnung etwa so verfahren, wie es in der Tabelle 1 für ein Beispiel durchgeführt ist. Eine einheitliche Berechnungsart ist jedenfalls für vergleichende Feststellungen von großer Bedeutung. Nur ganz roh läßt sich die Oberfläche des Feinmehl $\leq 0,2$ mm Durchm. angeben, da hier mangels ausreichender Aussiebungsresultate die Kornverteilung gewöhnlich nur geschätzt werden kann.

Eine Bestimmung der Oberflächen auf Grund der Haftwassermenge, wie sie auch Dr. Jung¹⁾ durchgeführt hat, wurde durch den Verfasser in der Weise versucht, daß Kiesproben vollständig unter Wasser gesetzt und sodann auf ein Blech gebracht wurden, wo das Überschußwasser unter Beobachtung gleicher äußerer Verhältnisse in bestimmter Zeitdauer ablaufen konnte. Die in langer Versuchsreihe gewonnenen Werte der Gewichtszunahme durch Haftwasser gegenüber Lufttrockenheit zeigen jedoch derartige Streuungen, daß diesem in der Handhabung recht einfachen Wege kaum besondere Bedeutung beigemessen werden kann. Jung hat diese Versuche laboratoriummäßig, also mit entsprechend größerer Sorgfalt durchgeführt. Nach seinen Feststellungen entspricht 1 g Feuchtigkeit durch Haftwasser einer Oberfläche von 233,96 cm² des von ihm untersuchten Materials.

Diesem Wert sind die folgenden Baustellenergebnisse des Verfassers gegenüberzustellen:

Bei Errechnung der Oberflächen unter Annahme kugelförmiger Körner:

Kies : Splitt nach R.-T.	Oberfläche in cm ² für 1 g Haftwasser
1 : 0	i. M. 745
1 : 1	" 655
1 : 2	" 477
1 : 5	" 465

Eine sorgfältigere Untersuchung im Laboratorium des Chemikers der Berliner Stadtentwässerung ergab

an Einzelkörnern von Kies i. M. von 6 Werten	625 cm ² ,
" " " Splitt " " 4 "	139 cm ² ,

wobei die Oberflächen an den einzelnen Steinen tatsächlich ausgemessen worden sind. Eine gewisse praktische Bedeutung kann diesem Untersuchungsverfahren dort beigemessen werden, wo es sich nur darum handelt, die Oberflächen verhältnismäßig zu bestimmen, wo es also auf die absoluten Werte nicht ankommt. Aber auch hier muß eine genügende Anzahl Einzelergebnisse vorliegen, um brauchbare Mittelwerte zu bekommen.

Im allgemeinen kann das Bild der tatsächlichen Kornzusammensetzung eines Steingemisches durch Auftragung der entsprechenden Siebkurve auf Grund einzelner Siebresultate sehr wesentlich ergänzt werden (Abb. 8). Für vergleichende Betrachtungen sowie ganz allgemein würde es eine wesentliche Erleichterung bedeuten, wenn man ein Gemisch bestimmter Kornzusammensetzung auf einfache Weise genau genug zahlenmäßig festlegen könnte.

Für die Auftragung einer Siebkurve ist es zunächst belanglos, mit welchen Sieben die Aussiebung vorgenommen wird. Entsprechend dem steileren Verlauf der Kurven nach dem Nullpunkte zu — bei linearer Aufteilung der Achsen — wird der Abstand zwischen zwei Sieblochweiten hier jedoch enger zu wählen sein, als nach dem größten Korn zu.

2. Siebkurven-Benennung und Wahl des Siebsatzes.

Will man der zahlenmäßigen Erfassung einer Siebkurve ohne zu umfangreiche und schwierige Rechnungen näherkommen, so ist die Kurve zweckmäßig zunächst zu stetigem Verlauf auszugleichen. Faßt man sie dann als eine allgemeine Parabel zweiter Ordnung auf, so genügen ganz allgemein fünf Punkte zu ihrer Festlegung. Da sich der größte Korndurchmesser (D) bei der Auftragung der Siebkurve zwang-

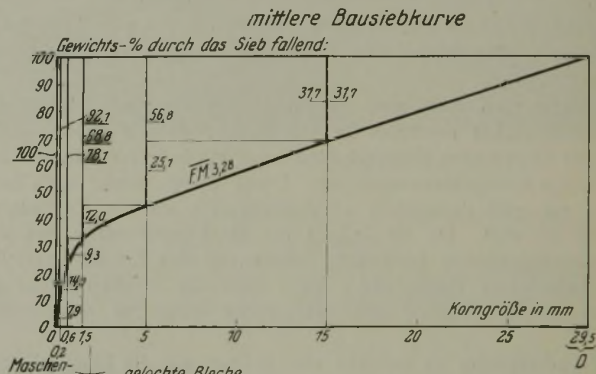
läufig ergibt, so genügen hiernach vier Siebresultate zur formelmäßigen Festlegung einer derartig ausgeglichenen Kurve. Die allgemeine Gleichung lautet hierfür

$$Ax^2 + By^2 + Cxy + Dx + Ey = 0.$$

Die vier fehlenden Punkte werden zweckmäßig in der Weise aus der Siebkurve entnommen, daß ihre Abszissen — bis auf d gleich 0,2 mm, auf dessen Bedeutung später noch eingegangen werden wird — im festen Verhältnis zu D stehen. Vorgeschlagen werden hier:

$$d = D/6, D/20, D/50, \text{ und } 0,2 \text{ mm (s. Abb. 3 oben).}$$

Auch Dr. Jung¹⁾ ist der Ansicht, daß es „zweckmäßig sei, eine möglichst geringe Anzahl von Sieben zu erstreben“ (S. 615). Streng genommen bedeutet der hier und im folgenden behandelte D -Wert selbstverständlich nicht den größten vorhandenen Korndurchmesser, sondern denjenigen, der gerade nicht mehr vorhanden ist. Zur Vereinfachung der Bezeichnung wird er jedoch „Größter Korndurchmesser“ genannt.

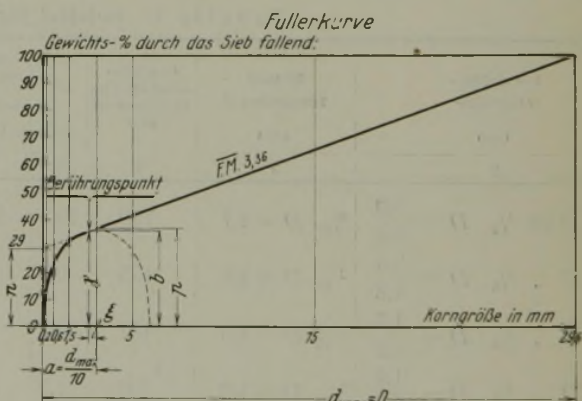


Anwendung des Baustellensiebgesetzes für die Bausiebcurve der Kläranlage Waßmannsdorf.

Korngrößen von mm	bis mm	GP	Σ GP
< 45	> 15	31,7	31,7
< 15	> 5	25,1	56,8
< 5	> 1,5	12,0	68,8
< 1,5	> 0,6	9,3	78,1
< 0,6	> 0,2	14,0	92,1
< 0,2	> 0	7,9	—
		Σ GP = 327,5	

$$\text{Feinheitsmodul } \frac{\Sigma GP}{100} = 3,28 = \overline{F.M.}$$

Dasselbe für den vorgeschlagenen Siebsatz $D/6, D/20, D/50$ und $0,2$ mm $F.M. = 2,96$.



Zeichenerklärung:

$$a = \frac{D}{10}, \quad \xi = -\frac{D}{100(s+0,1)},$$

$$n = 26 \text{ bzw. } 29 \text{ GP für Kies bzw. Kies + Splitt,} \quad b = \sqrt{p \left(p - \frac{n}{100(s+0,1)} \right)},$$

$$s = \frac{n}{100-n}, \quad \gamma = \frac{\left(1 + \frac{10\xi}{D} \right) b^2}{n},$$

$$p = \frac{s+0,1}{s+1} \cdot 100.$$

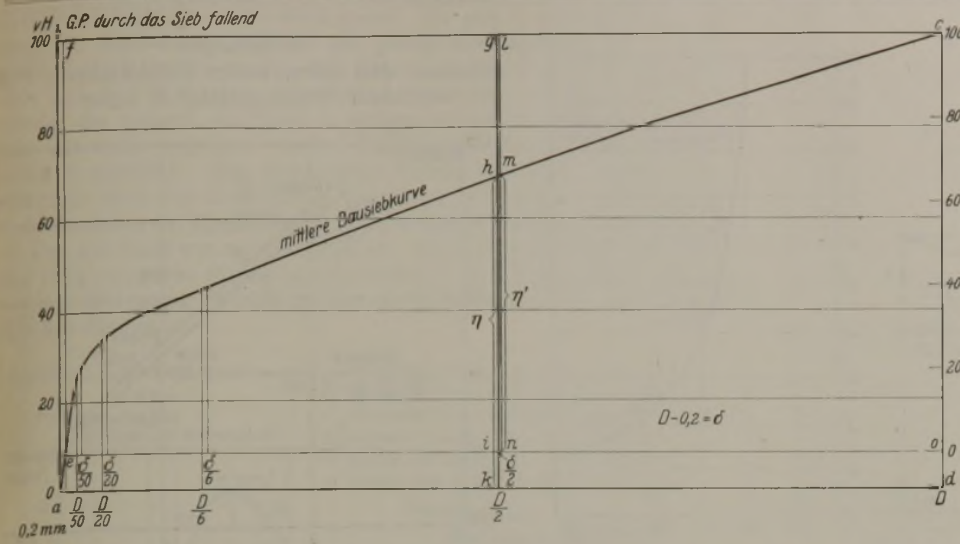
Feinheitsmodul der Fullercurve für den Baustellensiebgesetz $F.M. = 3,36$. Dasselbe für den vorgeschlagenen Siebsatz $D/6, D/20, D/50$ und $0,2$ mm $F.M. = 2,93$.

Abb. 2. Errechnung des Abramschen Feinheitsmoduls.

Eine formelmäßige Erfassung der Siebkurven in der obengenannten Art ist noch recht umständlich und für die Praxis wenig verwendbar, wenn auch die Lösung der Gleichung durch Anwendung der Determinantenrechnung einigermaßen bequem möglich ist. Es fragt sich demnach, ob nicht noch andere, wenn auch vielleicht weniger eindeutige Möglichkeiten der Siebkurvenbenennung vorhanden sind.

Zunächst kommt hier der Abramsche²⁾ Feinheitsmodul in Frage,

¹⁾ Dr.-Ing. Friedrich Jung, Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 41, S. 612.
²⁾ Prof. Duff A. Abrams, Design of concrete mixtures. Autorisierte Übersetzung in Mitteilung Nr. 1 der Schweizer Gußbeton-Kommission. 5. Auflage. 1922.



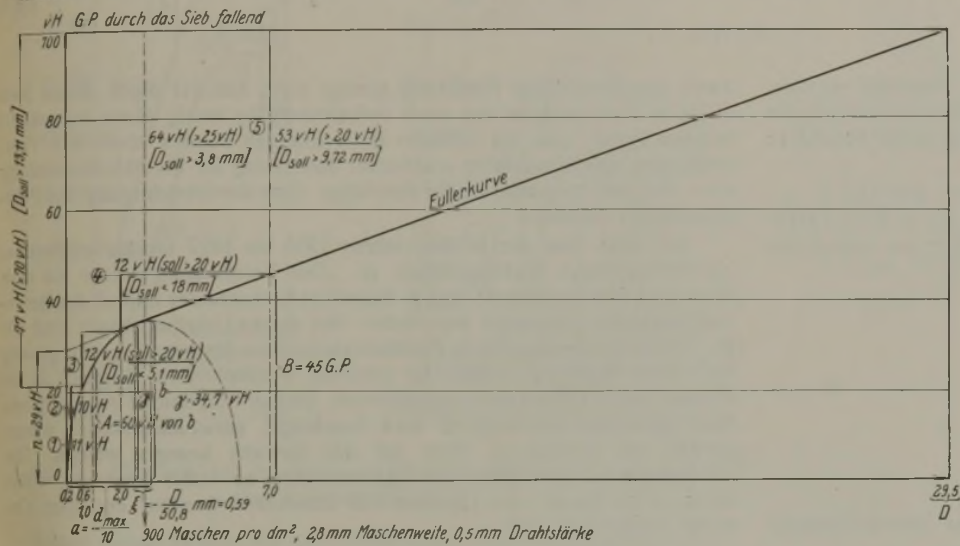
Mittlere Bausiebkurve der Kläranlage Waßmannsdorf. Vorgeschlagener Siebsatz: bei $d_{max} = D = 30,0$ mm

- $\frac{D}{6} = 5,0$ "
- $\frac{D}{20} = 1,5$ "
- $\frac{D}{50} = 0,6$ "
- und $0,2$ "

Körnungsfaktor:
 $K = \frac{aehka}{abgka} \cdot 100 = 48,2$
 $K' = \frac{emne}{efine} \cdot 100 = 45,7$
 $K_1 = \frac{aecda}{abcda} \cdot 100 = 65,5$
 $K_1' = \frac{ecoe}{efcoe} \cdot 100 = 62,6$

Fullerkurve:
 $K = 46,1$
 $K' = 39,7$
 $K_1 = 70,0$
 $K_1' = 66,3$

Vorschriften des technischen Untersuchungsamtes bei der Tiefbaudeputation der Stadt Berlin.



- 0 → 0,2 mm
- 0,2 → 0,6 "
- 0,6 → 2,0 " > 20%₀
- 2,0 → 7,0 " > 20%₀
- > 7,0 " > 20%₀

Rückstand auf dem Sieb der Tiefbaudeputation 900 Maschen f. 1 dm² > 25%₀

Es ergibt sich ein Symbol für die Fullerkurve:

$$\textcircled{4} + \textcircled{3} + \textcircled{2}$$

Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein E. V.

$A_{soll} = 10$ bis 30% von B
 [$A = 49\%$ von B bei $D = 7$ mm]
 [$A = 33,6\%$ von B bei $D \approx 1600$ mm]
 $A_{max} = 70\%$ von B
 [max-Wert 60,5% von B bei $D = 24$ mm]
 $B_{soll} = 40$ bis 50 G.P. [D_{soll} von 43,5 mm bis 23,2 mm]
 $B_{max} = 80$ G.P. [D_{soll} > 9,66 mm]

Die [] eingeklammerten Werte geben den D -Wert an, für den die dargestellte Fullerkurve der angeführten Vorschrift entspricht.

Abb. 3. Der Körnungsfaktor K .

dessen Errechnung und Wesen aus Abb. 2 zu ersehen sind. Auch bei Ausgleichung der vorliegenden Siebkurven zu stetigem Verlauf ist dieser Wert nicht eindeutig. Es ist außerdem notwendig, um überhaupt vergleichsweise Betrachtungen mit dem Feinheitsmodul anstellen zu können, daß bestimmte einmal festgelegte und möglichst auf D bezogene Ordinaten zugrunde gelegt werden. Der Feinheitsmodul gibt dann zusammen mit dem D -Wert einen für die Praxis im allgemeinen brauchbaren Vergleichsmaßstab für die Kornzusammensetzung ab (s. Eisfelder³⁾, S. 14 und Vieser⁴⁾, S. 31). Beispielsweise werden also die folgenden Ordinaten der Rückstände zu summieren sein:

$d = D/6, D/20, D/50$, und $0,2$ mm (s. Bemerkung oben).

Der Feinheitsmodul (FM) errechnet sich in diesem Falle als die durch 100 dividierte Summe der Gewichtsprozent der Rückstände auf den genannten Sieben.

Eine andere Möglichkeit, ein Steingemisch zahlenmäßig festzulegen, ergibt sich, wie in Abb. 3 dargestellt, durch Ermittlung eines Körnungsfaktors, der im folgenden mit k bezeichnet wird. k_1 stellt das prozentuale Verhältnis der unter der Siebkurve liegenden Fläche zu dem Rechteck aus den dazugehörigen Koordinatenachsenabschnitten dar. Durch die k -Werte wird dieses Verhältnis nur für die Flächenabschnitte von 0 bis $D/2$ ausgedrückt. Die gestrichelten k - und k_1 -Werte schalten den Feinmehlanteil $\leq 0,2$ mm Durchm. aus.

Auch für die Rechnung mit diesen k -Werten ist es notwendig, zunächst einen stetigen Verlauf der Siebkurve durch Ausgleichung herzustellen. Auch wird es im allgemeinen ohne wesentliche Abweichung von dem ursprünglichen Kurvenverlauf möglich sein, den Ast von $1/2 D$ bis D durch eine Gerade zu ersetzen. Die k -Werte versprechen eine größere Genauigkeit als die k_1 -Werte. Im allgemeinen wird der k -Wert für die praktische Auswahl von Steingemischen bei Betonuntersuchungen ausreichen.

³⁾ Dr.-Ing. Georg Eisfelder, Betonzusammensetzung und Druckfestigkeit. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft XXXI. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

⁴⁾ Dr. W. Vieser, Der Aufbau des Betons. Charlottenburg 1926. Zementverlag.

Eine noch weiter gehende Festlegung einer beliebigen, jedoch stetigen Siebkurve kann in der Weise erreicht werden, daß auch der η -Wert (s. Abb. 4) festgestellt wird.

Für die zahlenmäßige Behandlung der Kurven kann auf Grund des jeweiligen η -Wertes ein k_η -Wert ($k_\eta = \frac{\eta}{2}$) an einer k -Achse abgelesen werden (s. Abb. 4). Das Verhältnis $\frac{k_\eta}{k}$ sei n . Für jeden k -Wert gibt es einen bestimmten kleinsten bzw. größten n -Wert. Es erscheint nun zweckmäßig, außer k einen v -Wert in die Rechnung einzuführen, der den Quotienten $\frac{1-n}{1-n_{min} \text{ bzw. } n_{max}}$ angibt.

Der besondere Vorteil einer Verwendung des k - (bzw. v -) Wertes gegenüber der des Feinheitsmoduls liegt in seiner völligen Unabhängigkeit von irgendwelchen bestimmten Siebsätzen.

Die Rechentafel der Abb. 4 ermöglicht eine verhältnismäßig einfache und auch ausreichend genaue Ablesung der zu einer beliebigen Siebkurve gehörenden k - und v -Werte. Ihre Anwendung vollzieht sich in der Weise, daß die Siebkurve auf Grund einer beliebigen Ausbiegung, wobei also die Festlegung bestimmter Siebe unwesentlich ist, im Maßstabe der Rechentafel aufgetragen wird. Sie wird sodann, falls nötig, zu einer stetigen Kurve ohne besondere Mühe ausgeglichen und mit der Rechentafel, die aus durchsichtigem Papier hergestellt ist, zur Deckung gebracht. Die gerade Linie g (s. Abb. 4) wird nun so gelegt, daß die Fläche I gleich II ist. Ihr Schnittpunkt mit der k -Achse ergibt den gesuchten k -Wert der Siebkurve. Der k_η -Wert ist ohne weiteres bei dem Schnittpunkte der Siebkurve mit der k -Achse abzulesen. Auf Grund der gefundenen Werte k und k_η ist dann der dazugehörige v -Wert, wie in der Rechentafel angedeutet, aus dem Linienzug der n_{min} bzw. n_{max} -Werte zu entnehmen bzw. zu errechnen. Durch den k -, k' - und v -Wert dürfte eine stetige Siebkurve auch für feinere wissenschaftliche Untersuchungen genau genug festgelegt sein. Außerdem muß selbstverständlich auch der größte Korndurchmesser $D = d_{max}$ angegeben werden.

Rechentafel zur Ermittlung des Körnungsfaktors K sowie des v -Wertes zur zahlenmäßigen Bestimmung der Kornzusammensetzung von Steingemischen.

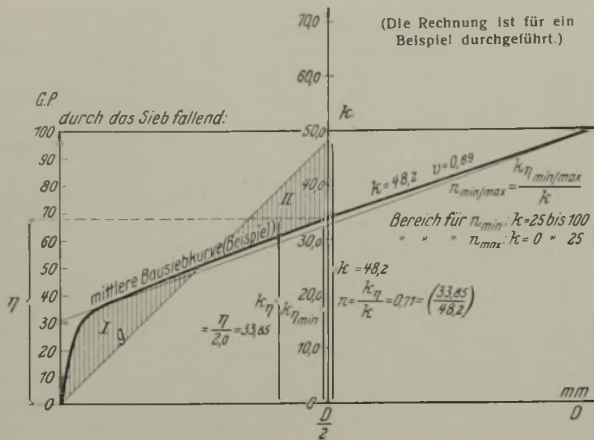
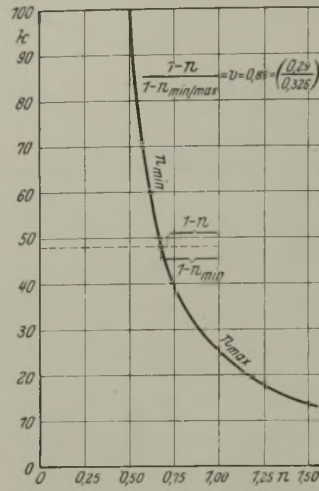


Abb. 4.



Zu Abb. 4.

Beziehungen zwischen dem Abramsschen Feinheitsmodul F.M. und dem Körnungsfaktor K bzw. K' .

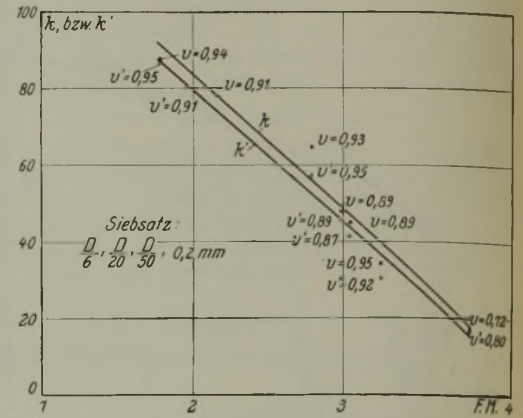


Abb. 5.

Die gerade Linie g kann nach dem Augenmaß eingepaßt werden. Nach einer Reihe von derartigen k -Bestimmungen bleiben hierbei die Schätzungsfehler gegenüber einer genauen Ausmittlung ohne besondere Übung sehr gering, nämlich innerhalb von $\pm 2\%$.

Von Interesse ist in diesem Zusammenhange auch die Abb. 5, wo die Beziehungen zwischen den k -Werten und dem Feinheitsmodul dargestellt sind. Die Feinheitsmoduln sind hier auf Grund des im vorstehenden vorgeschlagenen Siebsatzes

- $\langle D \rangle \frac{D}{6}$
- $\langle \frac{D}{6} \rangle \frac{D}{20}$
- $\langle \frac{D}{20} \rangle \frac{D}{50}$
- $\langle \frac{D}{50} \rangle 0,2 \text{ mm}$

errechnet worden (s. Abb. 2). Bei Ausschaltung des Feinmehlanteils empfiehlt sich der folgende Siebsatz:

- $\langle D \rangle \frac{\delta}{2}$
- $\langle \frac{\delta}{2} \rangle \frac{\delta}{6}$
- $\langle \frac{\delta}{6} \rangle \frac{\delta}{20}$
- $\langle \frac{\delta}{20} \rangle \frac{\delta}{50}$

wobei $\delta = (D - 0,2)$ in mm zu setzen ist (s. Abb. 3).

Der Körnungsfaktor kennzeichnet den Siebkurvenverlauf um so genauer, je besser der Linienzug vor Ermittlung der k - und v -Werte ausgeglichen ist. Die Ausgleichung muß möglichst so geschehen, daß die Tangente an benachbarte Punkte bei dem Entlangwandern an dem Linienzug einen tunlichst stetig wachsenden oder abnehmenden Anstieg zeigt.

Unter den gleichen Bedingungen liefert der Feinheitsmodul nur dann einen Maßstab ähnlicher Genauigkeit, wenn bestimmte auf D bezogene Siebe für die zu summierenden Ordinaten zugrunde gelegt werden, über deren Auswahl erst eine Einigung erzielt werden müßte. Hierbei wären also je nach dem D -Wert verschiedene Siebsätze zu benutzen. Andernfalls, d. h. bei einem von D unabhängigen Siebsatz bestimmter Lochweiten, müßten die betreffenden auf D bezogenen Ordinaten der dann aufzutragenden Siebkurve entnommen und als Feinheitsmodul summiert werden. Eine Vereinfachung gegenüber dem Körnungsfaktor ist demnach bei Anwendung des Feinheitsmoduls nicht zu erzielen. Auch ist der Körnungsfaktor anschaulicher.

Beim Betonieren wird verlangt, die Hohlräume der Zuschläge durch das Bindemittel möglichst vollkommen zu schließen. Bei dieser Aufgabe liegt es nahe, das Steinmehl der Zuschläge als magernden Bestandteil des Bindemittels aufzufassen. Die obere Grenze für die Körnung des Feinmehls dürfte bei dem Korndurchmesser zu suchen sein, der in Zementen gerade noch nennenswert vorhanden ist. Als praktische Grenze kann, dem Vorschlage von Gaye⁵⁾ entsprechend, das durch das 900-Maschen/cm² gehende Material gelten ($d \leq 0,2 \text{ mm}$), wobei gleich-

zeitig der praktischen Forderung genügt wird, daß der durch dieses Sieb fallende Materialanteil mit noch verhältnismäßig wenig Mühe festgestellt werden kann. Für die weiteren Betrachtungen können somit die Feststellungen von besonderer praktischer Bedeutung für die Betonherstellung sein, die das Steinmaterial der Zuschläge ohne Berücksichtigung des Feinmehlanteils betreffen.

Bei dem Bau der in den Jahren 1925 bis 1927 errichteten Berliner Zentralkläranlage Waßmannsdorf (s. „Die Vorreinigungsanlage auf dem Rieselfeld Waßmannsdorf“ von E. Bendler⁶⁾) wurde der Einfluß der Betonzuschlagstoffe eingehend untersucht. Bei diesen Untersuchungen sind die in Abb. 6 wiedergegebenen Feinmehlsiebkurven für zwei als recht günstig befundene Mischungsverhältnisse ermittelt worden. Zum Vergleich ist die entsprechende Fullerkurve eingezeichnet. Da hier Einzelstoffe verschiedenen spez. Gewichtes (Bindemittel und Zuschläge) zusammenzufassen waren, durften die Siebkurven nicht auf das Gewicht bezogen werden. Die Ordinatenachse gibt daher die Raumprocente an fester Masse an, wobei unter „fester Masse“ der Quotient aus absolutem Gewicht und spez. Gewicht verstanden wird.

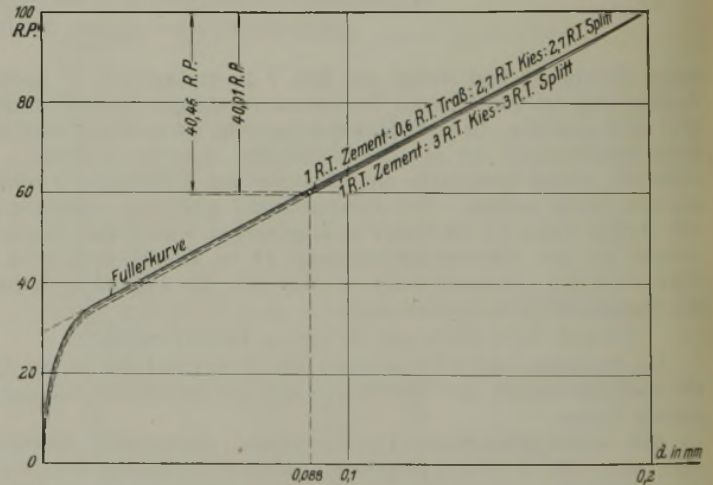


Abb. 6. Siebkurve des Feinmehls $< 0,2 \text{ mm}$ Durchm. der beim Bau der Berliner Zentralkläranlage Waßmannsdorf festgestellten günstigsten Betonmischungen, bezogen auf R.-T. fester Masse.

Es ist weiterhin von Wichtigkeit, in welcher Weise die für die Betonherstellung vornehmlich wichtigen Eigenschaften der Zuschläge, nämlich die Hohlräume und die Gesamtoberfläche, von den oben erläuterten, die Kornzusammensetzung bezeichnenden Werten D , k und v abhängen. Die genannten Größen werden mit k' und v' bezeichnet, sobald es sich um Feststellungen unter Ausschaltung des Steinmehls handelt.

Es ist bereits darauf hingewiesen worden, daß das Luftraumverhältnis sich nicht ändert, wenn alle Korndurchmesser eines bestimmten Steingemisches in dem gleichen Verhältnis vergrößert oder verringert werden. Bei einer derartigen Veränderung bleiben aber auch die Form der Sieb-

⁵⁾ J. Gaye, Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

⁶⁾ Hermann Hahn und Fritz Langbein, Fünfzig Jahre Berliner Stadtentwässerung, S. 458. Abhandlung Erich Bendler, Die Vorreinigungsanlage auf dem Rieselfeld Waßmannsdorf. Berlin 1928. Verlag Alfred Metzner.

kurve und damit der k - und v -Wert gleich. Da sich in diesem Zusammenhange der Einfluß der v -Werte als gering herausgestellt hat, so sind in Abb. 7 die Raumgewichte des Steinmaterials in Abhängigkeit allein von den k -Werten dargestellt. Es handelt sich hierbei um Kiesmaterial, das dadurch, daß Splitt in steigendem Maße beigegeben wurde, mehr und mehr vergrößert wurde. Die entsprechenden Siebkurven sind in Abb. 8 enthalten. Das Kiesmaterial entstammte einer Grube in unmittelbarer Nähe von Groß-Berlin. Der Splitt ist aus der Umgebung von Neuhaldensleben bei Magdeburg bezogen worden. Das spezifische Gewicht von Kies und Splitt war annähernd gleich. Nach der genannten Auftragung wird ein geringstes Hohlraumverhältnis bei einem Wert $k \approx 60$ und $k' \approx 55$ erreicht. Wichtig ist, daß der größte Korndurchmesser D hier nicht von Einfluß ist.

Erläuterung: Die Verhältniszahlen geben das Mischungsverhältnis von Kies + Splitt in R.-T. an.

r_3 Raumgewicht bei Einrüttelung durch drei Schläge.
 r_{∞} Raumgewicht bei Einrüttelung bis z. Raumkonstanz.
 Spezifisches Gewicht Kies + Splitt = 2,65.
 v bewegt sich in den Grenzen von 0,7 bis 1.
 v' bewegt sich in den Grenzen von 0,8 bis 1.

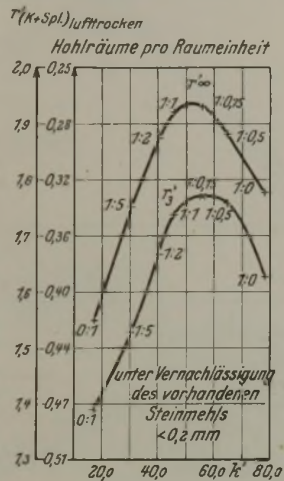
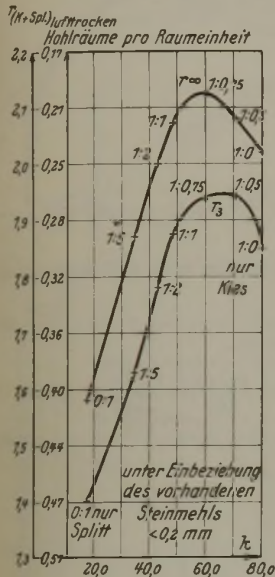


Abb. 7. Abhängigkeit der Raumgewichte der Betonzuschlagstoffe vom Körnungsfaktor K .

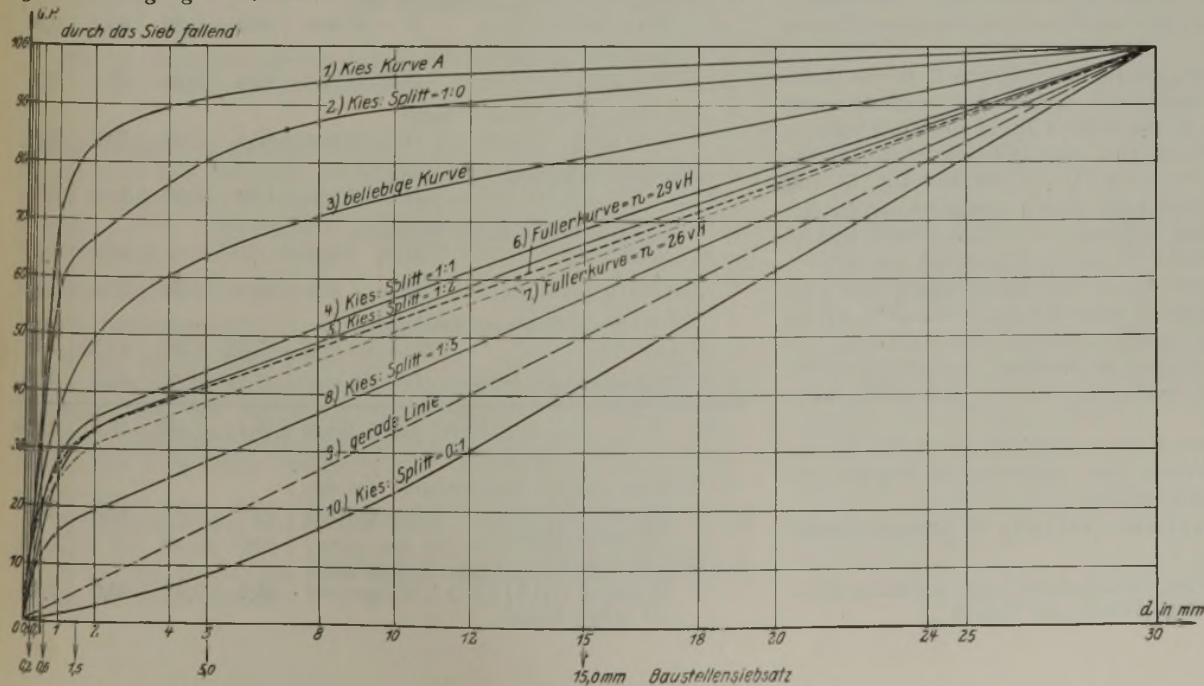
Anders verhält es sich mit der Oberfläche, die in folgendem mit o bezeichnet und in m^2/kg lufttrockenen Steingemenges ausgedrückt wird. Die Gesamtoberfläche verringert sich bei gleichem k mit zunehmendem D . Eine entsprechende Darstellung findet sich in Abb. 9, und zwar für die Kornzusammensetzung der Fullerkurve.

Für einen bestimmten größten Korndurchmesser D ist die Abhängigkeit der Gesamtoberfläche von k bzw. k' in Abb. 10 dargestellt.

Die Werte o' und r' beziehen sich auf das Steinmaterial ohne Feinmehl.

3. Günstigste Kornzusammensetzung.

Für die praktische Auswahl eines Zuschlagstoffes ist nach vorstehendem hinsichtlich der günstigsten Gesamtoberfläche zunächst die Festlegung des größten Kornes D erforderlich. Hier kann vielleicht folgende Überlegung als Richtlinie dienen:



$K = 46,1, K' = 39,7.$
 $n = 29\%$
 Zuschläge lufttrocken.
 $o = m^2/kg$ Oberfläche unter Berücksichtigung des Feinmehls,
 $o' = m^2/kg$ Oberfläche unter Vernachlässigung des Feinmehls, auf das Gesamtgewicht der Zuschlagstoffe bezogen,
 $o'' = m^2/kg$ Oberfläche unter Vernachlässigung des Feinmehls auf das Gewicht des Materials $> 0,2$ mm bezogen.

Abb. 9. Gesamtoberfläche der Zuschlagstoffe bei Zusammensetzung nach der Fullerkurve und bei dem größten Korndurchmesser D .

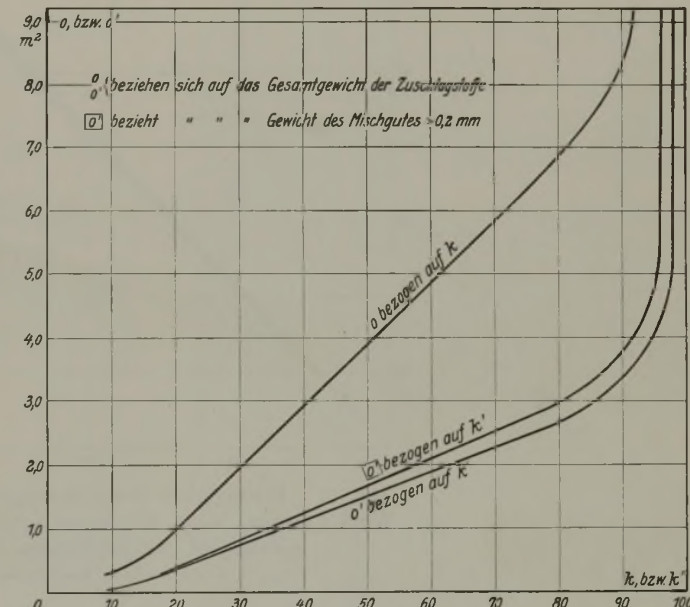
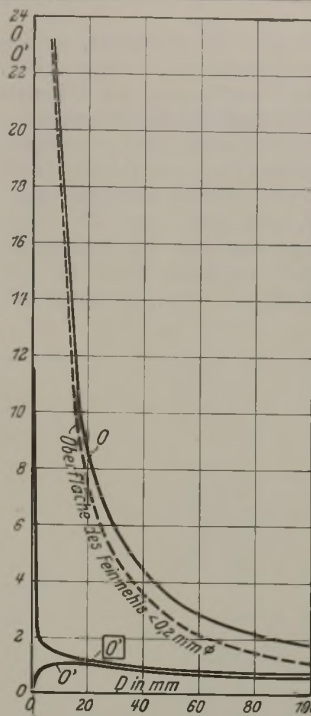


Abb. 10. Gesamtoberfläche des Zuschlagstoffes o in m^2/kg lufttrockenen Gemenges, bezogen auf den Körnungsfaktor K , für das größte Korn $D = 30$ mm. Die Werte o' und K' vernachlässigen das Feinmehl $< 0,2$ mm Durchm. v bewegt sich in den Grenzen von 0,7 bis 1. v' bewegt sich in den Grenzen von 0,8 bis 1.

Sieb-kurve	Unter Einbeziehung des Steinmehls $< 0,2$ mm		
	K	v	K_1
1	87,6	0,94	96,5
2	80,0	0,91	88,0
3	65,0	0,93	77,6
4	48,2	0,89	65,5
5	44,8	0,89	64,1
6	46,1	0,99	70,0
7	43,4	0,96	62,4
8	34,6	0,95	56,7
9	25,0	-	50,0
10	17,4	0,72	44,2

Sieb-kurve	Unter Vernachlässigung des Steinmehls $< 0,2$ mm		
	K'	v'	K'_1
1	86,1	0,95	96,5
2	77,9	0,91	87,4
3	57,2	0,95	76,4
4	45,7	0,89	62,6
5	41,4	0,87	62,8
6	39,7	0,99	66,3
7	37,4	0,95	57,6
8	30,4	0,92	54,2
9	25,0	-	50,0
10	17,2	0,80	43,9

Abb. 8. Siebkurven der untersuchten Zuschlagstoffe.

Die Haupteigenschaften des Betons, Dichtigkeit und Festigkeit, werden im allgemeinen mit Verringerung der Gesamtoberfläche günstiger. Dies findet jedoch insofern eine Grenze, als die Vergrößerung des Materials nicht so weit getrieben werden darf, daß die Homogenität des Betonkörpers gefährdet wird. Dieser Forderung dürfte bei einem Betonwürfel in genügendem Maße entsprochen sein, wenn der Anteil groben Korns von D bis $0,9D$ auf mindestens neun Steinen besteht. Bei einer zweckmäßigen Kornzusammensetzung, etwa der Fullerkurve entsprechend, sind rund sieben Gewichtsprozent größer als $0,9D$ vorhanden. Legt man nun ein bestimmtes Mischungsverhältnis zugrunde, sowie praktisch ermittelte Werte für den Wassergehalt und die Luftporen eines festen Betonkörpers, so ergibt sich

Hinsicht wird ein Geringstmaß an Hohlräumen und an Gesamtoberfläche verlangt. Aus Abb. 7 ist zu entnehmen, daß nach den Waßmannsdorfer Untersuchungen ein günstigstes Hohlraumverhältnis für ein Kies-Splitt-Gemisch bei einem Werte $k \approx 60$ bzw. $k' \approx 55$ erreicht wird. Die geringste Oberfläche ergibt sich selbstverständlich bei den kleinsten k -Werten. Ein solches Gemisch kommt jedoch wegen der ungünstigen Hohlraumverhältnisse für die wirtschaftliche Betonherstellung nicht in Frage. Die günstigste Kornverteilung ergab sich bei den Waßmannsdorfer Untersuchungen bei der Siebkurve 4 (Abb. 8), die im übrigen von der Fullerkurve nur wenig abweicht. Bei dieser Kornzusammensetzung zeigten sich die günstigste Druckfestigkeit und Dichtigkeit des Betons. Hierüber wird noch bei

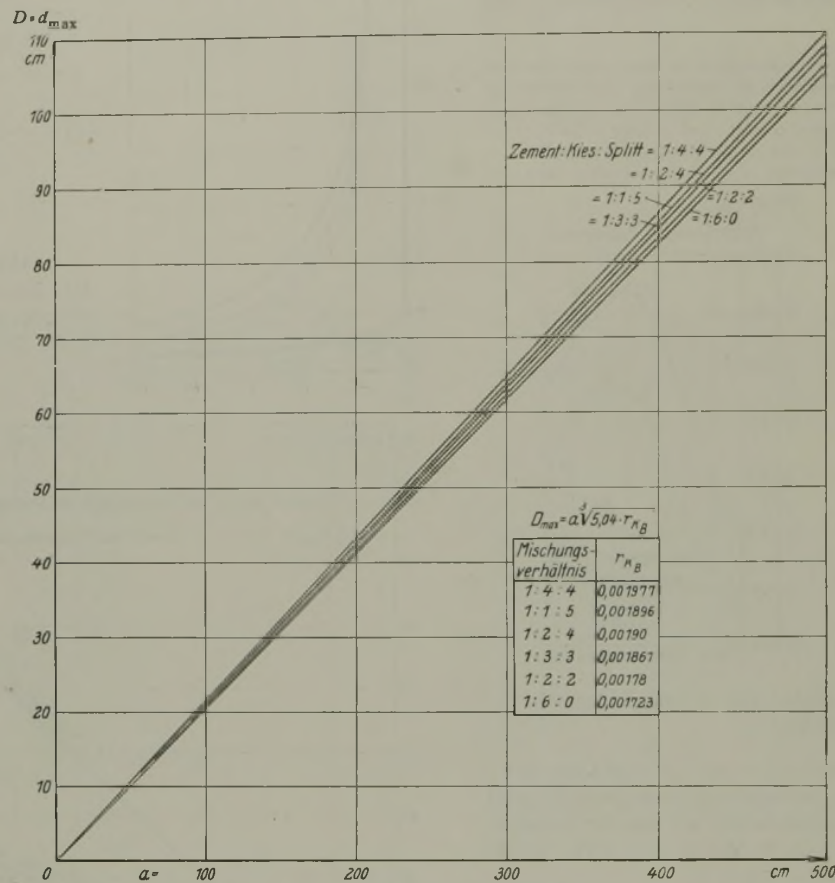


Abb. 11. Abhängigkeit des größtmöglichen Korndurchmessers D von der Würfelkante a , wenn der Anteil groben Korns von D bis $0,9D$ 7 GP ausmacht und mindestens aus neun Steinen besteht.

r_{KB} = Raumbgewicht der Zuschlagstoffe in kg für 1 cm^3 festen Betons.

die Möglichkeit, für einen bekannten Zuschlagstoff und für einen Betonwürfel bestimmter Kantenlänge den größten zulässigen D -Wert zu bestimmen. Hierbei kommt man zu der in Abb. 11 dargestellten Beziehung zwischen der Betonwürfelkante a und dem größtzulässigen Korndurchmesser D . Die Rechnung wurde in diesem Falle für sechs verschiedene beim Bau der Kläranlage Waßmannsdorf untersuchte Mischungsverhältnisse durchgeführt.

Praktisch dürfte sich hiernach die Bestimmung von D in der Weise gestalten, daß zunächst die geringste Betonstärke des herzustellenden Bauwerkteiles festgestellt wird, z. B. die kleinere Kante eines rechteckigen Balkens oder die Stärke einer Betonplatte. Mit Hilfe dieser Abmessung (a in cm) kann der zugehörige Wert von D_{max} in cm aus Abb. 11 entnommen werden. Selbstverständlich kann diesem Verfahren nur die Bedeutung einer Annäherungsrechnung beigemessen werden. Auch wird es häufig praktisch gar nicht möglich sein, bis an die Grenze des hiernach zulässigen D_{max} zu gehen, da zu schwere Steine beim Mischvorgang Schwierigkeiten bereiten und da die Beschaffung eines derartigen Materials oft die Baukosten ungünstig beeinflussen wird. Auch ist bei Eisenbeton besondere Rücksicht auf die Eiseneinlagen zu nehmen. So gibt beispielsweise Stadelmann⁷⁾ (S. 7) als praktisches Maß für das größte Korn 100 mm an.

Nach Festlegung des größten Korndurchmessers D ist die weitere Frage nach dem günstigsten Verlauf der Siebkurve zu beantworten. Welcher k - und v -Wert ist also anzustreben?

Von einer idealen Kornzusammensetzung in betontechnischer

⁷⁾ Ed. Stadelmann, Gußbeton, Erfahrungen beim Schweizerischen Talsperrenbau. Zürich 1926. Verlag „Hoch- und Tiefbau“.

Tabelle II.

Bezeichnung der Bausiebkurve	k	v	k'	v'
1 Waßmannsdorfer Bausiebkurve für Kies : Splitt = 1 : 1 $D = 30 \text{ mm}$	48,2	0,89	45,7	0,89
2 Fullerkurve für Kies $u = 26\%$ $D = 30 \text{ mm}$	43,4	0,96	37,4	0,95
3 Fullerkurve für Kies + Splitt $u = 29\%$ $D = 30 \text{ mm}$	46,1	0,99	39,7	0,99
4 Dichteste Mischung nach Jung $D = 7 \text{ mm}$	45,0	0,97	31,2	0,90
5 Wirtschaftlich günstigste Siebkurve nach Jung $D = 7 \text{ mm}$	—	—	37,1	0,99
6 Siebkurve nach Graf $D = 7 \text{ mm}$	46,4	0,94	30,4	0,92
7 Vieserkurve, dichteste Mischung $D = 64 \text{ mm}$	45,85	0,78	44,75	0,77
8 Fullerkurve nach Vieser $D = 64 \text{ mm}$	47,15	0,76	44,7	0,76
Mittel aus 1 bis 8	46,14	0,898	38,87	0,896
9 Waßmannsdorfer Bausiebkurve für das gesamte Mischgut 1:3:3, bezogen auf RP fester Masse	55,7	0,92	45,5	0,85
10 Waßmannsd. Bausiebkurve f. d. gesamte Mischgut 1:0,6:2,7:2,7, bezogen auf RP fester Masse	58,5	0,94	46,6	0,82

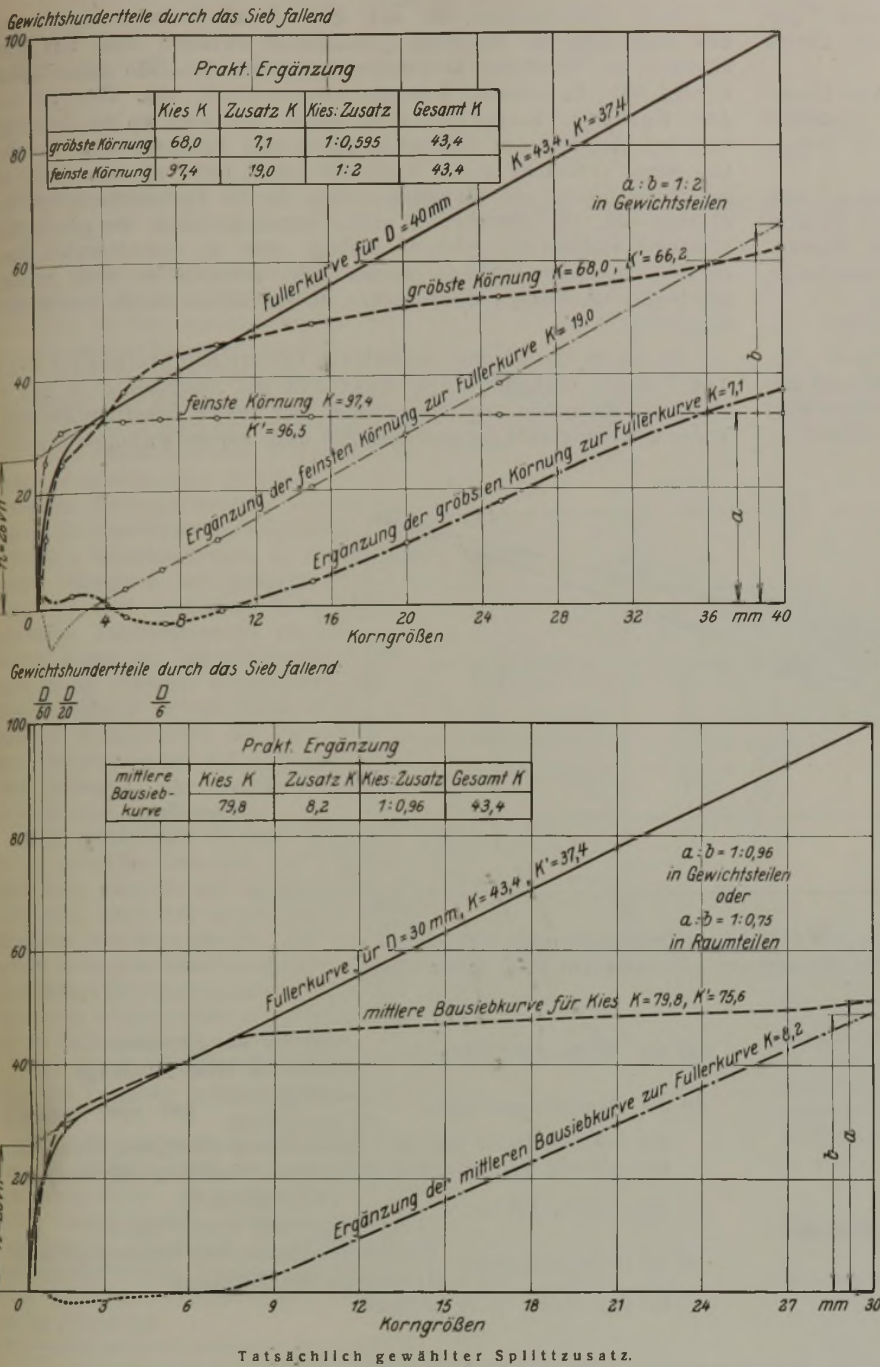


Abb. 12. Aufbesserung des Kornes des bei der Herstellung der Zentralkläranlage Waßmannsdorf verwendeten Grubenkieses durch Splittzusatz.

späterer Gelegenheit berichtet werden. Die Bedeutung der Fullerkurve findet sich jedenfalls hiernach bestätigt. Ihre Konstruktion ist in der Literatur⁹⁾ bereits des öfteren besprochen worden, sie ist für ein Beispiel in Abb. 2 durchgeführt. Das eingerüttelte Raumgewicht r der Fullermischung ($k \approx 45$) findet man übrigens von G. Bethke⁹⁾ (S. 9) = 1,99 und den Undichtigkeitsgrad $1 - \frac{r}{s} = 0,23$ angegeben, was mit den diesseitigen Feststellungen für r_∞ gut übereinstimmt (s. Abb. 7).

In der vorstehenden Zahlentafel II sind die k - und v -Werte für die in der Literatur nachgewiesenen günstigen Kornzusammensetzungen enthalten. Die auf Grund der Waßmannsdorfer Untersuchungen gefundenen günstigsten Werte sind ihnen dort gegenübergestellt. Es ist hierbei eine weitgehende Übereinstimmung festzustellen. Anzustreben

⁹⁾ Oskar Spetzler und Helmut Möhle, Die Baukontrolle beim Gußbeton, S. 20. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
¹⁰⁾ Dr.-Ing. G. Bethke, Das Wesen des Gußbetons. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer.

ist demnach allgemein ein Körnungsfaktor von etwa $k = 45$ bis 50, $k' = 40$ bis 45, sowie die v -Werte von $v = v' = 0,9$.

Jung (S. 631) weist außerdem darauf hin, daß die Kornzusammensetzungen mit 24 bis 27% Hohlraum am wirtschaftlichsten seien. Legt man hierbei Einrüttelungen bis zur Raumkonstanz zugrunde, so würde dieser Forderung laut Abb. 7 ein k -Wert von etwa 40 bis 48 entsprechen, was der oben aufgestellten Richtlinie gut entspricht. Für den k' -Wert von 40 bis 45 ergibt zwar die Abb. 7 nicht ganz das günstigste Hohlraumverhältnis. Die gegenüber dem in dieser Hinsicht bevorzugten k' -Wert = 55 geringere Oberfläche dürfte hier jedoch ausschlaggebende Bedeutung haben. Für $D = 30$ mm ergibt sich beispielsweise bei $k' = 45$ eine Gesamtoberfläche $o' \approx 1,5 \text{ m}^2/\text{kg}$ luttr. Zuschläge.

Der Feinmehlanteil ist in diesem Zusammenhange ohne Bedeutung, da er, wie bereits an früherer Stelle ausgeführt wurde, als magerer Bestandteil des Bindemittels und nicht als zu den Zuschlägen gehörig aufgefaßt wird. Sein Einfluß auf die Betoneigenschaften wird daher an anderer Stelle behandelt werden.

4. Praktische Anwendung des Ergebnisses.

In Abb. 12 ist ein praktisches Beispiel für die Bestimmung eines Zusatzstoffes für die Kornverbesserung von Kies dargestellt. Hierbei wurde wie folgt vorgegangen:

Nach Festlegung von D wurde die entsprechende Fullerkurve gezeichnet und die Bausiebkurve des vorhandenen Kieses in die Fullerkurve so eingepaßt, daß beide Kurven in ihrem anfänglichen Verlauf möglichst zusammenfielen. Es ergibt sich dann ein bestimmtes Mischungsverhältnis von a zu b für die beiden Zuschlagstoffe, das für die Erreichung der Fullerkurve notwendig ist.

Es ist nun mit genügender Genauigkeit möglich, den Aufbesserungsstoff auch rechnerisch mit Hilfe der Körnungsfaktoren k beispielsweise unter Vernachlässigung des Feinmehls wie folgt zu bestimmen:

Es soll ein k' -Wert = 45 erreicht werden. Ist nun beispielsweise k' bei der Bausiebkurve für Kies = 80, so ergibt sich der Körnungsfaktor k'_x des gesuchten Materials bei einem Zusatzverhältnis von Kies zum Zusatzstoff nach Gewichtsteilen wie 1 : 1 wie folgt:

$$\frac{80 + k'_x}{2} = 45, \text{ also } k'_x = 10.$$

Der erforderliche η'_x -Wert des Zusatzstoffes ergibt sich in diesem Falle zu $\eta'_x = 2 \cdot 63 - 90 = 36 \text{ GP}$, wenn der gewünschte η' -Wert = 63 GP und der des aufzubessernden Kiesmaterials = 90 GP ist.

Auf diese Weise erübrigt sich auch ein Aufsuchen günstiger Zuschlaggemische durch praktische Mischversuche, wie sie beispielsweise Ziemens¹⁰⁾ vorschlägt.

Im allgemeinen dürfte es genügen, wenn der Siebcurvenverlauf allein durch den Körnungsfaktor bezeichnet wird, insonderheit da die angelieferten Zuschlagstoffe gewöhnlich eine gewisse Veränderlichkeit der Kornzusammensetzung aufweisen. Die Werte des Körnungsfaktors der Bausiebkurven können mit genügender Genauigkeit aus der Rechentafel der Abb. 4 entnommen werden.

Die Kornzusammensetzung im festen Beton einschließlich der Bindemittel läßt sich, auf das Gewicht bezogen — wie bereits früher erwähnt —, wegen der verschiedenen spezifischen Gewichte nicht vergleichsfähig darstellen.

Die in Waßmannsdorf angewendeten günstigen Mischungsverhältnisse 1:3:3 und 1:0,6:2,7:2,7 sind daher in Abb. 13 auf RP der festen Masse bezogen dargestellt, wobei die Fullerkurve für die Mischung von Kies und Splitt zum Vergleich eingezeichnet worden ist. Ihre Kornzusammensetzung entspricht übrigens auch recht gut den von Prof. Graf¹¹⁾ aufgestellten Leitsätzen.

Die in Waßmannsdorf angewendeten günstigen Mischungsverhältnisse 1:3:3 und 1:0,6:2,7:2,7 sind daher in Abb. 13 auf RP der festen Masse bezogen dargestellt, wobei die Fullerkurve für die Mischung von Kies und Splitt zum Vergleich eingezeichnet worden ist. Ihre Kornzusammensetzung entspricht übrigens auch recht gut den von Prof. Graf¹¹⁾ aufgestellten Leitsätzen.

¹⁰⁾ H. Ziemens, Die Abhängigkeit der Festigkeit des Betons von seiner Kornzusammensetzung. Das Baugewerbe, Bautechnische Blätter 1926, Nr. 24.

¹¹⁾ Prof. Otto Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, S. 3. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer.

So beträgt das Gewicht von Zement und Zuschlägen unter 7 mm Korndurchmesser rd. 62% (Soll > 50 GP) vom Gewicht des festen Betons ohne Wasseranteil bei dem Mischungsverhältnis 1:3:3.

40,5 GP des Materials unter 7 mm Korndurchmesser sind vom Durchmesser < 0,24 mm (Soll rd. 40%). Der Gewichtsanteil der gesamten trockenen Stoffe unter 7 mm Korndurchmesser beträgt rd. 56 GP (Soll_{min} 45 bis 50%).

Jung (S. 615) stellt für dichteste Mischungen die Forderung auf, daß die Summe der Gewichtsanteile der beiden größten Korngrößen (in dem betreffenden Falle $D = 6,3$ und $d = 2,0$ mm) etwa 65% des Gesamtgewichtes der ganzen Kiesmischung ausmachen soll. Der entsprechende Anteil der Rückstände auf dem 2-mm-Sieb ist für $D = 30$ mm

bei der Fullerkurve für Kies: Splitt = 1:1 66,6 GP

„ „ Waßm. Baustiebcurve „ „ „ = 1:1 64,0 GP.

Es ergibt sich hier also eine gute Übereinstimmung. Doch dürfte eine derartige Bestimmung insofern nicht zu verallgemeinern sein, als dieser Wert bei gleichem Kurvenverlauf, aber verschiedenem D -Wert veränderlich ist.

Nach vorstehendem läßt sich kein Anlaß finden, weshalb bei der Beurteilung der Zuschläge grundsätzlich zwischen Sand und Kies im Sinne der Eisenbeton-Vorschriften vom September 1925 unterschieden werden soll. Es erscheint vielmehr unerheblich, eine Grenze bei dem Korndurchmesser 5 mm zu ziehen. Erst dort, wo der Zuschlagstoff bei Abnahme des Korndurchmessers zum Feinmehl wird, wo also von seiner Ver kittung durch Bindemittel nicht mehr gut die Rede ist ($\leq 0,2$ mm), kann eine Materialtrennung für die Untersuchung von Bedeutung sein. Da außerdem der größte Korndurchmesser, der gewöhnlich von dem vorhandenen Material abhängt, dem zu betonierenden Bauwerkteil möglichst angepaßt werden soll, erscheint es nicht ratsam, auf bestimmte Korngrößen bezogene Materialanteile durch Vorschriften festzulegen.

Zu den im vorstehenden behandelten für die Haupteigenschaften des Betons maßgeblichen Faktoren der Zuschläge D , k' und v' kommen noch neben den Eigenschaften der jeweils benutzten Zemente, Trasse und Steinmehle die anderweitigen nicht minder wichtigen Begriffe:

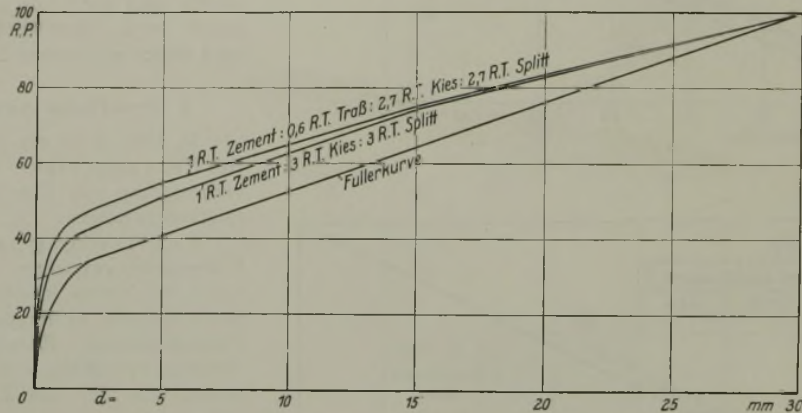


Abb. 13. Siebcurven der beim Bau der Berliner Zentralkläranlage Waßmannsdorf festgestellten günstigsten Betonmischungen, bezogen auf R.-T. fester Masse.

Schließlich sind in Abb. 3 noch die Vorschriften für die Auswahl der Betonzuschlagstoffe dem Verlauf der Fullerkurve gegenübergestellt, die vom Technischen Untersuchungsamt der Tiefbau-Deputation der Stadt Berlin durch Dr. Herrmann¹²⁾ sowie vom Deutschen Beton-Verein¹³⁾ aufgestellt sind. Man ersieht hier, daß diesen Richtlinien nur zum Teil und nur für ganz bestimmte D -Werte durch die Fullerkurve entsprochen wird.

¹²⁾ Dr. P. Herrmann, Über Beton zum Unterbau von Asphaltstraßen. Der Bauingenieur 1923, Heft 1, S. 18.

¹³⁾ Deutscher Beton-Verein E. V., Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. Obercassel-Siegbreis 1927.

- das Mischungsverhältnis = $\frac{\text{Gewicht des Zementes}}{\text{Gewicht der lufttr. Zuschläge}}$
- der Zementwasserfaktor = $\frac{\text{Zementgewicht}}{\text{Wassergewicht}}$, und zwar bezüglich des Wasseranteiles auf den festen Beton (Festigkeit, Dichtigkeit) und auf den Zeitpunkt des Anmachens (Fließfähigkeit) bezogen,
- der Feinmehlfaktor = $\frac{\text{Zementgewicht}}{\text{Feinmehlgewicht } (\leq 0,2 \text{ mm } \phi)}$,
- der Dichtigkeitsfaktor = $\frac{\text{Bindemittel(Zement, Traß, Feinmehl u. Wasser)}}{\text{Hohlräume der Zuschläge}}$ auf den festen Beton bezogen.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen über Schrumpfrisse bei Gußbeton.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Max Schinkel, Magdeburg.

Die großen als geschlossene Rahmen ausgebildeten Eisenbeton-Unterführungen unter der Dammstrecke des Mittellandkanals vor der Überschreitung der Elbe auf hoher Kanalbrücke müssen in mehr oder weniger betonfeindlichem Grundwasser (insbesondere SO₃-Gehalt bis rd. 400 mg/l) erbaut werden. Als Schutz dagegen war in den Entwürfen zunächst eine Umhüllung der ganzen Bauwerke mit mehreren Asphaltpapplagen und einer 0,30 mm starken Bleieinlage vorgesehen, die wiederum durch säurebeständige Klinkerschichten in Asphaltmörtel oder eine Betonschicht gegen äußere Beschädigungen geschützt werden sollte. Die hohen Kosten einer derartigen Bleipappisolierung einerseits und andererseits die in der Prüf-anstalt des Kanalbauamtes festgestellte Möglichkeit, mit den zur Verfügung stehenden Betonzuschlägen in zweckmäßiger Mischung einen Beton von großer Dichtigkeit mit geringen Kosten herzustellen, führten dazu, auf jede zusätzliche Dichtung von immerhin nur beschränkter Lebensdauer zu verzichten. Ein dauernder Schutz sowohl gegen das betonschädliche Grund- und Bachwasser als auch gegen etwaiges Kanalsickerwasser sollte lediglich durch einen möglichst dichten Beton erzielt werden, der einen zweimaligen Schutzanstrich mit Betonit erhält. Die Verwendung von Hochofenzement mit geringem Traßzusatz sollte weiterhin dazu beitragen, die Angriffsmöglichkeiten des SO₃-haltigen Grundwassers herabzusetzen.

Das gefährdetste Bauwerk in der fraglichen Kanalstrecke ist der Alte-Elbe-Durchlaß, ein 137 m langer zweiteiliger geschlossener Rahmen mit quadratischen Öffnungen von 3,50 m Lichtweite, durch den bei Niedrigwasser auch noch stark betonschädliche Abwässer fließen. Der am stärksten belastete Querschnitt unter dem Kanalleinpfad hat wegen der vorgeschriebenen ungünstigen Berechnungsannahmen verhältnismäßig starke Eisenbewehrung erhalten (Abb. 1), während die Betonstärken — 1,3 m für die Sohle und 1,2 m für die Decke, Mittel- und Seitenwände — auch bei den weniger belasteten Querschnitten beibehalten sind. Die Trageisen haben eine Beton-Überdeckung von 4,6 cm erhalten.

Die Vorversuche in der Prüf-anstalt für Baustoffe des Kanalbauamtes Magdeburg in Glindenberg mußten darauf gerichtet sein, einen Beton mit großer Dichte und hoher Druckfestigkeit zu erzielen. Dabei wurde zunächst nur der frachtgünstigst zu beziehende Hochofenzement V verwendet. Nachdem sich dieser jedoch als nicht immer normengemäß erwies, wurden statt dessen die Hochofenzemente T und W sowie später auch Portlandzement S verwendet. Die Normenprüfung ergab im Mittel für

Leider konnten die tieferliegenden groben Kiesschichten nicht rechtzeitig aufgeschlossen werden, so daß der gebaggerte Kies zu wenig grobes Korn hatte und für die Kiesgewinnung zu unwirtschaftlich war. Statt des Kiesel wurde daher Porphyritsplitt von 7 bis 25 mm aus Bodendorf beschafft. In der Prüf-anstalt ergab die Siebprobe der für die Würfelproben verwendeten Zuschlagstoffe im Mittel:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Sand	2	56	83	100	—	—	—	%
Splitt	—	—	—	—	31	100	—	%
Nach Graf noch zulässig für Sand	20	60	88	100	—	—	—	%

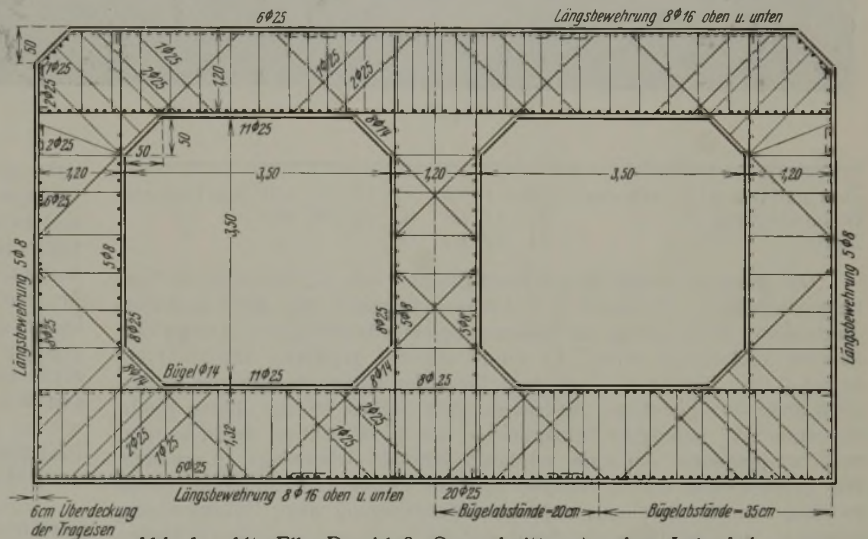


Abb. 1. Alte-Elbe-Durchlaß, Querschnitt unter dem Leinpfad.

Am günstigsten in bezug auf Druckfestigkeit und zugleich Dichtigkeit des Betons zeigte sich bei den Versuchen in der Prüf-anstalt die Mischung: 1 Hochofenzement : 0,2 Traß : 2 Sand 0 bis 7 mm : 2 Splitt 7 bis 25 mm, mit etwa 390 kg Hochofenzement W in 1 m³ fertigen Beton. Dabei hatte diese Mischung folgendes Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	22	45	57	65	73	96	100	%
Mörtel	34	69	87	100	—	—	—	%
Nach Graf noch zulässig	42	71	90	100	—	—	—	%

Der Wasserzusatz betrug 10 Gewichtsprozent einschließlich des Porenwassers, der Wasserzementfaktor nach dem Anmachen 0,55. Die Probekörper waren also als Weichbeton hergestellt. Nach 7 Tagen war die Würfelstärke 197 kg/cm², nach 28 Tagen 285 kg/cm². Bei der Wasserdurchlässigkeitsprobe war der 11 1/2 Stunden bis auf 10 at gesteigerte Enddruck 3 1/4 Stunden lang gehalten worden, ohne daß ein Wasserdurchtritt beobachtet werden konnte.

Der zur Baustelle gelieferte Kiessand wurde zum größten Teil unter Wasser gebaggert. Da die Siebanlage mit Lochsieben ausgestattet war, setzten sich die Löcher sehr bald mit anhaftendem nassen Sand mehr oder weniger zu, so daß der gesiebte Sand feiner ausfiel, als er bei dem an sich schon viel feine Körnung enthaltenden Naturkies in der Prüf-anstalt ausgesiebt war. Die Siebprobe ergab im Mittel für den zur Baustelle gelieferten Sand und Splitt:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Sand	2	62	86	98	100	—	—	%
Splitt	—	—	—	6	20	87	100	%

Bei den einzelnen Siebproben schwankte beim Sand der Kornanteil unter 1 mm zwischen 67 und 57%, lag jedoch gewöhnlich um 62%. Beim Splitt schwankte der Anteil an Korn unter 25 mm zwischen 95 und 70%, lag jedoch meist zwischen 80 und 90%. Der Anteil von Korn unter 12 mm schwankte zwischen 3 und 29% und lag im Durchschnitt um 20%. Das Siebergebnis des Betongemisches 1:0,2:2:2 war nicht sehr verschieden von dem in der Prüf-anstalt ermittelten, nämlich:

	Hochofenzement			Portlandzement S	
	V	T	W		
Abbindebeginn nach	7 1/4	2 3/4	4	3 1/2	Stunden
Abbindezeit	3 1/2	3	2 1/2	2 1/2	Stunden
Druckfestigkeit nach 28 Tagen	450	377	475	505	kg/cm ²

Die Beschaffenheit der verwendeten Zementsorten zeigt nach Angabe der Zementfabriken folgende Tafel:

	Hochofenzement		Portlandzement S
	T	W	
Kalk Ca O	40 %	50 %	64 %
Magnesia Mg O	8 "	3 "	2 "
Kieselsäure Si O ₂	29 "	26 "	21 "
Tonerde Al ₂ O ₃	14 "	15 "	6,4 "
Eisenoxyd Fe ₂ O ₃	1,5 "	1,4 "	2,3 "
Hydraulischer Modul	0,88	1,18	2,15

Der gemahlene Traß wurde aus Plaidt (Nettetal) bezogen.

Die Traßnormenprobe ergab von 100 g einen Rückstand von 12 g auf dem Sieb von 900 Maschen/cm²

31 " " " " " 2500 "

42 " " " " " 4900 "

Druckfestigkeit nach 28 Tagen 140 kg/cm².

Die Zuschlagstoffe, Sand bis 7 mm und Kies von 7 bis 25 mm Korngröße sollten getrennt zugesetzt werden. Es war beabsichtigt, Sand und Kies aus der in der Nähe des Kanals liegenden Entnahmestelle Barleben für den Kiessand des hohen Damms durch Aussieben zu gewinnen.

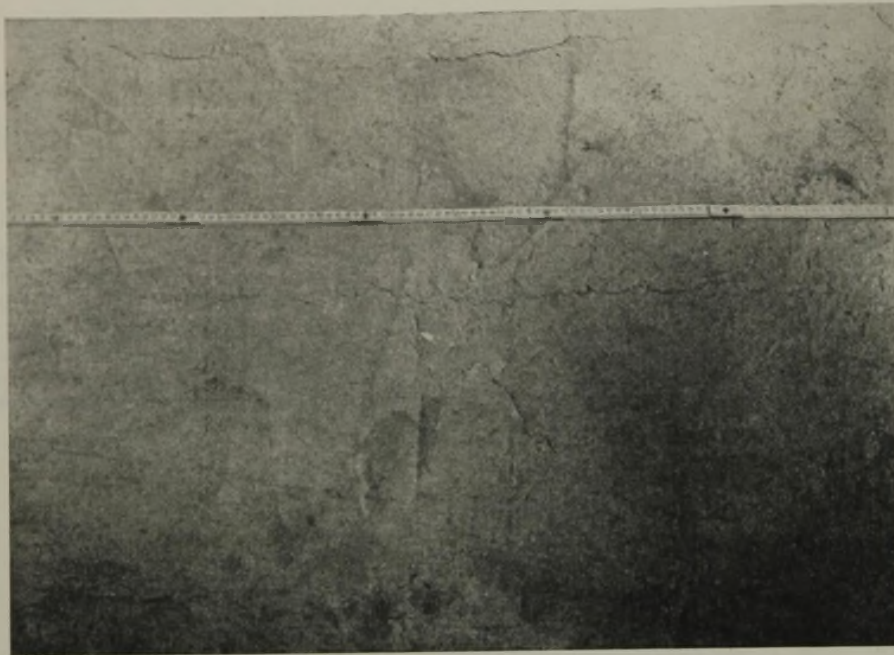


Abb. 2. Schrumpfrisse in einem Sohlenblock.

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	22	47	58	65	73	95	100	%
Mörtel	34	72	89	100	—	—	—	%

Das Bauwerk wurde in einzelnen Blöcken von 13,7 m Länge in Gußbeton hergestellt. Es wurde so viel Wasser zugesetzt, daß der Konsistenzdurchmesser 29 cm betrug bei Verwendung eines Trichters von 15 und 10 cm Durchm. und 7,5 cm Höhe. Es wurde zehnmal gerüttelt. Die Hübhöhe betrug 2 cm. Bei dieser Konsistenz fließt der Beton noch gerade in den etwa unter 30° geneigten Gießbrinnen. Die Sohlen bis zur oberen Kante der unter 45° geneigten Schräglächen mit je rd. 200 m³ Beton wurden zunächst gegossen, um eine möglichst schmale Arbeitsfuge zu erhalten. Die Seitenwände, die Mittelwand und die Decke mit rd. 350 m³ Beton je Block wurden in einem weiteren Arbeitsvorgang ohne Unterbrechung betoniert. Die Oberflächen der Sohle und der Decke sowie die Schräglächen wurden, sobald der Beton so weit angezogen hatte, daß er unter Benutzung von Bohlen begangen werden konnte, glatt abgezogen. Auf die Decke wurde möglichst bald eine dünne Sandschicht aufgebracht, die dauernd feucht gehalten wurde. Während der Herstellung Mitte August der ersten beiden Sohlen, für die der bei der Prüfung nicht normenmäßig sich erwiesene Hochofenzement V verwendet war, hatte man nichts Auffallendes beobachtet.

Für die weiteren Sohlenblöcke wurde vom 20. August ab, mit Ausnahme einer Sohle, die mit Hochofenzement W hergestellt wurde, nur Hochofenzement T verwendet. Dabei wurde zunächst darauf geachtet, daß der Abbindevorgang des Betons möglichst wenig gestört wurde. Dementsprechend wurde das Abziehen der Oberfläche sobald wie möglich nach Beginn des Abbindens begonnen und so schnell wie möglich in etwa 1 Stunde durchgeführt.

Unmittelbar nach dem Abziehen traten in der Sohlenoberfläche und in den Schräglächen eigenartige Risse auf, ähnlich wie die Trockenrisse beim Tonboden (Abb. 2). Die Risse zeigten sich ganz regellos nicht nur in den abgezogenen Oberflächen, sondern auch in den nicht abgezogenen Arbeitsfugen der Mittel- und Seitenwände. Diese ersten Risse waren teilweise über 0,5 m lang, bis 3 mm breit und bis 8 cm tief. Sie verliefen sowohl in der Längs- wie in der Querrichtung und waren keineswegs gleichmäßig über die Oberfläche verteilt. Während manche Stellen mit Rissen übersät waren, zeigten größere Flächen überhaupt keinen Riß. Stellenweise zeigten sich in den nicht abgeriebenen Mittel- und Seitenwänden die Risse besonders an den Stellen, wo die feinen Bestandteile ausgelaufen waren, während die Stellen mit dem größeren Korn und Splittanhäufungen rissfrei geblieben waren. An anderen Stellen war jedoch das Umgekehrte der Fall. Stellenweise war besonders um die Eisenquerschnitte herum und an der Schalung entlang ein Loslösen des Betons zu beobachten, während die Betonflächen zwischen den Eisenlagen rissfrei waren. An einzelnen Stellen haftete umgekehrt der Beton fest an den Eisen sowie an der Schalung, und die freie Betonfläche wies Risse auf. Mit Beendigung des Abbindevorganges, je nach der Temperatur etwa 9 bis 12 Stunden nach der Herstellung des Betons, war die Rissebildung beendet. Die Beobachtung zeigte, daß dann keine Erweiterung und Vergrößerung der Risse mehr eintrat. Alle eingeschalteten Flächen waren nach dem Ausschalen rissfrei.

Da die tiefen Risse sogar die Eiseneinlagen erreichten, wurden zur Beseitigung der Gefahr die Risse an den abgezogenen Flächen möglichst bald nach Beendigung des Abbindens mit Zementmilch wiederholt ausgegossen, bis nach Entweichen aller Luftblasen eine nahezu restlose Ausfüllung angenommen werden konnte. Im weiteren Verlauf bildeten sich dann keine neuen Risse. Die durch die Risse weniger gefährdeten Arbeitsfugen in den Mittel- und Seitenwänden wurden durch Abarbeiten einer mehrere cm starken Betonschicht etwa 24 Stunden nach der Herstellung und Abspritzen vor dem Aufbringen des neuen Betons gereinigt. Durch die erste Lage des neuen Betons wurden die etwa vorhandenen Risse geschlossen.

Bei der Wichtigkeit des Bauwerks durfte man sich aber nicht mit der möglichst einwandfreien Beseitigung der einmal aufgetretenen Schrumpfrisse zufrieden geben, es mußte vielmehr versucht werden, mit den zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffen von vornherein einen möglichst rissfreien Beton mit der erforderlichen Festigkeit und Dichtigkeit herzustellen. Das gesteckte Ziel ist schließlich vollständig erreicht worden.

Da der erhebliche Umfang der Schrumpfrisse in erster Linie mit dem hohen Zementgehalt zusammenhängt, wurde zunächst die fette Betonmischung so weit gemagert, wie es mit Rücksicht auf die Festigkeit und Dichtigkeit möglich war. Der nächste Wand- und Deckenblock wurde daher in der Mischung 1 : 0,2 : 2,3 : 2,3 betoniert mit einem Hochofenzementgehalt von 305 kg auf 1 m³ fertigen Beton und einer Würfelfestigkeit von 275 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Schrumpfrisse traten hierbei jedoch in der gleichen Weise und in demselben Umfange wie bisher auf. Auf dringenden Wunsch der liefernden Hochofenzementfabrik, die der Ansicht war, daß ihr Zement besonders viel Wasser zum Abbinden benötigte, wurde versuchsweise, um auch diese Frage restlos zu klären, die oberste Schicht der nächsten Decke mit etwas größerem Wasserzusatz betoniert und unverzüglich abgezogen. Nach dem Abbinden waren jedoch die Risse in noch stärkerem Maße zu beobachten. Danach wurde wieder, wie vorher, danach gestrebt den Wasserzusatz nicht unnötig zu erhöhen und nur so weit zuzulassen, wie es zur Erzielung eines gießfähigen Betons sowie zur vollständigen Umhüllung der Eisen und zur Vermeidung von Splittnestern unbedingt nötig war.

Irgendwelche weiteren Versuche in der Prüfanstalt konnten ein brauchbares Ergebnis nicht mit der erforderlichen Schnelligkeit bringen. Um der Bauausführung nahekommende Verhältnisse zu schaffen und insbesondere die Frage der Schrumpfrisse bei Verwendung verschiedener Zemente und mit verschiedenem Traßzusatz zu klären, wurden nunmehr auf der Baustelle große Betonblöcke von 1,5 × 1,5 × 0,9 = 2 m³ Inhalt in folgenden Mischungsverhältnissen hergestellt:

Block I: 1 Hochofenzement T : 0,2 Traß : 2,3 Sand 0 bis 7 mm : 2,3 Splitt 7 bis 25 mm;

„ II: 1 Hochofenzement T : 0,1 : 2,3 : 2,3;

„ III: 1 Portlandzement S : 0,2 : 2,3 : 2,3.

Der Wasserzusatz war derselbe wie bei dem verwendeten Gußbeton des Bauwerks. Das Ergebnis nach dem Abbinden war folgendes:

Block III sonderte reichlich Wasser an der Oberfläche ab, bis zu 5 cm. Er zeigte keine Schrumpfrisse und setzte nicht von der Schalung ab.

Block I sonderte weniger Wasser ab. Er zeigte neben mehreren kleineren in Blockmitte zwei stärkere Schrumpfrisse, davon war der eine 2 mm stark und 6 cm tief. Der Block hatte durchweg 2 mm von der Schalung abgesetzt.

Block II zeigte neben kleineren Rissen einen größeren Riß, der jedoch nicht die Breite und Tiefe der Risse beim Block I hatte. Der Block setzte etwa 1 mm von der Schalung ab.

Die Blöcke I und II zeigten an der Oberfläche eine schmierige, scheinbar besonders aus Traß bestehende Schlemmeschicht, die beim Block III nicht vorhanden war. Der verwendete Hochofenzement T enthält, wie die oben gegebene Analyse zeigt, verhältnismäßig wenig CaO.

Dieser Versuch hatte also gezeigt, daß bei den verwendeten Zuschlagstoffen einmal Hochofenzement T mehr als Portlandzement S zu Schrumpfrissen neigt, und ferner, daß die Risse mit zunehmender Menge des Traßzusatzes wachsen.

Zur weiteren Klärung wurden unverzüglich nochmals drei Probestücke in denselben Abmessungen mit 2 m³ Inhalt und in dem gleichen Mischungsverhältnis 1 : 0,2 : 2,45 : 2,25 unter Verwendung von Hochofenzement T (Block IV) und von Hochofenzement W (Block V) sowie von Portlandzement S (Block VI) hergestellt mit dem gleichen Wasserzusatz wie beim Gußbeton des Bauwerks. Das Verhältnis des Sandes zum Splitt 2,45 : 2,25 entspricht etwa dem bisherigen Verhältnis 2,3 : 2,3 für Korn von 0 bis 7 mm und von 7 bis 25 mm unter Berücksichtigung des Umstandes, daß zur

besseren Ausnutzung der Siebanlage der gesiebte Sand von 0 bis 25 mm angeliefert wurde. Die mittlere Siebprobe ergab:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Sand	2	55	79	92	98	100	—	%
Splitt	—	—	—	6	20	87	100	%
Betonmischung	19	43	55	62	73	95	100	%
Mörtel	31	69	89	100	—	—	—	%

Nach dem Einbringen des Betons trat bei allen drei Blöcken ein allmähliches Setzen ein, und zwar am stärksten beim Block VI mit 1,8 cm, beim Block V mit 1 cm und beim Block IV mit 0,3 cm. Block VI sonderte wieder am meisten Wasser ab, Block IV am wenigsten. Dieser verbrauchte das Wasser auch am schnellsten wieder.

Das Abbinden trat zuerst beim Block IV etwa nach 2 Stunden in Erscheinung verbunden mit Absetzen von der Schalung, dann folgte Block V, der nur wenig von der Schalung absetzte. Block VI begann mit dem Abbinden am spätesten und setzte überhaupt nicht von der Schalung ab.

Schrumpfrisse an der Oberfläche traten beim Block VI überhaupt nicht auf. Beim Block V zeigten sich während des Abbindevorganges einzelne feine Haarrisse in der obersten Schicht, die sich jedoch später wieder schlossen. Beim Block IV zeigten sich nach 2 Stunden, also bei Beginn des Abbindens etwas stärkere Haarrisse. Nach 4 1/2 Stunden erschienen 2 stärkere Risse bis 18 cm lang.

Nach dem Ergebnis dieser Versuche schien es geklärt zu sein, daß unter den gegebenen Verhältnissen mit den beiden vorhandenen Hochofenzementen T und W keine rissfreie Betonoberfläche, wohl aber mit Portlandzement S herzustellen ist. Wegen der großen Bedeutung, die die Schrumpfrisse für die wichtigen Unterführungsbauwerke haben, wurde daraufhin lieber auf die Vorteile des Hochofenzements gegenüber dem betonfeindlichen Wasser verzichtet, wenn mit Portlandzement und Traßzusatz ein dichter rissfreier Beton erzielt werden konnte, der einen sicheren Schutz der starken Eisenbewehrung gewährleistete. Hochofenzement sollte danach vom 5. September ab nur noch für die nicht mit Eiseneinlagen versehenen Flügelmauern verwendet werden.

Der Traßzusatz von 0,2 auf 1 Portlandzement schien mit Rücksicht auf das betonschädliche Grund- und Bachwasser recht gering. Er wurde daher auf 0,33 : 1 erhöht und folgendes Mischungsverhältnis verwendet: 1 Portlandzement S : 0,33 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt.

Die Siebkurven des Sandes 0 bis 25 mm und des Splittes 7 bis 25 mm sind dieselben wie oben angegeben. Das Siebergebnis des Betons ist folgendes:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	21	45	56	63	73	95	100	%
Mörtel	32	71	90	100	—	—	—	%

Der Wasserzusatz wie bisher geschah von nun ab mittels eines mechanischen Wasserreglers, der, abgesehen von dem wechselnden Porenwasser der Zuschlagstoffe, eine gleichmäßige Konsistenz gewährleistete. Bei dem nächsten mit dieser Mischung betonierten Sohlenblock traten wider Erwarten 1 Stunde nach der Fertigstellung zunächst an den Schräglflächen Haarrisse und außerdem ein größerer Schrumpfriß von 40 cm Länge und 1,5 mm Breite auf. Im weiteren Verlauf des Abbindens traten auch an der Oberfläche der Sohle feine Risse auf, die jedoch nicht die Eiseneinlagen erreichten.

Das nach dem Verhalten des 2 m³ großen Probekblocks unerwartete Auftreten der Schrumpfrisse auch beim Portlandzement S mußte entweder auf die nicht gleichen Verhältnisse in dem eisengewehrten Bauwerk und dem Probekörper ohne Eisen oder auf den höheren Traßzusatz zurückgeführt werden. Es wurde daher der folgende Wand- und Deckenblock statt mit 0,33 nur mit 0,2 Traßzusatz auf 1 Portlandzement S betoniert mit folgendem mittleren Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	19	44	54	63	72	94	100	%
Mörtel	31	70	87	100	—	—	—	%

Die Decke des mit diesem Mischungsverhältnis betonierten nächsten Wand- und Deckenblocks wurde am 8. September 6 Uhr früh fertiggestellt. Gegen 11 Uhr zeigten sich die ersten Risse, und zwar in einer Fläche von wenigen Quadratmetern mehrere feine und nur ein einziger größerer Riß 50 cm lang, 1/2 mm breit und bis 6 cm tief. Im übrigen war die Oberfläche der Decke rissfrei.

Beim Betonieren des nächsten Sohlenblocks mit dem gleichen Mischungsverhältnis war das Ergebnis ein ähnliches: ein einzelner stärkerer Riß in einer Schräglfläche, mehrere feine, nicht sehr tiefe Risse 5 bis 10 cm lang in der Sohlenoberfläche.

Beim nächsten Sohlenblock zeigten sich innerhalb des Sohlenbetons während des Betonierens in dem frischen, durch irgendwelche Verzögerungen etwa 2,5 Stunden vorher gegossenen Beton zwei etwa 1 mm

starke Schrumpfrisse von 1,7 und 0,6 m Länge, die durch die nächste Betonlage zugeschlämmt wurden. Drei Stunden nach Fertigstellung dieses Sohlenblocks zeigte sich an einer Schräglfläche ein 1,5 cm tiefer, 0,6 m langer Riß. An der wagerechten Oberfläche der Sohlen traten mehrere 5 bis 10 cm lange, wenig tiefe feine Risse auf.

Eine weitere, am 11. u. 12. September gegossene Decke zeigte keine größeren Risse, aber einzelne, über die ganze Oberfläche der Decke verteilte feinere Risse.

Obwohl bei Verwendung des Portlandzements S gegenüber Hochofenzement T und durch Verminderung des Traßzusatzes beim Portlandzement von 0,33 auf 0,2 der Umfang der Schrumpfrisse offenbar erheblich geringer geworden war, konnte bis zum 12. September doch keine vollkommen rissfreie Betonoberfläche erzielt werden.

Zur Klärung der Frage, inwieweit das stark vertretene feinste Korn, insbesondere auch Traß beim Betongemisch die Schrumpfrisse begünstigte, wurden noch 2 weitere Probekörper von 2 m³ Inhalt, genau wie der Bauwerkbeton, in folgendem Mischungsverhältnis gegossen:

- Block VII: 1 Portlandzement S : 0,33 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt,
- „ VIII: 1 Hochofenzement T : 2,45 Sand : 2,25 Splitt.

Beide Probekörper zeigten keine Schrumpfrisse während des Abbindens und setzten auch nicht von der Schalung ab.

Das Ergebnis beim Block VII lehrt wieder, daß selbst diese verhältnismäßig großen Probekörper, allerdings ohne Eiseneinlagen, die Verhältnisse im Bauwerk nicht ganz wiederzugeben vermögen. Das Ergebnis beim Block VIII im Vergleich zum Block IV (s. oben) zeigt ebenso wie die

Erfahrung beim Bauwerkbeton mit Portlandzement und 0,2 bzw. 0,33 Traßzusatz, daß der höhere Traßzusatz bei den gegebenen Verhältnissen sehr wohl eine Rolle bei den Schrumpfrissen spielt. Andererseits geht daraus hervor, daß die Schrumpfrisse nicht infolge zu großer Wärmeentwicklung beim Abbinden, die allerdings im Bauwerk nicht festgestellt wurde, entstanden sind. Diese Ansicht wird bestätigt durch den in der Prüfungsanstalt ermittelten

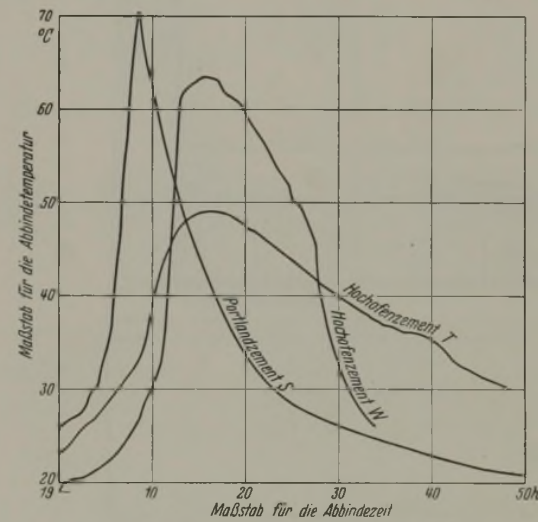


Abb. 3. Verlauf der Abbindewärme bei verschiedenen Zementen.

Verlauf der Temperaturlinien beim Abbinden für die verschiedenen Zemente (Abb. 3). Diese Linien sind ermittelt für reinen Zementbrei, der in einer Thermosflasche erhärtete und dessen Abbindewärme mittels eines eingehängten, gut abgedichteten Thermometers beobachtet wurde. Die verschiedenen Anfangstemperaturen beruhen auf verschiedenen Zimmertemperaturen bei Ausführung der Versuche. Gerade in den ersten zehn Stunden ist die Abbindewärme beim Portlandzement S sehr bedeutend, während sie bei dem am meisten zu Schrumpfrissen neigenden Hochofenzement T am geringsten ist. Auch die absolut höchsten Abbinde Temperaturen stehen im umgekehrten Verhältnis zu dem Verhalten gegenüber Schrumpfrissen. Inwieweit darüber hinaus das zu stark vertretene feine und feinste Korn beim Sand unter 1 mm zur Begünstigung der Schrumpfrisse beitrug, sollte beim Betonieren des folgenden Wand- und Deckenblocks durch Zusatz von Feinsplitt von 2 bis 7 mm Korngröße erprobt werden. Der Feinsplitt war geeignet, sowohl das in der Mischung nicht genug vorhandene Korn mittlerer Größe anzureichern, als auch die absolute Menge des feinen Kornes herabzusetzen. Es wurde folgendes Mischungsverhältnis gewählt:

- 1 Portlandzement S : 0,2 Traß : 2 Sand (0 bis 25 mm) : 1 Feinsplitt (2 bis 7 mm) : 2,25 Splitt (7 bis 25 mm).

Die Siebkurve von Sand und Splitt ist oben gegeben. Die Siebprobe des Feinsplitts und Betongemisches war:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Feinsplitt	—	2	45	93	100	—	—	%
Betongemischung	20	38	52	65	75	96	100	%
Mörtel	31	58	80	100	—	—	—	%

Mit diesem Mischungsverhältnis wurden lediglich die oberen 40 cm der nächsten Decke am 20. September betoniert. Um 6 Uhr früh war das Betonieren beendet. Um 11 Uhr zeigten sich an der Oberfläche der Decke

gleichmäßig über die ganze Fläche verteilt feine Schrumpfrisse. Um dieselbe Zeit wurde mit dem Abziehen begonnen, wodurch die bereits entstandenen Risse beseitigt und eine etwaige weitere Rissebildung unterbunden wurde. Demnach mußte festgestellt werden, daß ein Zusatz von mittlerem Korn des Sandes die Bildung von Schrumpfrissen nicht verminderte, und es durfte weiter daraus gefolgert werden, daß in der nicht genügenden Abstufung der Korngröße der Zuschlagstoffe kein nennenswerter Grund zur Rissebildung liegt. Die weiteren Blöcke wurden daher ohne Zusatz von Feinsplitt betoniert. Da es jedoch ohne Mehrkosten möglich war, wurde zur Verbesserung der Kornabstufung der Splitt in einer Korngröße von 2 bis 25 mm abgerufen.

Offenbar war nunmehr alles erreicht, was mit den vorhandenen Betonzuschlägen und den zur Verfügung stehenden Zementsorten zur Einschränkung der Schrumpfrisse getan werden konnte.

Inzwischen konnte auch bei der Straßenunterführung Glindenberg, einem 117 m langen Eisenbeton-Vollrahmen, nach Fertigstellung des bis 4,5 m mächtigen Unterbetons mit der Herstellung des Eisenbetons be-

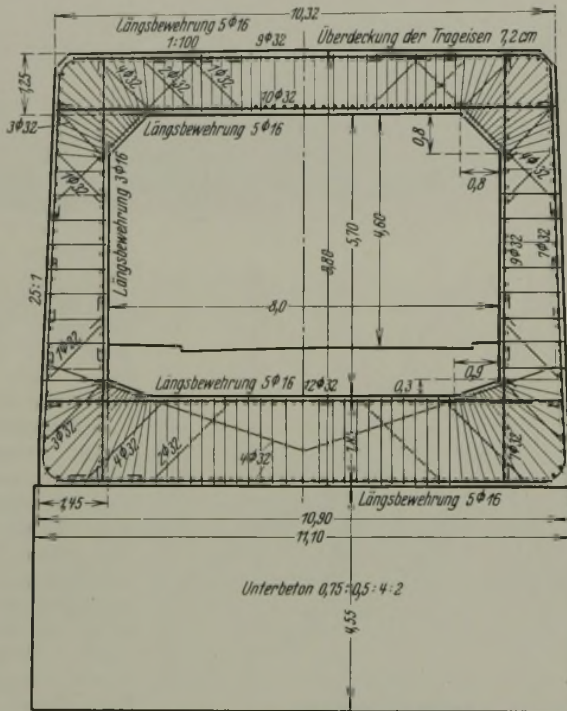


Abb. 4. Straßenunterführung Glindenberg, Querschnitt unter dem Leinpfad.

gonnen werden. Der am stärksten belastete Querschnitt unter dem Leinpfad (Abb. 4) hat eine Sohlenstärke von 1,85 m, eine mittlere Wandstärke von rd. 1,40 m und eine Deckenstärke von 1,25 m mit 32 mm starken Trageisen und 6 cm Betonüberdeckung. Die Länge der einzelnen gegossenen Blöcke betrug 10,75 bis 13,65 m. Der Arbeitsvorgang — nur eine Arbeitsfuge oberhalb der unteren Schrägfläche — war derselbe wie beim Alte-Elbe-Durchlaß.

Die an dem Alte-Elbe-Durchlaß bis dahin gemachten Erfahrungen wurden hier verwertet und, da eine größere Menge Hochofenzement *W* angeliefert war, wurden damit die Sohlenblöcke, und zwar ohne Traßzusatz, hergestellt. Die chemische Analyse des Hochofenzementes *W* (s. oben) schien auch mit Rücksicht auf das betonfeindliche Wasser die Fortlassung des Traßzusatzes zu gestatten, wodurch bei den Versuchsblöcken an dem Alte-Elbe-Durchlaß (vergl. Block VIII) die Neigung zu Schrumpfrissen vermindert war. Das Mischungsverhältnis: 1 Hochofenzement *W*: 2,45 Sand : 2,25 Splitt ergab das folgende mittlere Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	17	43	54	63	70	95	100	%
Mörtel	27	67	85	100	—	—	—	%

Als später zur Verbesserung der Kornabstufung der Splitt von 2 bis 25 mm angeliefert wurde, ergab eine mittlere Sieprobe:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	mm Durchm.
Betonmischung	17	42	54	66	78	92	100	%
Mörtel	25	64	82	100	—	—	—	%

Etwa drei Stunden nach Beendigung der Betonierungsarbeiten an den ersten Sohlenblöcken traten an der Oberfläche feine Schrumpfrisse auf. Im weiteren Verlauf des Abbindens zeigten sich dann im allgemeinen eine große Anzahl von Haarrissen, besonders auch in den Schrägflächen.

Einzelne größere Risse erreichten bis 50 cm Länge, 3 cm Tiefe und 1 mm Breite. Die Eiseneinlagen wurden also nicht erreicht. Es wurde ferner beobachtet, daß die Anzahl und Größe der Schrumpfrisse an den abgezogenen Oberflächen um so geringer war, je später der Beton abgezogen und glatt gestrichen wurde. Diese Erscheinung ist aber darauf zurückzuführen, daß bereits vorhandene Risse beim Abziehen wieder zugeschmiert wurden.

Damit auch der in erheblicher Menge angelieferte Hochofenzement *T* in solchen Teilen, wo keine Schrumpfrisse zu befürchten waren, verbraucht wurde, wurden damit die sämtlichen eingeschalteten Seitenwände der Straßenunterführung Glindenberg bis an die oberen Schrägflächen in demselben Mischungsverhältnis 1 Hochofenzement *T*: 2,45 Sand : 2,25 Splitt, ebenfalls ohne Traß betoniert.

Der erste Deckenblock der Straßenunterführung Glindenberg wurde, wie zuerst beim Alte-Elbe-Durchlaß, versuchsweise mit 1 Portlandzement *S*: 0,33 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt (s. oben) hergestellt mit demselben Erfolg wie dort. Neben einer großen Anzahl von Haarrissen zeigten sich viele Risse bis 50 cm Länge, 1 mm Breite und 3 cm Tiefe, obwohl diese Decke erst 5 bis 8 Stunden nach dem Aufbringen des letzten Betons abgerieben wurde.

Die beiden nächsten Deckenblöcke in dem Mischungsverhältnis 1 Portlandzement *S* : 0,2 Traß : 2,45 Sand : 2,25 Splitt zeigten auf der Oberfläche nach dem Abreiben nur sehr wenig Haarrisse. Die dritte und alle weiteren Deckenblöcke in demselben Mischungsverhältnis und ebenfalls 5 bis 8 Stunden nach Beendigung der Betonierungsarbeiten abgerieben, waren, abgesehen von einzelnen Haarrissen bis 15 cm Länge und 2 cm Tiefe, nahezu rissfrei.

Das gleiche Ergebnis wurde übrigens bei zwei Deckenblöcken mit dem Hochofenzement *W* in dem Mischungsverhältnis 1 Hochofenzement *W*: 2,45 Sand : 2,25 Splitt, also ohne Traß erzielt. Die damit hergestellten Deckenblöcke wurden sämtlich erst 8 bis 12 Stunden nach dem Einbringen des letzten Betons glatt gerieben. Vor dem Glattreiben hatten sich zwar bereits vereinzelte feine Schrumpfrisse gezeigt, die aber bei der geringen Tiefe restlos und einwandfrei zugerieben werden konnten.

Außer dem Eisenbeton der Vollrahmen wurde mit denselben Zementsorten, aber mit Naturkies und Siebkies, statt Sand und Splitt als Zuschlagstoffe der Unterbeton der Straßenunterführung Glindenberg sowie der Flügelmauerbeton bei beiden Bauwerken ohne Eiseneinlagen und mit weniger Zementgehalt hergestellt. Dabei wurden weitere Beobachtungen über das Auftreten von Schrumpfrissen gemacht, die für ihre Beurteilung wichtig sind.

Der Unterbeton der Straßenunterführung Glindenberg (Abb. 2) brauchte keine besonders hohe Festigkeit zu haben, er sollte aber dicht und möglichst wenig angreifbar durch betonschädliches, vor allem SO_2 -haltiges Grundwasser sein. Es wurde folgendes Mischungsverhältnis gewählt: 0,75 Hochofenzement *W*: 0,5 Traß : 4 Naturkies : 2 Siebkies mit einer Würfel- festigkeit von 133 kg/cm² nach 28 Tagen.

Die Siebproben hatten folgendes mittleres Ergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Naturkies	3	58	78	87	92	97	100	—	%
Siebkies	1	3	4	13	41	84	98	100	%
Betonmischung	14	39	52	61	80	94	99	100	%
Mörtel	24	66	87	100	—	—	—	—	%

Der Wasserzusatz betrug etwa 8 Gewichtsprozent ohne Berücksichtigung des Porenwassers. Nur an zwei verschiedenen Blöcken wurden einzelne feine Haarrisse bis zu 40 cm Länge und 1,5 cm Tiefe festgestellt.

Die Flügelmauern der Straßenunterführung Glindenberg wurden mit denselben Zuschlagstoffen im Mischungsverhältnis: 1 Hochofenzement *W* : 0,2 Traß : 4 Naturkies : 2 Siebkies hergestellt mit einem mittleren Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Betonmischung	15	38	59	66	78	94	99	100	%
Mörtel	23	57	88	100	—	—	—	—	%

Das Ergebnis bezüglich der Schrumpfrisse war etwa das gleiche wie oben beim Unterbeton. Da im ersten Fall 1,25 Raumteile oder 1,44 Gewichtsteile, im zweiten Fall 1,20 Raumteile oder 1,45 Gewichtsteile Hochofenzement *W* + Traß mit denselben Zuschlagstoffen gemischt sind, zeigt sich, daß in bezug auf Schrumpfrisse die Menge des Hochofenzementes *W* teilweise durch Traß ersetzt werden kann.

Versuchsweise wurde ein Flügel mit Hochofenzement *T* statt Hochofenzement *W* und außerdem ohne Traß betoniert, also in dem Mischungsverhältnis: 1 Hochofenzement *T* : 4 Naturkies : 2 Siebkies mit folgendem mittleren Siebergebnis:

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Betonmischung	13	37	58	66	77	94	99	100	%
Mörtel	20	56	88	100	—	—	—	—	%

Der letzte Beton dieses Flügels war um 22 Uhr fertig gegossen. Am nächsten Morgen zeigten sich in der Oberfläche stärkere Risse bis 1 m Länge, 2 mm Breite und 5 cm Tiefe. Auch hatte der Beton wesentlich stärker von der Schalung abgesetzt, als beim Betonieren mit Hochofenzement $W + 0,2$ Traß beobachtet worden war.

Die Flügelmauern des Alte-Elbe-Durchlasses wurden mit Portlandzement S und Traßzusatz, sonst in demselben Mischungsverhältnis 1 Portlandzement $S : 0,2$ Traß : 4 Naturkies : 2 Siebkies betoniert, ohne daß an der Oberfläche Schrumpfrisse auftraten.

Es zeigte sich also deutlich bei dem Beton der Flügelmauern dieser beiden Bauwerke, daß einmal der geringere Zementgehalt gegenüber dem Eisenbeton der Vollrahmen die Schrumpfrisse zurücktreten läßt, daß ferner der Portlandzement S am wenigsten, der Hochofenzement T am meisten zu Schrumpfrissen neigt, während der Hochofenzement W dem Portlandzement S in dieser Beziehung nahesteht.

Alle bisher behandelten Betonmischungen waren als Gußbeton mit etwa 8 bis 10 Gewichtsprozent Wasser ausschließlich des wechselnden Porenwassers, zusammen mindestens 12 Gewichtsprozent, und einem Konsistenzdurchmesser von 26 bis 29 cm bei Verwendung des oben erwähnten kleinen Trichters hergestellt worden. Die reinen Beton-Widerlager und Flügelmauern der Reichsbahnunterführung Elbeu (Abb. 5) wurden auch im Sommer 1928 mit denselben Zementsorten und Zuschlagstoffen, jedoch als Weichbeton mit etwa 8 bis 10 Gewichtsprozent Wasserzusatz einschließlich des Porenwassers mittels Förderbandes und Schüttrichters eingebracht. Wegen dieser Art des Einbringens und wegen der fehlenden Eiseneinlagen brauchte der Wasserzusatz nicht so hoch zu sein. Ferner konnte der Zementzusatz wesentlich geringer gehalten werden. Beide Maßnahmen mußten günstig hinsichtlich der Schrumpfrisse wirken. Es sind dann auch während der ganzen Bauausführung keine Schrumpfrisse beobachtet worden. Die Flügelmauern und der untere Teil der Widerlager wurden im Mischungsverhältnis: 1 Portlandzement $S : 0,25$ Traß : 4 Naturkies : 4,3 Siebkies betoniert, mit einem Zementgehalt von 186 kg auf 1 m^3 fertigen Beton und 188 kg/cm^2 Würfel Festigkeit nach 28 Tagen. Der obere Teil der Widerlager wurde im Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 3 : 3,25 hergestellt, mit einem Zementgehalt von 242 kg auf 1 m^3 fertigen Beton, 270 kg/cm^2 Würfel Festigkeit nach 28 Tagen und mit folgendem mittleren Siebergebnis (Naturkies und Siebkies wie oben):

Durchfall durch ein Sieb von	0,24	1	3	7	12	25	40	70	mm Durchm.
Betonmischung	15	38	46	54	69	92	99	100	%
Mörtel	27	70	85	100	—	—	—	—	%

Um den reichlich angelieferten Hochofenzement T an ungefährlicher Stelle auch hier mit zu verbrauchen, wurde er bei den unteren Teilen von zwei Flügelmauern im oben angegebenen Mischungsverhältnis 1 : 0,25 : 4 : 4,3 verwendet, ohne daß irgend etwas Besonderes in bezug auf Schrumpfrisse festgestellt werden konnte.

Im Laufe der Betonierungsarbeiten war also Gelegenheit geboten, das Wesen der Schrumpfrisse in weitestem Maße an umfangreichen Bauausführungen zu erforschen. Dabei ist es gelungen, unter Beibehaltung der zur Verfügung stehenden Zementsorten und Zuschlagstoffe, die bei Beginn der Arbeiten in erschreckend großer Anzahl und wegen der teilweise erheblichen Tiefe und für die Eiseneinlagen geradezu gefährlichen Ausdehnung aufgetretenen Schrumpfrisse nahezu restlos zu vermeiden bzw. die in ganz ungefährlichem Maße noch vorhandenen Schrumpfrisse einwandfrei vor Beginn der Erhärtung des Betons zu beseitigen.

In Übereinstimmung mit den Laboratoriumversuchen von Prof. O. Graf¹⁾ im Stuttgarter Materialprüfungsamt (die allerdings erst nach Fertigstellung der Bauwerke dem Verfasser zur Kenntnis kamen) wurde festgestellt, daß das Schrumpfen des frischen Betons während des Abbindevorganges vor allem von der Zementmenge, den besonderen Eigenschaften

des Zements und von der Größe des Wasserzusatzes beeinflusst wird. Daneben spielt unter gewissen Verhältnissen die Höhe des Traßzusatzes und die Feinheit des Sandes eine, wenn auch nicht erhebliche Rolle. Es hat sich gezeigt, daß bei fettem Beton, hohem Wasserzusatz und Verwendung von solchem Zement, der besonders zum Schrumpfen neigt, das Maß des Schrumpfens sehr erheblich sein kann. Wenn außerdem aus besonderen Gründen Traß verwendet werden muß und der Sand besonders feine Körnung besitzt, werden die Bedingungen für das Auftreten von Schrumpfrissen weiter begünstigt.

Bei wichtigen, stark beanspruchten Eisenbetonbauten, die einen fetten Beton bedingen, sollte man daher zur möglichsten Vermeidung der Schrumpfrisse vorher einen Zement durch Versuche in der Prüfanstalt auswählen, der möglichst wenig zu Schrumpfrissen neigt. Weiter sollte der Wasserzusatz auf das unbedingt nötige Maß beschränkt werden und ferner eine

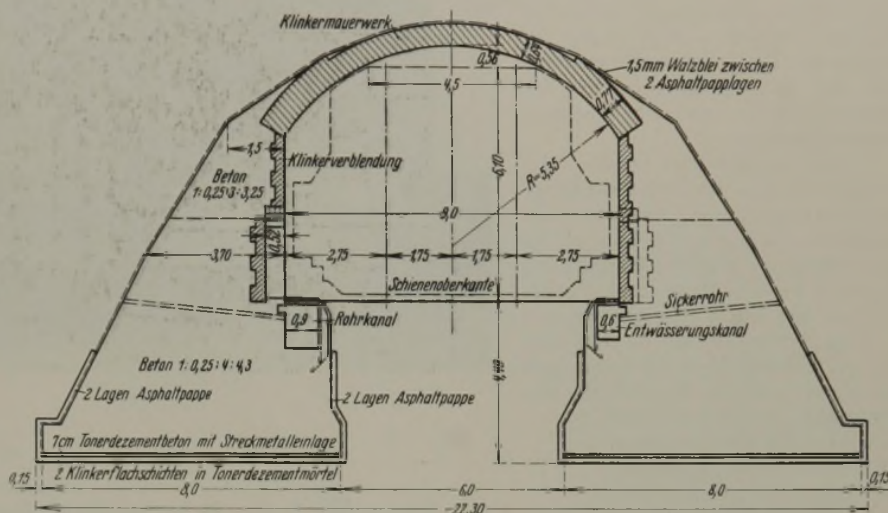


Abb. 5. Unterführung der Reichsbahn Magdeburg—Stendal, Querschnitt in der Mitte.

gute Zusammensetzung der Zuschlagstoffe, insbesondere der feineren Teile, angestrebt werden. Endlich kann durch nicht zu geringe Beton-Überdeckung der Eiseneinlagen die Gefährlichkeit der Schrumpfrisse herabgemindert werden, so daß dann die vielleicht schwer zu vermeidenden Haarrisse und flacher gehenden Schrumpfrisse die Eiseneinlagen nicht gefährden.

Wenn trotzdem Schrumpfrisse nach Beginn des Abbindens auftreten, müssen sie während des Abbindevorganges, solange also der Beton noch weich ist, durch Abreiben unter einem gewissen Druck beseitigt werden. Dabei kann man entweder so vorgehen, daß durch wiederholtes Abreiben die im Verlaufe des Abbindens etwa wieder auftretenden Schrumpfrisse zgedrückt werden oder daß man bis kurz vor Abschluß des Abbindevorganges, also etwa 9 bis 12 Stunden nach Herstellung des Betons mit dem Abreiben wartet und dann möglichst schnell, jedenfalls vor dem Abschluß des Abbindens, alle Schrumpfrisse durch das Abreiben beseitigt. Die Erfahrung hat gelehrt, daß man nicht allzu ängstlich zu sein braucht und, mit der nötigen Vorsicht beim Betreten, ohne Gefahr für die Erhärtung des Betons mit dem Abreiben ziemlich lange warten kann. Wenn die Schrumpfrisse keine erhebliche Ausdehnung haben und hauptsächlich sich nur als Haarrisse zeigen, ist dieses letztere Verfahren das zweckmäßigere. Bei starken und namentlich tiefen Schrumpfrissen ist es allerdings schwierig, wenn allzulange mit dem Abreiben gewartet wird, die tiefen Risse noch vollständig zuzudrücken. Es kommt dann leicht nur ein oberflächliches Zuschmieren zustande, während die eigentlichen Risse bis in die Tiefe erhalten bleiben und ihre Gefährlichkeit behalten. In diesem Falle ist es empfehlenswerter, nicht allzulange mit dem Abreiben zu warten und die etwa nach dem ersten Abreiben sich wieder zeigenden Schrumpfrisse durch wiederholtes Abreiben restlos auch bis in die Tiefe zu beseitigen.

¹⁾ „Beton u. Eisen“ 1921, Heft IV u. V, S. 49 ff.

Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden.¹⁾

Von Zivilingenieur Dr.-Ing. ehr. O. Leitholf, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

III. Das Zuschauerhaus.

Bei dem Wiederaufbau des Opernhauses nach dem Brande im Jahre 1843, der nur die Umfassungswände des Opernhauses verschonte, wurden nennenswerte Änderungen dem ursprünglichen Zustande gegenüber nicht vorgenommen. Nur bei den Seitenwänden des Zuschauerhauses wurden die Mittelrisalite um ein geringes verrückt, und die dort befindlichen Freitreppen kamen in Wegfall. Kleinere Änderungen im Innern des Zuschauerhauses erstreckten sich auf die Erhöhung der Betriebssicherheit und eine bessere Raumausnutzung.

Sonst wurden aber vor allem die Tragwerke der Dächer und die Rangkonstruktionen des Zuschauerhauses in gleicher Weise wie früher wieder als Holzbauten erstellt. Nur wurden in jedem der acht Binder zwei Hängestangen aus Schmiedeisen verwendet.

Zu jener Zeit lag die Kenntnis der gegliederten Konstruktionen noch im argen; erst die Bekanntgabe der Ritterschen Schnittmethode brachte darin später Wandel. Die verwendeten gegliederten Tragwerke beschränkten sich vorher auf stehende und liegende hölzerne Stühle des Hoch- und Brückenbaues.

Das Zuschauerhaus bestand beim Beginn des letzten Umbaus aus dem Zuschauerraum und dem Konzertsaalbau, der unmittelbar an der Straße Unter den Linden liegt. Die Hauptachse des Konzertsalles liegt letzterer parallel, die des Zuschauerhauses senkrecht dazu.

Zuschauer- und Bühnenhaus haben eine gemeinsame Hauptachse.

Bei dem in Rede stehenden letzten Umbau wurde nunmehr das Zuschauerhaus durch zwei Treppenhäuser ergänzt, die sich außerhalb des alten Zuschauerhauses an dieses lehnen und zudem sich unmittelbar an die Seitenbühnen des Bühnenhauses anfügen.

Der im 1. Geschoß des Saalvorbaues liegende Konzertsaal, dessen Bauzustand einwandfrei war, blieb vom Umbau unberührt, im Gegensatz zu seinem Unterbau im Erdgeschoß, der wesentlich umgestaltet wurde.

Auch der Zuschauerraum blieb wenigstens seiner Wesensart nach unverändert. Nur wurde eine Verschiebung der Rangflügel am Orchester

nach außen um 40 cm auf jeder Seite ausgeführt, um die dort teilweise vorhandene schlechte Sicht auf die Bühne, die sich besonders bei den oberen Rängen bemerkbar machte, nach Möglichkeit zu beseitigen.

Nach allgemeinem Urteil hat übrigens diese Veränderung die schon früher sehr gerühmte Raumwirkung des Zuschauerhauses noch erhöht.

Wesentliche Bedenken der Aufsichtsbehörden bezogen sich schon lange vor dem Umbau u. a. auf die zu geringe Breite der Ranggänge und ihrer Treppenanlagen.

Soweit die Neuordnung der Sitzreihen aller Ränge und des Parketts nicht schon durch mögliches Einziehen der Leibungswände des Zuschauerraumes Gelegenheit zur Verbreiterung der Umgänge boten, wurde darüber hinaus weiterer lichter Raum für diese Umgänge durch die Verringerung der Wandstärken der Außenwände an ihren Innenfluchten geschaffen. Ihre Stärke betrug bisher 2,10 m, und diese wurde nach Bedarf bis auf 0,77 m vermindert, was auch darum noch zulässig war, weil das Mauerwerk sich im besten Zustande befand.

Diese Raumgewinnung diente nunmehr auch zur Schaffung geräumiger Garderoben und sanitärer Anlagen, wobei zugleich auf die Erzielung bequemer Zugänge zu letzteren besonderer Wert gelegt wurde.

Die im Erdgeschoß des Festsaalgebäudes bewirkten umfangreichen Räumungsarbeiten ermöglichten dort die Schaffung eines geräumigen Eintritts- und Kassenraumes, ferner eines glanzvollen Vestibüls, an das sich zu beiden Seiten umfangliche Garderoben für das Parkett und die beiden unteren Ränge angliedern.

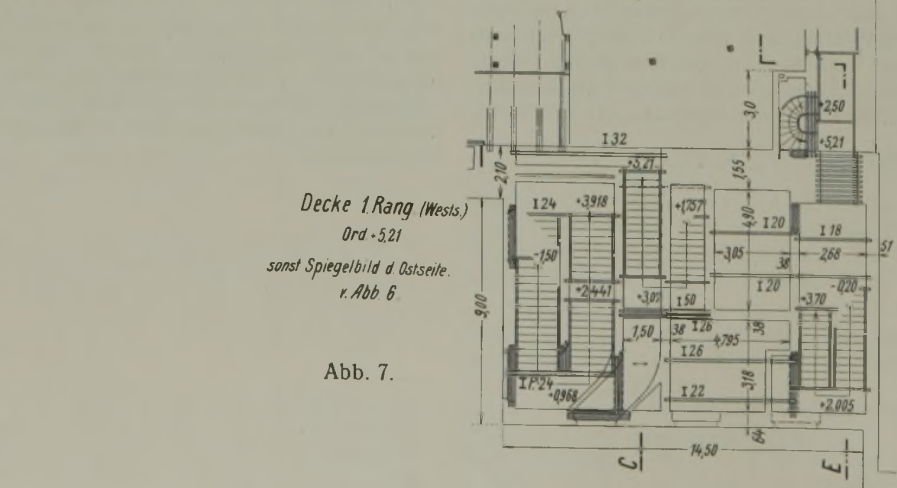
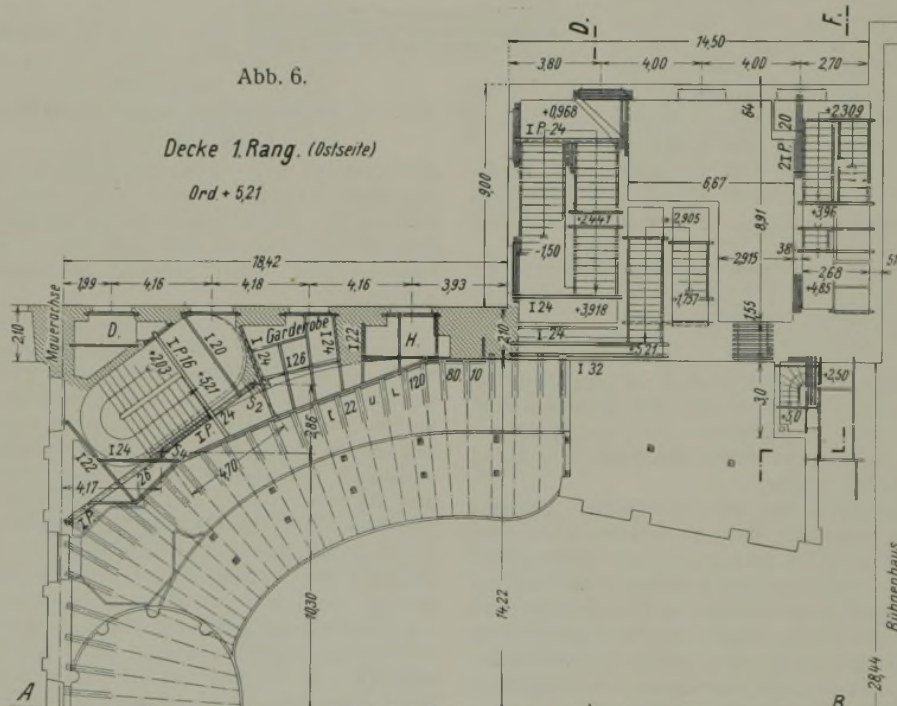
Vom Fond des Vestibüls ist nach Überwindung von wenigen Stufen unmittelbar das Parkett und von dessen Umgang mittels bequemer Treppenanlagen der 1. und der 2. Rang erreichbar (Abb. 8, 14, 32).

Weiter sind in jedem der beiden Seitenteile des Vestibüls noch kurze Treppenläufe angeordnet, die zu den tiefer liegenden Gängen führen, die nahe den Innenseiten der Außenwände am Hause entlangführen.

Von diesen aus sind erreichbar ein Erfrischungsraum („Konditorei“), der unterhalb der früheren Hofloge erbaut wurde, und ferner die neu errichteten Treppenhäuser, deren Läufe vorwiegend zum 3. und 4. Rang führen. Getrennt davon liegen noch je eine nach der Straße



Abb. 1.



¹⁾ Die Konstruktionen für das Bühnenhaus sind beschrieben in dem gleichnamigen Aufsatz des Verfassers in der „Bautechnik“ 1928, Heft 54, S. 806.

Satteldaches finden an ihren Endigungen Unterstützung einerseits durch einen Blindbinder, der von der Scheidewand am Konzertsaal getragen wird, andererseits an der Bühnenhauswand 8, einer Eisenfachwerkwand.

Als Zwischenbinder dienen die vorhandenen 1 bis 7, wodurch acht Felder von durchschnittlich $\frac{1}{3} \cdot 30 = 3,85$ m Breite entstehen. Die ursprüngliche Lichtweite, zwischen den 2,10 m starken Frontwänden gemessen, betrug 28,44 m (Abb. 13). Die Auflagermitten der Dachbinder lagen dabei 40 cm hinter den Innenfluchten der Wände, woraus sich als Stützweite der Binder 29,24 m ergab. Da jedoch nunmehr durch Hinwegnahme der 1,33 m dicken inneren Wandschalen bei den Bindern 1 bis 4 der Lichtabstand auf $28,44 + 2 \times 1,33 = 31,10$ vergrößert wurde, verloren diese Binder ihre Auflager.

Die Auflager der Binder 5 und 6 liegen über den 6 m weiten Öffnungen, die in die neuen Treppenhäuser führen. Erstere ruhen jetzt auf dort angeordneten Gitterträgern von

gesagt, trapezförmigen Umriß, wobei die schräg liegenden Hauptstreben, wie die Spannbalken, aus zwei übereinandergelegten Balken von 29 · 21 cm Seitenabmessung bestehen. Die beiden Hauptstreben und auch die Spannbalken sind verdübelt (Abb. 15 bis 18).

Der Spannriegel besteht aus nur einem Holz von 29 · 21 cm Seitenabmessungen. Dieses trapezförmige Traggerippe hatte als Füllstäbe nur den Mittelposten mit seinen vom Kopf ausgehenden weitreichenden beiden Verstrebungen, die gegen den Untergurt laufen, ferner die beiden bereits erwähnten Hängeeisen, endlich eine wagerechte mittlere Zangenversteifung und zwei kürzere Schrägstreben in den Außenfeldern (Abb. 13). Neben

Abb. 8.

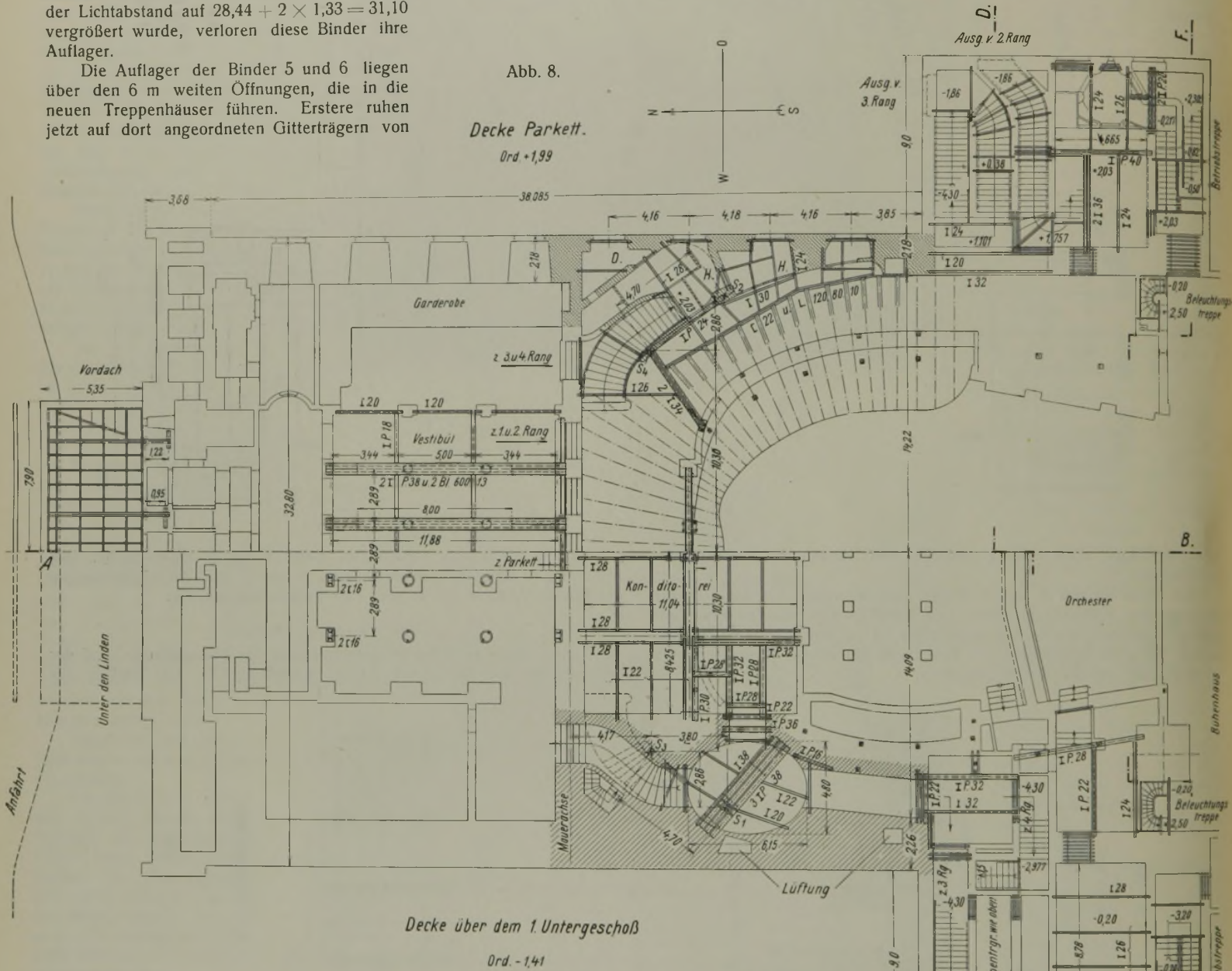


Abb. 9.

6,06 m Stützweite und 2,60 m Konstruktionshöhe (Abb. 12). Der Holzbinder 6 (Abb. 2) erhielt beim Umbau 1910 einen Ersatz durch zwei eiserne Binder, von denen je einer auf beiden Seiten des Binders 6 verlegt wurde. Es zeigte sich nämlich, daß infolge von Überbelastung ein Untergurt gebrochen war. Hierauf wird später zurückgekommen.

Weiterhin stellte sich bei den Bindern 1 bis einschl. 6 heraus, daß ihre Spannbalken, Hölzer von $2 \times 24 \cdot 29$ cm, die in Dachbodenhöhe gleichzeitig als Unterzüge dienen, von der Hirnfläche am Auflager auf den Frontwänden aus gerechnet, bis zu 1,50 m Länge stark angefault waren, was wohl auf zeitweise Undichtigkeiten der benachbarten Dachrinnen zurückzuführen ist. Nur der Binder 7 zeigte sich unbeschädigt, was hier später aufgeklärt wird.

Der Dachaufbau zeigt ein Satteldach von Mansardform. Im mittleren Teil, beim First, ist die Dachlinie bei flacherer Neigung gebrochen.

Beim Aufbau des Dachverbandes sind zu unterscheiden die eigentlichen Tragwerke, das sind Holzbinder von trapezförmigem Umriß, und der mansardförmige Aufbau, der auf die vorerwähnten Binder aufgebaut ist.

Der Aufbau, dessen Form Abb. 11, 13 u. 14 erkennen lassen, bedarf keiner besonderen Hinweise.

Vorgenannte Abbildung und überdies die Systemskizze Abb. 10, linke Hälfte, lassen die vorhandene Binderform erkennen. Sie hat, wie bereits

dieser (Abb. 10) auf der linken Hälfte dargestellten alten Binderform zeigt die rechte Hälfte die beim Umbau umgestellte Form.

Abb. 17 gibt die Übertragung dieser Änderung, wobei die fortgefallenen Teile ausgekreuzt und neue Schrägzangen in die vier mittleren Felder eingefügt wurden. Neu sind auch die Hängeeisen, die die beiden äußersten Binderfelder begrenzen (Abb. 15).

Diese so abgeänderten Binder entsprechen allen statischen Forderungen.

Die beiden äußeren Binderfelder waren nunmehr den neuen Verhältnissen, die durch Wegfall ihrer früheren Unterstützung entstanden sind, anzupassen. Abb. 15 bis 18 stellen die erforderlichen Verlängerungen, die unter Zuhilfenahme von Eisenbewehrungen gebildet sind, für die Binder 1 bis 4 (Abb. 2) dar.

Es wurden nämlich die Seitenflächen der Spannbalken in ihren äußersten Feldern durch Eisenschienen von solcher Länge bewehrt, daß sie auf den noch bestehenden 77 cm starken Außenwänden ruhen. Die Stege der Schienen bestehen dabei aus Blechen von 460 · 8 mm Quer-

schnitt, die oben und unten durch je einen Gurtwinkel 120-120-11 gesäumt sind. Die Vernietungen zwischen den Stegen und ihren Gurtwinkeln sind der Einfachheit halber nicht dargestellt.

Die sich gegenüberliegenden beiden Gurtwinkel sind dann durch eiserne Klammern, die im rotwarmen Zustande aufgezogen wurden, gegen ihren Kern, den hölzernen Spannbalken, scharf gepreßt. Die angefaulten Stirnenden der Spannbalken wurden entfernt und ersetzt, und zwar im äußeren Teil durch eine Zementbetonfüllung und bei den Versatzungen der Strebenfüße durch gut sitzende Holzfutter.

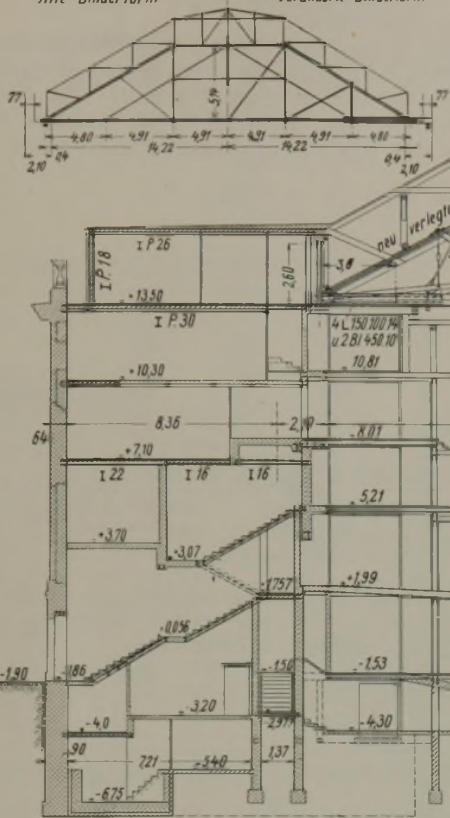
Diese geschnittenen Balkenenden haben doppelte Bedeutung; sie dienen zunächst als Binderbalken, weiterhin noch als Tragbalken, die die Auflager-Gesamtlast der Binder auf die Wand und an ihren inneren Endigungen durch die neu eingezogenen Hängestangen in das Bindersystem übertragen.

Die Windkräfte, die in Höhe des Dachfußbodens angreifen, werden auf jeder der beiden Wandseiten durch gitterförmige Kreuzverbände übertragen, die zwischen der Scheidewand am Festsaal und den zunächstliegenden seitlichen Frontwänden der neuen Treppenhäuser gespannt sind (Abb. 2 u. 3).

Für den Dachboden selbst kommen besondere Nutzlasten nicht in Frage, wohl aber das Gewicht des schweren Plafonds, der Vouten des Zuschauerraumes und der Beleuchtungskrone. Der Dachboden wird gebildet aus leichten Balkenhölzern, von denen je drei in jedem Binderfelde normal zu den Frontwänden verlegt sind. Die äußeren Balkenenden, die in die seitlichen Windverbände hineinragten, sind entfernt worden. Dabei war erforderlich, die Innengurte dieser Windversteifungen aus I 30 zu bilden, da diese zugleich als Wechsel dienen.

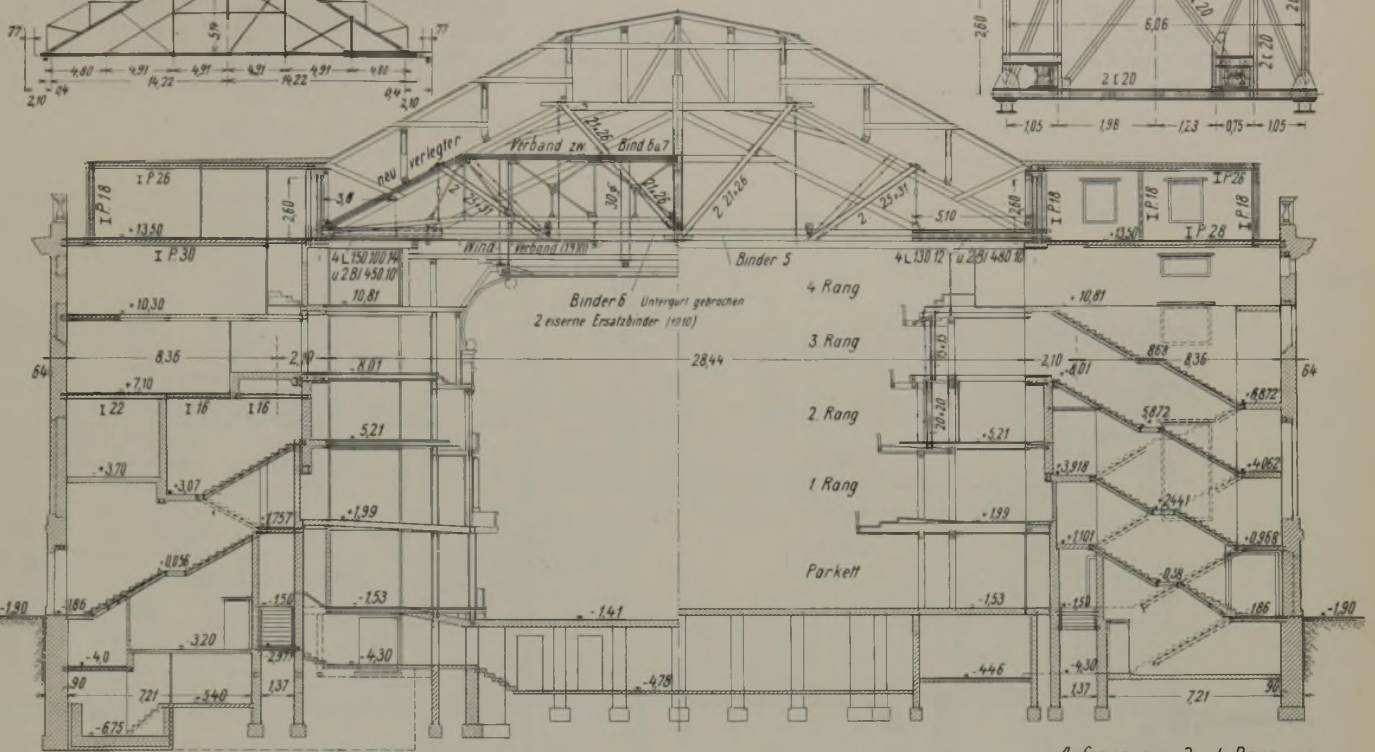
Der Umbau der Binder machte keine besonderen Schwierigkeiten. Bei Binder 5 und 6, die auf den Untergurten der Gitterunterzüge der neuen Treppenhäuser liegen, wurde eine besondere Ausbildung der Binderauflager erforderlich (Abb. 2).

Abb. 10. Alte Binderform, Veränderte Binderform



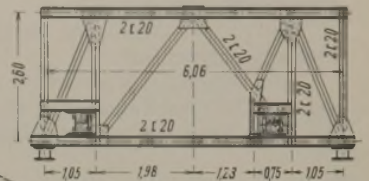
Aufgang zum 2. Rang.

Abb. 11. Querschnitt C-D.



Aufgang zum 3. u 4. Rang Schachteltreppen.

Abb. 12. Gitterträger über der Treppenhauseöffnung

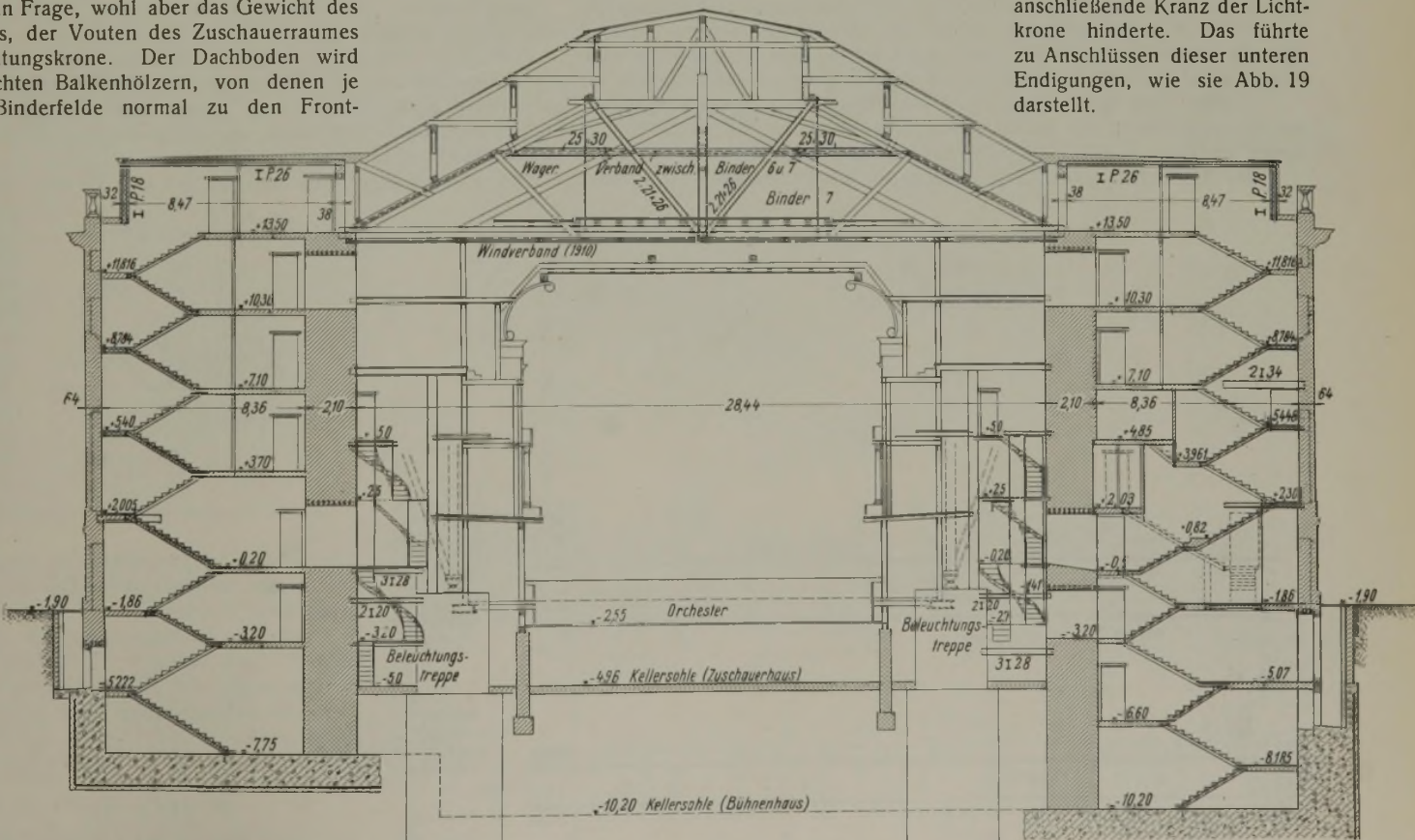


Ganz unversehrt zeigte sich, wie schon berichtet, der Binder 7 nächst dem Bühnenhaus (Abb. 13 u. 14), weil Niederschläge seine Auflager nicht erreichen konnten und seine Belastungen durch die Proszeniumsdecke zuungunsten des gebrochenen Nachbarbinders 6 verringert wurde.

Diese besonderen Umstände finden weiter unten ihre Aufklärung.

Bei den Bindern 4 und 5 (Abb. 2) konnten die unteren Endigungen der neu eingebrachten Schrägstäbe der Mittelfelder nicht wie sonst durch Aufblattung angeschlossen werden, weil daran der dort sich anschließende Kranz der Lichtkronen hinderte. Das führte zu Anschlüssen dieser unteren Endigungen, wie sie Abb. 19 darstellt.

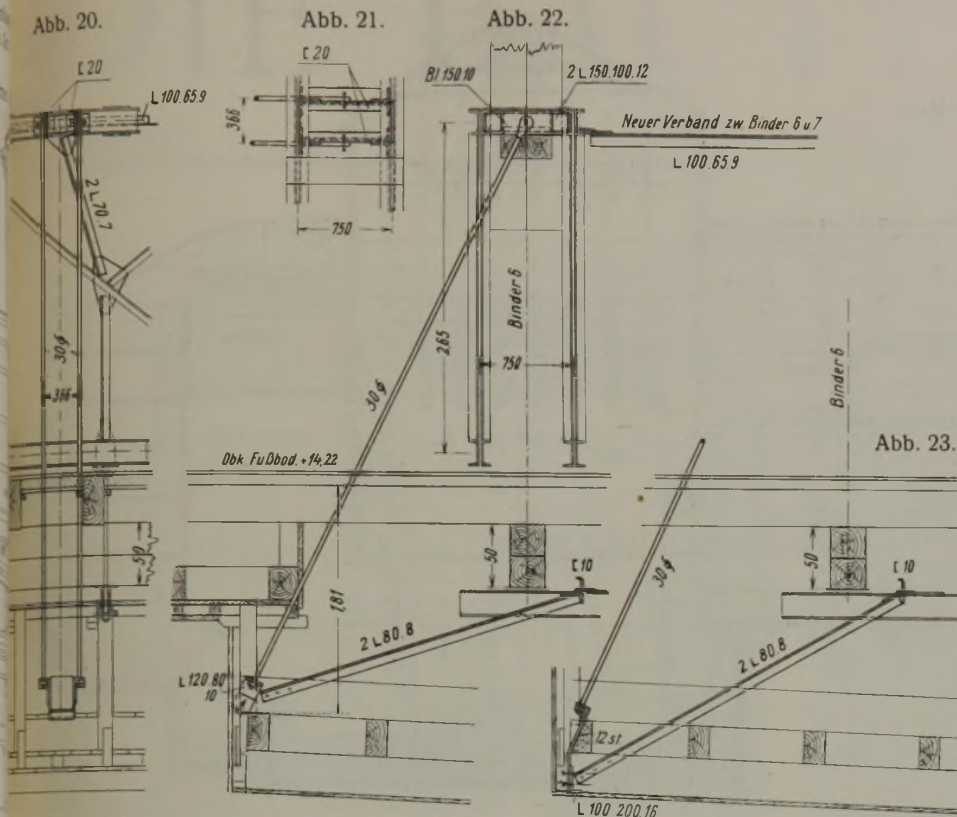
Querschnitt E-F.



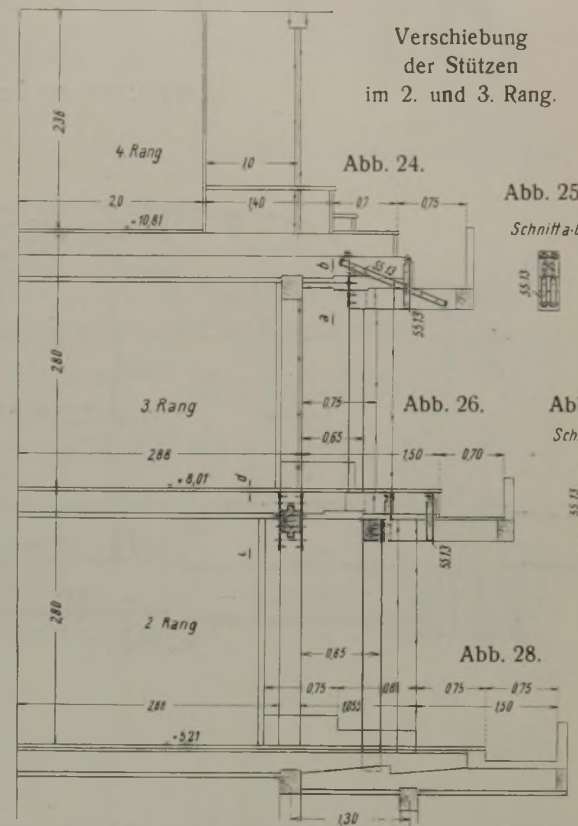
Betriebstreppe. Westseite.

Abb. 13.

Betriebstreppe. Ostseite.



Kragbalken der Proszeniumsdecke. Aufhängung der Freitenden.



beiden Ränge in den neu errichteten beiden Treppenhäusern untergebracht sind, im Gegensatz zum 2. Range (Abb. 6) und dem 1. Range, deren Treppenläufe die Umgänge durchbrechen.

Für die eigentlichen Unterfangungen der Sitzreihen sind die alten Holzkonstruktionen, die sich in ihrer Struktur als durchaus gesund erwiesen, wieder verwendet worden, während die Umgänge der Ränge feuersicher aus Steindecken und eisernen Kappenträgern nebst Unterzügen gebildet wurden.

Diese feuersicheren Decken der Umgänge ragen stets über die leichten Leibungswände der Ränge in die Rangteile hinein, wobei die inneren Lager ihrer Kappenträger, die von den Außenwänden ausgehen, auf Unterzügen und Wechsellinien liegen.

Die Hauptunterzüge lagern sich dabei auf zwei eiserne Stützen, die durch zwei Geschosse hindurchgehen.

Die Holzbalken der Ränge, die sich außen an den eisernen Unterzügen totlaufen, sind dort entsprechend gekürzt und auf letzteren gelagert, sonst aber in ihrer ursprünglichen Lage verblieben. Hingegen erfuhren die hölzernen Unterzüge und Stützen teilweise geringe Verschiebungen, da sich bei Aufstellung des neuen Gestühls geringe Veränderungen ermöglichten, die eine Besserung der Sitzanordnungen und der Sicht zur Bühne, weiterhin einen Platzgewinn für die Umgänge bezweckten. So zeigen Abb. 12, 24 bis 28 Beispiele für die Verschiebung von Holzstützen im 2. und 3. Rang nach innen, deren Gestaltung — auch wegen der erforderlichen Kopfhöhe — nicht ganz mühelos war.

Diese Ausführungen haben sich infolge sorgfältiger Arbeit durchaus bewährt.

Im 4. Rang (Abb. 12, 24) konnten die eisernen Stützen, die angeblich die Dachkonstruktion des Zuschauerhauses auf die hölzernen Rangkonstruktionen abstützten, entfernt werden.

Die Grundrisse der Decke des 1. Ranges (Abb. 6) und der Parkettdecke (Abb. 8) lassen die Anordnungen der dort neu eingebauten Treppenläufe erkennen.

Die Vestibüldecke trägt sich jetzt frei, nach Entfernung der früher vorhandenen acht Innenstützen.

Es zeigt Abb. 9 die Decke über dem 1. Untergeschoß und die Seitengänge, die zum Erfrischungsraum und zu den neuen Treppenhäusern des 3. und 4. Ranges führen. Vor dem Eingang zum Erfrischungsraum enthält dieser Gang eine Erweiterung von ovaler Begrenzung, über der die Hauptstütze S_2 abzufangen war.

Das Vordach des Haupteingangs unter den Linden, ein Pultdach, das im Schaubild (Abb. 1), Querschnitt (Abb. 14) und in seinen Einzelheiten (Abb. 29 bis 31) dargestellt ist, entspricht ohne Verwendung jeglichen Zierates nur der Zweckmäßigkeit. Es ist nur in den Frontwandpfählern eingespannt und hat bei 15,8 m Breite eine Kragweite von 5,35 m und nur

Abb. 29.

Vordach.

Schnitt A-B

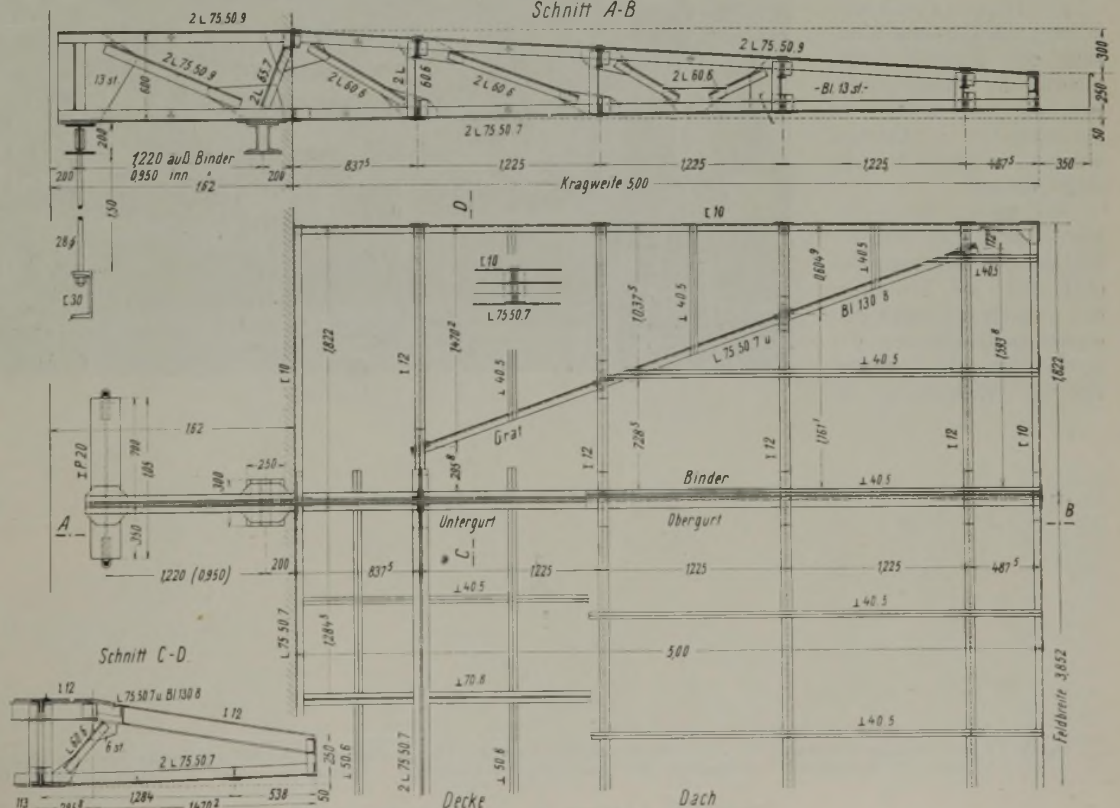


Abb. 31.

Abb. 30.

Längsschnitt des Gesamtbaues.

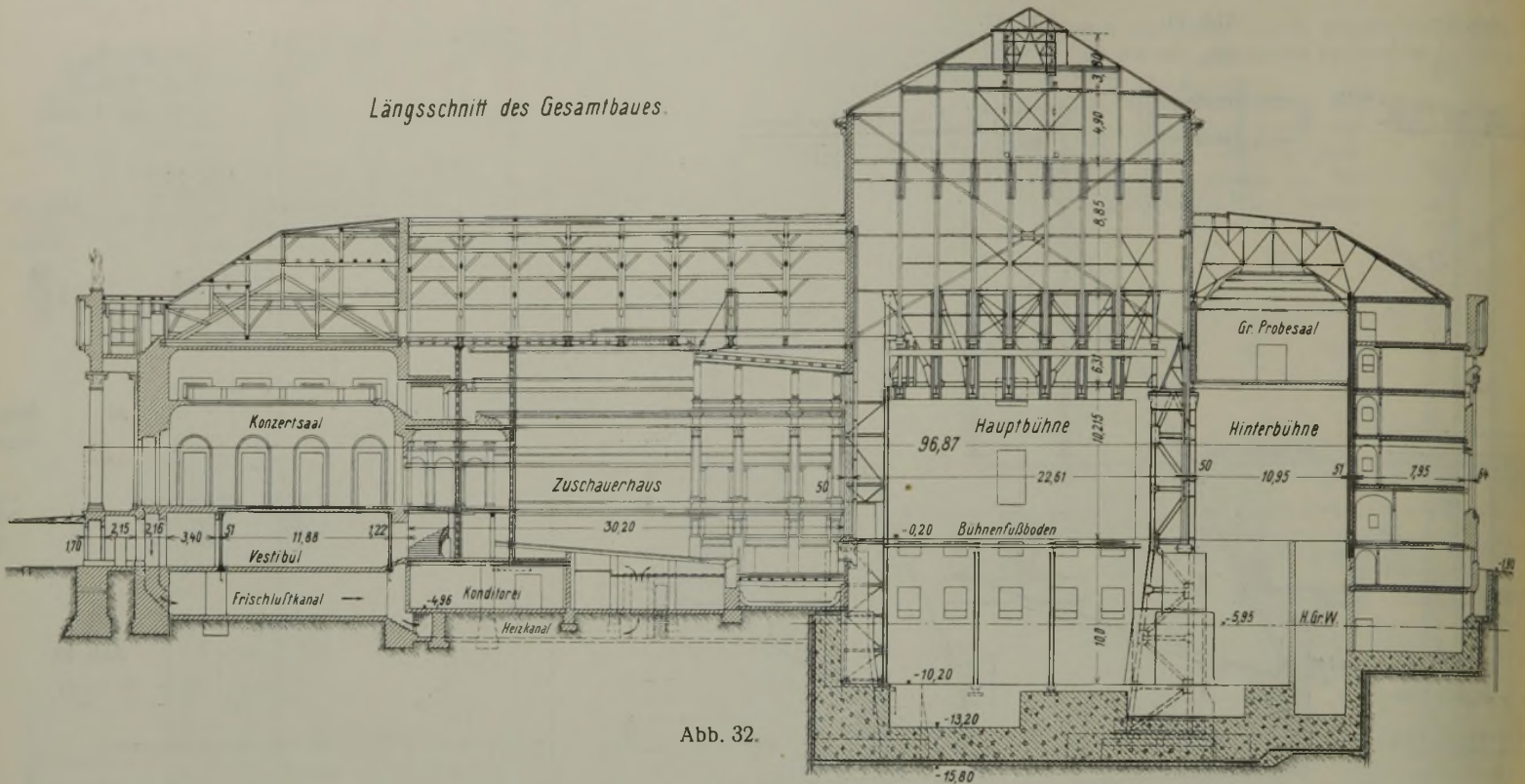


Abb. 32.

0,60 m größter Konstruktionshöhe. Die Binderteilung der drei Mittelfelder ist je 3,852 m, dazu treten zwei überkragende äußere Felder von 1,822 m Breite, die abgewalmt sind. Die verwendeten Pfettenquerschnitte der Dachfläche und die Sprossen der Decke sind aus Abb. 29 erkennbar, während die Zusammenfassung beider in den Endfeldern an einem Beispiel (Schnitt *C D*, Abb. 31) hervorgeht. Sowohl die Dachhaut als auch die Unterfläche sind voll verglast. Der Raum zwischen beiden ist durch Glühbirnen hell erleuchtet.

3. Neue Treppenhausanbauten.

Ihre Anordnung geht aus dem Grundriß 4 bis 9 und aus den Schnitten 11 bis 13 hervor.

Die Treppen zum 3. und 4. Rang der Ost- und Westseite sind einander gleich, ebenso die Ausgangstrepfen, die vom 2. Rang in das Freie führen. Letztere werden für den Aufstieg nicht benutzt.

Auf beiden Seiten befinden sich die Betriebsstiegen des Bühnenhauses (Abb. 13); sie vermitteln den Verkehr zwischen den einzelnen Geschossen der Seitenbühnen und reichen von der Kellersohle bis

zur Ord. + 13,50. Die zwischen den Rang- und Betriebstiegen liegenden Räume werden für Verwaltungszwecke benutzt. Auf der Ostseite liegen in Höhe des 1. Ranges mit unmittelbarem Zugang von der Straße her die Repräsentationsräume der Staatsregierung. Sie stehen mit dem Rangumgang des 1. Ranges sowie mit den ersten Proszeniumslogen unmittelbar in Verbindung.

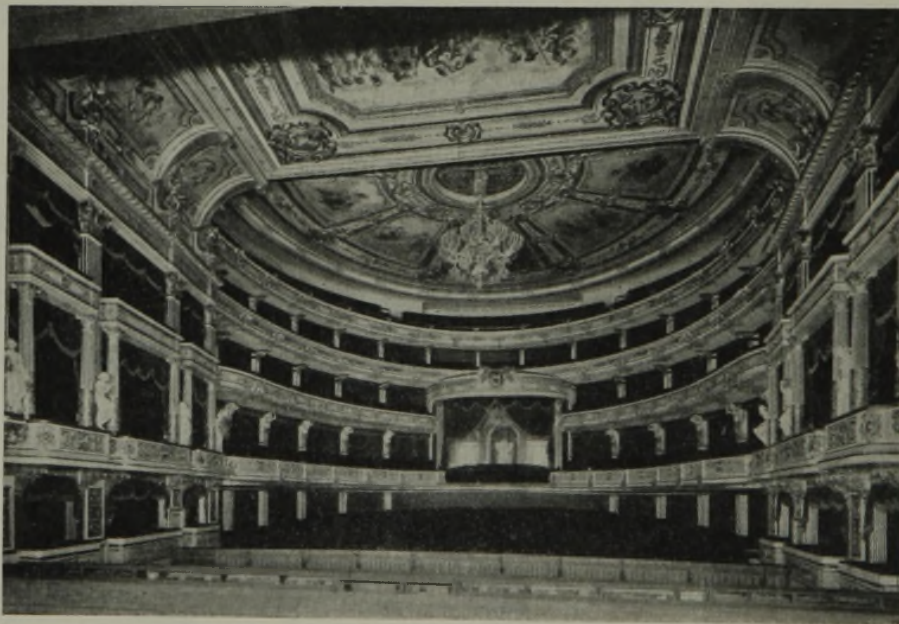


Abb. 33.

Der Längsschnitt des Gesamtbaues (Abb. 32) gibt eine Aneinanderreihung der in den bisherigen Ausführungen behandelten beiden Teile des Bühnen- und des Zuschauerhauses.

Für das Gebäude ergibt sich in der Längsachse ein Gesamtmaß von 96,87 m, wovon auf den Zuschauerraum rd. 52 m, der Rest auf das Bühnenhaus entfallen. Die größte Höhe des Bühnenhauses, von Kellersohle bis Oberkante der Dachöffnung gerechnet, beträgt rd. 44 m.

Oberleitung des Entwurfes und der Bauausführung ebenso wie bei dem Bühnenhaus. Auch die Eisenkonstruktionen führte wieder die Firma H. Gossen und die Zimmerarbeiten Gustav Clemens, Berlin, aus.