

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 1. April 1932

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Straßenunterführung Elbeu unter dem Mittellandkanal.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Schinkel, Duisburg, und Regierungsbaurat Prött, Hoya.

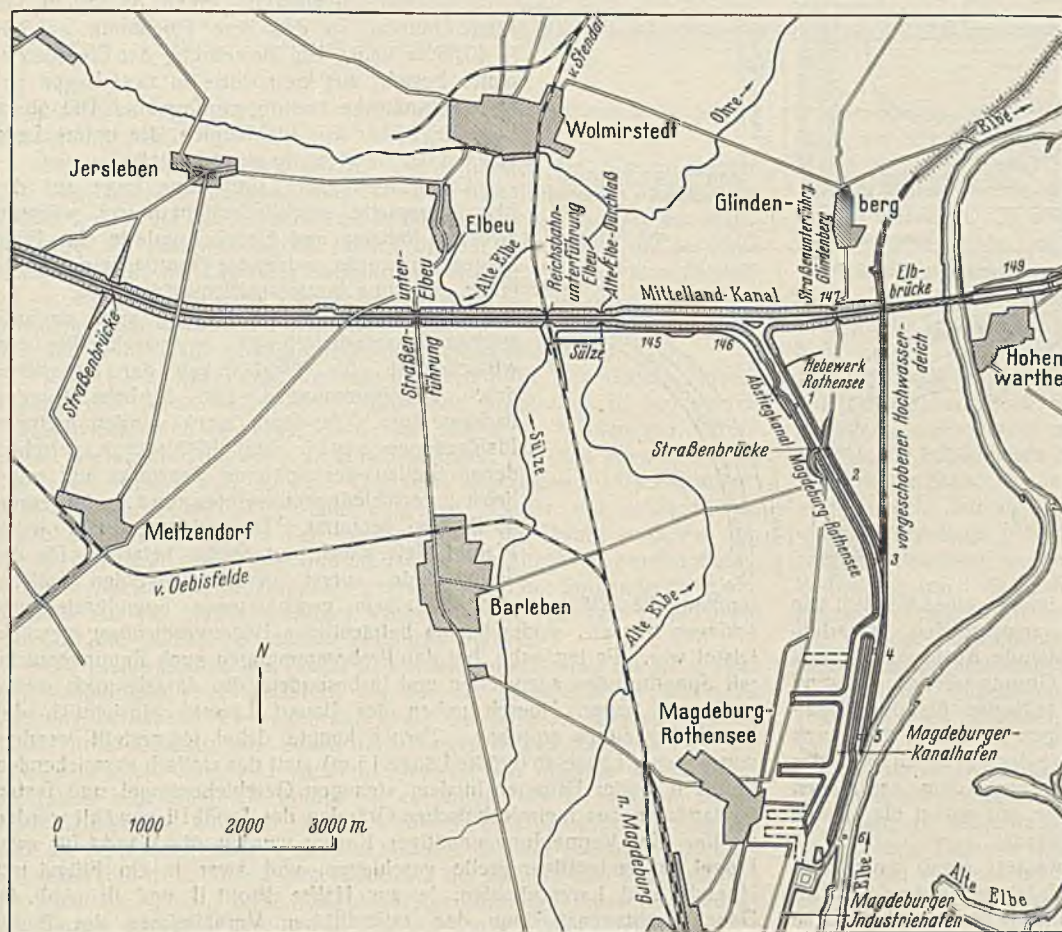


Abb. 1.

**Lage des Bauwerks.** Als letzte der großen Unterführungen unter der hohen Dammstrecke des Mittellandkanals bei Magdeburg<sup>1)</sup> wurde 1930 die Straßenunterführung Elbeu gebaut. Die Provinzialstraße Magdeburg—Stendal, die die Kanalachse unter einem Winkel von  $87^\circ 29'$  kreuzt, liegt an der Kreuzungsstelle 11,24 m unter dem Kanalwasserspiegel. Die Straße mußte daher unterführt werden. Etwa 900 m westlich kreuzt der Kanal die Kreisstraße von Meitzendorf nach Elbeu (Abb. 1). Zur Ersparung einer besonderen Unterführung ist sie an der Südseite des Kanals entlang bis zur Provinzialstraße geführt. Von Osten mündet ebenfalls unmittelbar südlich am Kanal ein gepflasterter Wirtschaftsweg. Auf beide Straßen mußte bei der Gesamtanlage verkehrstechnisch Rücksicht genommen werden.

**Allgemeine Anordnung des Bauwerks.** Für das Bauwerk wurde eine Lichthöhe von 4,5 m, eine Lichtweite von 14 m, unterteilt in eine Fahrbahn von 11 m und zwei Fußwege von je 1,5 m, vorgeschrieben (Abb. 2). Es ist bis zu den äußeren Kanaldamböschungen als geschlossener Rahmen mit waagerechter Decke und Sohle in Eisenbeton ausgebildet (Abb. 3), so daß der wasserführende Kanalquerschnitt uneingeschränkt durchgeführt werden kann. Die Stirnmauern des Rahmens sind parallel zur Kanalachse gestellt. An das eigentliche Unterführungsbauwerk schließen sich beiderseits Schwergewicht-Flügelmauern in Beton an, deren Oberkante in der Böschung 1:4 des Kanaldammes liegt. Bei der sehr geringen Abweichung von der rechtwinkligen Kreuzung konnten die Flügel an jeder Seite symmetrisch ausgebildet werden (Abb. 4).

Der starke Autoverkehr auf der Provinzialstraße erforderte eine möglichst gute Übersichtlichkeit an der Einmündung der Kreisstraße von Meitzendorf. Deshalb wurden die Flügelmauern unter einem Winkel von  $45^\circ$  zur Stirnmauer der Unterführung angeordnet. Bei dieser Stellung

<sup>1)</sup> Bautechn. 1929, Heft 32, 34 u. 38; 1931, Heft 4, S. 51. — Ztrbl. d. Bauv. 1929, Heft 51. — Bauing. 1929, Heft 40.

der Flügelmauern beträgt die bei sofortiger Wahrnehmung noch verfügbare Bremslänge bei einer Höhe der Sichtlinie von 1,5 bis 2 m über dem Boden und gleichen Bremsweglängen für aus beiden Richtungen ankommende Fahrzeuge rd. 28,5 m. Damit ist bei einigermaßen vorsichtigem Fahren ein genügender Bremsweg vorhanden, um Unglücksfälle zu vermeiden.

**Untergrund.** Die Bodenverhältnisse erwiesen sich bei den Bohrungen außerordentlich ungünstig. Eine Verschiebung des Bauwerks kam wegen der Nähe der Ortslage Elbeu nicht in Frage. Die Baustelle bildet offenbar einen Teil eines früheren Altarms der Elbe, die noch bis vor etwa 180 Jahren mit ihrem Strombett unmittelbar an Elbeu vorbeifloß. Ein für diese Gegend besonders tief (bis zu etwa 11 m) reichendes, stark wechselndes Alluvium deuten auf Ablagerungen in früher vorhandenen kleinen Tümpeln hin. Darunter stehen tonige Feinsand- und feinsandige Tonschichten an, die als diluviales, aus aufgearbeiteten tertiären Schichten bestehendes Gebirge anzusprechen sind. Die alluvialen tonigen Feinsand- und feinsandigen Tonschichten haben teilweise faulchlammartigen Charakter. Stellenweise ist sogar Torf bis 10,6 m Tiefe und bis zu 2,6 m Mächtigkeit erbohrt. An der Nordseite der Baustelle sind noch erhebliche Reste von Geschiebemergel vorhanden, unter dem tertiären Septarienton ansteht. Schollenartige Septarientonreste finden sich sogar über Geschiebemergelbänken, die andererseits wieder an einzelnen Stellen von tonigen Feinsandschichten unterlagert sind. Weiter südlich ist der Septarienton fast vollständig aufgearbeitet. Die diluvialen tonigen Feinsand- und feinsandigen Tonschichten werden hier unmittelbar vom tertiären Grünsand unterlagert.

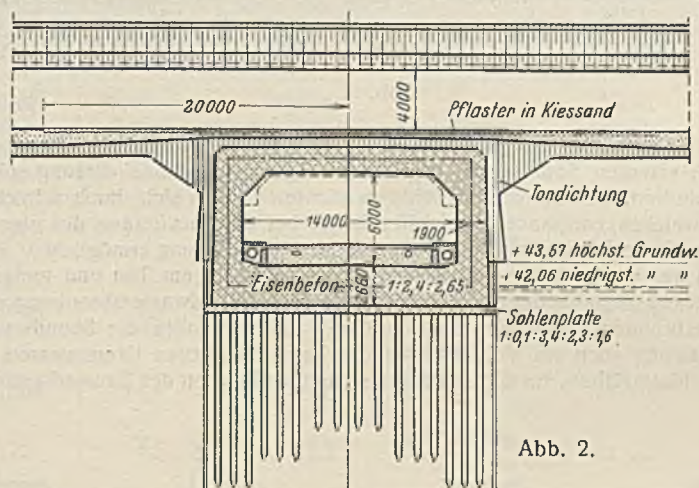


Abb. 2.

**Grundwasser.** Die Grundwasserverhältnisse mußten mit Rücksicht auf die vorgesehene Holzpfahlgründung, namentlich hinsichtlich der Schwankungen des Grundwasserstandes, besonders sorgfältig untersucht werden. Der seit 1925 beobachtete niedrigste Grundwasserstand war NN + 42,06 m, während die Gründungssohle des Eisenbetonbauwerks auf NN + 40,70 m liegt. Dabei spielen die geologischen Verhältnisse eine wichtige Rolle. Die während der langjährigen Beobachtungen monatlich



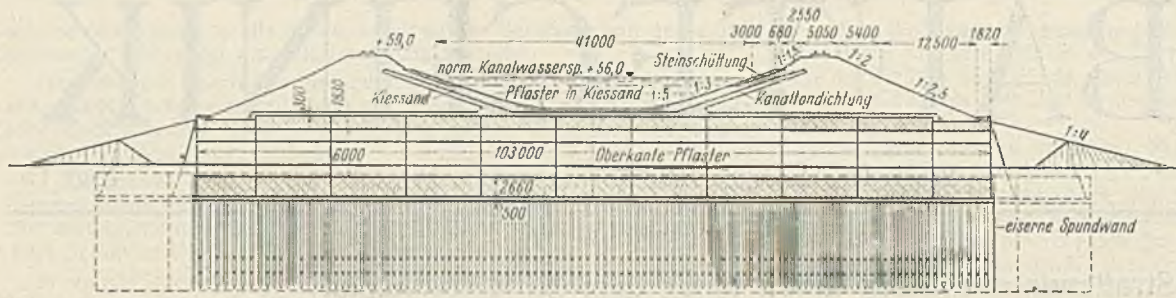


Abb. 3.

das Durchfließen ständig frischen betonschädlichen Grundwassers unter der Sohle verhindern.

Die kiefernen Rundholzpfähle sind am Kopf durch eine leichtbewehrte, 50 cm starke Eisenbetonplatte, die den Raum zwischen den Spundwänden vollkommen ausfüllt, verspannt (Abb. 5). Die Unterkante der Eisenbetonplatte liegt auf NN + 40,2 m einheitlich für das gesamte Bauwerk. Die Pfahlköpfe ragen 35 cm in die Platte hinein, so daß ihre Oberkante auf NN + 40,55 m liegt. Die Bewehrung der Eisenbetonplatte besteht aus kreuzweise in zwei Lagen gelegten Rundeseisen von 16 cm Durchm. Die obere Lage liegt über den Pfahlköpfen, die untere Lage 10 cm über der Unterkante der Platte.

Die Flügelmauern sind ohne Fuge auf der Eisenbetonplatte anschließend betoniert, während zwischen Rahmen und Eisenbetonplatte eine Fuge vorgesehen wurde, indem die Oberfläche der Platte einen einfachen Inertolanzstrich erhielt.

Proberammung. Für die sehr umfangreichen Rammarbeiten war es zweckmäßig und wirtschaftlich, die Tragfähigkeit der Holzpfähle durch Proberammungen und Probebelastungen nachzuweisen. Zu dem Zweck wurden mehrere Pfahlgruppen von je fünf Pfählen an verschiedenen Stellen des späteren Bauwerks mit möglichst verschiedenem Untergrund, insgesamt 43 Pfähle, gerammt. Der mittlere Pfahl jedes Pfahlbündels wurde zur Probe belastet. Da die Spundwände zuerst gerammt werden sollten,

mußten die Pfähle später in einem geschlossenen Spundkasten geschlagen werden, wodurch eine beträchtliche Bodenverdichtung gewährleistet war. Es lag nahe, bei den Proberammungen auch Rammversuche mit Spundwänden anzustellen und insbesondere die damals noch wenig gerammte Bauart Hoesch neben der Bauart Larssen hinsichtlich der Rammfähigkeit zu erproben. Ferner konnte dabei festgestellt werden, von welcher Länge ab (größte Länge 15 m) statt des statisch ausreichenden Profils II beider Bauarten in dem steinigen Geschiebemergel und festen Septarienton aus rammtechnischen Gründen das Profil III gewählt werden mußte. Zur Vermeidung unnötiger Kosten wurden die Wände für zwei Flügel an endgültiger Stelle geschlagen, und zwar je ein Flügel mit Hoesch- und Larssenbohlen, je zur Hälfte Profil II und III (Abb. 6). Dabei konnte man dann den tatsächlichen Verhältnissen des Baues möglichst nahekommen, indem je eine Gruppe von fünf Pfählen innerhalb der beiden an drei Seiten geschlossenen Flügelkasten geschlagen wurde. Um endlich ein Bild darüber zu gewinnen, wie sich die Verdichtung des Bodens auf die Eindringungstiefe auswirkte, wurden in einem Flügelkasten vom offenen Ende nach dem geschlossenen zu 20 Pfähle geschlagen (Abb. 6). Die Dampfmaschine hatte einen Bär von 2,8 t Gewicht, die größte Fallhöhe war 0,9 m.

Bei dem sehr wechselnden Untergrund an der Baustelle konnten die beiden verschiedenen Spundwände Hoesch und Larssen nicht in den gleichen Untergrund gerammt werden, zumal auch der Zweck der Proberammungen in erster Linie die Feststellung der Tragfähigkeit der Pfähle war. Es wurde daher ein Spundwandkasten im Süden mit Hoeschbohlen und ein anderer im Norden mit Larssenbohlen geschlagen. Im Süden reichte der Kiessand und der tonige Feinsand bis etwa 10 m Tiefe, unterlagert von Septarienton (Abb. 7). Bei 15 m Länge waren also noch 5 m Septarienton zu durchrammen. Im Norden reichte der Kiessand und der tonige Feinsand nur bis etwa 5 m Tiefe, von 3,5 bis 5 m lagen Steine. Darunter stand Geschiebemergel und Septarienton an. Hier waren also rd. 10 m Geschiebemergel und Septarienton zu durchrammen. Der Boden war hier wesentlich schwerer als im Süden. Dagegen gaben die Bodenschichten im Süden etwas mehr nach. Hierdurch wurde das richtige Einstellen der Ramme und damit die Rammarbeit erschwert. Das Rammresultat ist demnach durch den schweren Boden auf der Nordseite zungunsten der Larssenbohlen beeinflusst worden.

Die gesamte Proberammung war der Firma Polensky & Zöllner, Berlin, übertragen. Sie wurde vom 1. Mai bis 31. August 1929 ausgeführt. Sämtliche Bohlen waren im allgemeinen als

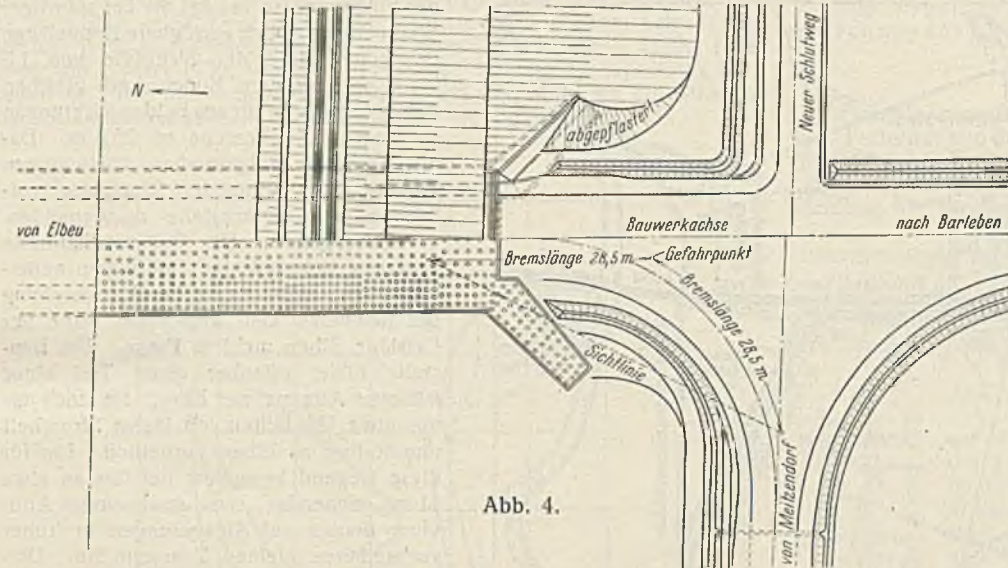


Abb. 4.

aufgetragenen Grundwassergleichen zeigen alle infolge eines westlich von Elbeu liegenden, bis zur Höhe NN + 52 m ansteigenden Septarientonberges in der Nähe der Baustelle eine auffallende Ausbauchung nach Osten. Westlich dieses Tonberges staut sich das Grundwasser an, während es östlich stärker abfällt. Der Tonberg wird teilweise für die Kanaldichtung abgetragen. Selbst unter der ungünstigen Annahme, daß durch spätere Eingriffe in die Entwässerungsverhältnisse des fraglichen Geländes eine Senkung des Grundwasserspiegels entsprechend dem natürlichen Gefälle bis zu 1 m folgt, kann an der Baustelle mit einem niedrigsten Grundwasserstande von NN + 41 m gerechnet werden.

Die chemische Untersuchung des Grundwassers ergab einen SO<sub>2</sub>-Gehalt bis zu 526 mg/l. Bei den während fünf Jahren zweimal jährlich ausgeführten Analysen wurde eine ziemlich große örtliche und zeitliche Verschiedenheit im Gehalt des Grundwassers an meist an Ca gebundener Schwefelsäure festgestellt. An aggressiver Kohlensäure sind bis zu 13 mg/l enthalten.

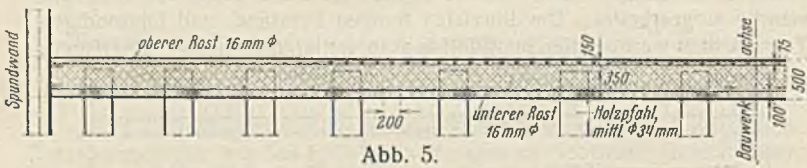


Abb. 5.

**Gründung.** Das gesamte Bauwerk wurde auf Holzpfählen innerhalb einer eisernen Spundwand gegründet. Die Spundwandeneinfassung sollte verhindern, daß der durch Pfähle verdichtete Boden sich durch seitliches Ausweichen entspannt. Sie sollte ferner bei der Ausführung des eigentlichen Unterführungsbauwerks eine offene Wasserhaltung ermöglichen. Bei dem aus wechsellagernden Schichten von feinsandigem Ton und tonigem Feinsand bestehenden Untergrund hätte eine Grundwasserabsenkung mit Filterbrunnen nicht zum Ziele geführt. Endlich sollte die Spundwandeneinfassung auch ein Vorbeifließen des betonschädlichen Grundwassers an den hinterfüllten, im Grundwasser stehenden Flächen des Bauwerks sowie

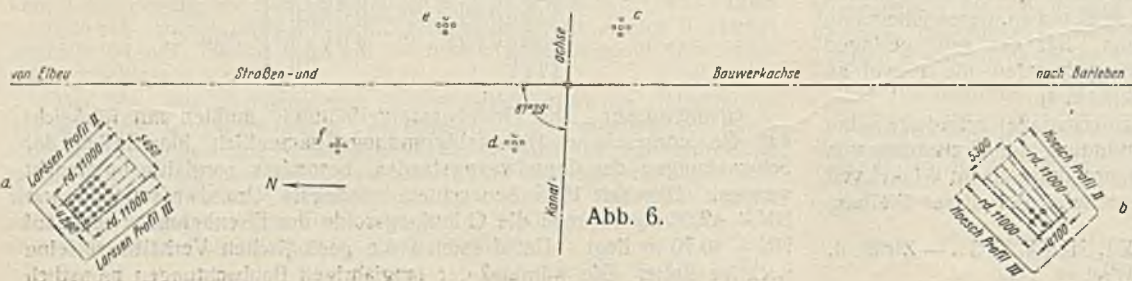


Abb. 6.



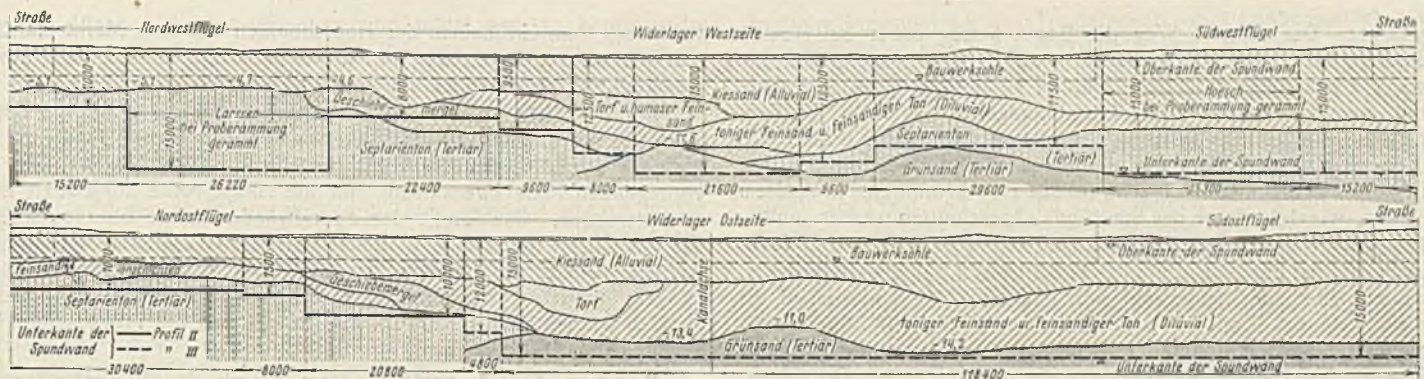


Abb. 7.

Doppelbohlen angeliefert; die Larssenbohlen waren außerdem im Schloß zusammengedrückt.

**Rammen der Hoeschbohlen.** Die Schlösser der Bohlen zeigten sich gegen Beschädigungen beim Transport verhältnismäßig empfindlich. Ferner hatten die Bohlen zum Teil in der Breite ein Übermaß, das wahrscheinlich als eine Weitung der Bohlen bei der Beförderung mit der Bahn infolge der Art der Lagerung entstanden war. Die Bohlen waren nämlich zu je drei Doppelbohlen ineinander gepackt, so daß das Gewicht der oberliegenden Bohlen die unterliegenden zu weit trachtete. Diese Weitung wurde zahlenmäßig nur beim Profil III festgestellt.

Profil III. Mit dem Rammen des Profils III der Bauart Hoesch wurden die Rammarbeiten der Spundwände begonnen. In den oberen sandigen Schichten bis etwa 7,5 m Tiefe zogen die Bohlen gut. Dann wurde die Eindringungstiefe erheblich geringer, und von etwa 10,5 m an zogen die Bohlen sehr schwer. Der feste Septarienton setzte demnach dem Rammen großen Widerstand entgegen. Dieser war schließlich so erheblich, daß ein großer Teil der Bohlen in der Haube stauchte. Da die Bohlen dann abgebrannt und die Haube neu aufgesetzt werden mußte, entstand viel Zeitverlust, zumal der gestauchte Teil der Bohlen in einzelnen Stücken aus der Haube gebrannt werden mußte. Es kam auch einmal vor, daß die Bohlen von neuem gestaucht wurden.

Die ersten Bohlen des Profils III wurden zunächst nur bis 1,7 m über der endgültigen Tiefe gerammt, um für die nächste Bohle eine gute Führung zu haben. Es zeigte sich aber, daß es nicht möglich war, sie später tiefer zu schlagen. Schon nach einigen Hitzten stauchten sie. Alle Bohlen wurden dann von vornherein soweit wie möglich weggerammt. Es gelang aber nicht, die Bohlen bis auf 15 m Tiefe zu rammen, da die Eindringungstiefe bei den weiteren Hitzten außerordentlich gering war und die Bohlen schließlich gestaucht wurden. Bei der gleichen Maßnahme wie bei Profil II (s. unten), öfteres Richten der Ramme und Verminderung der Fallhöhe, würden diese Mängel (geringe Eindringungstiefe und häufige Stauchung) wahrscheinlich geringer gewesen sein. Die Fallhöhe war auch größer als bei Larssen. Sehr schwer zog die Eckbohle, die mit einer Einzelbohle zusammen gerammt wurde. Sie mußte 1,2 m über Solltiefe stehen bleiben. Der Versuch, eine Einzelbohle zu schlagen, mißlang. Sie knickte trotz geringer Fallhöhe aus. Mehrfach kam es vor, daß die vorhergehende Einzelbohle einer Doppelbohle mitzog. Das ist ein Nachteil der nicht gepreßten Schlösser. Aus statischen Gründen ist das Pressen

Schwierigkeiten, da der Boden an den Bohlen erheblich nachsackte und rings um die Bohlen sich Krater bildeten. Es gelang aber auf diese Weise, trotz des festen Septarientons bei den letzten 5 m den größten Teil der Bohlen fast bis auf die richtige Tiefe zu bringen, ohne daß viele Bohlen stauchten. Es wurde aber auch darauf gehalten, daß die Fallhöhe nicht zu groß wurde und geringer als beim Profil III blieb.

**Rammen der Larssenbohlen, Profil III.** Nachdem alle Hoeschbohlen geschlagen waren, wurden die Larssenbohlen gerammt. Auch hier wurde mit dem Profil III begonnen. Bis zu einer Tiefe von etwa 5 m, d. h. in den Kiesschichten, zogen die Bohlen gut, dann verminderte sich die Eindringungstiefe merklich. Es war nur möglich, die Bohlen durch eine äußerst große Schlagzahl bis auf volle Tiefe hinunter zu bringen. Trotzdem, und obwohl mit unverminderter Fallhöhe geschlagen wurde, blieben die Bohlenköpfe heil. Dazu wurde nicht mehr so großes Gewicht auf genauen Stand der Ramme gelegt. Das Richten der Ramme erforderte nämlich mehr Zeit als einige hundert Schläge, die andernfalls mehr nötig waren. Allerdings gab der Boden hier nicht so nach wie auf der Südseite der Baustelle, wo das Richten der Ramme deshalb auch von größerer Bedeutung war. Es schien aber die Empfindlichkeit der Larssenbohlen gegenüber einer nicht lotrecht stehenden Ramme nicht so groß zu sein wie die der Hoeschbohlen. Das Schlagen der Eckbohle, die mit einer Einzelbohle zusammen gezogen war, machte keine Schwierigkeiten. Keine Bohle wurde mitgezogen, eine günstige Wirkung der im Abstände von 1 m gepreßten Schlösser. Die Längung der 11 m langen Wand betrug 11 cm.

Profil II. Auch das Rammen des Profils II machte keine größeren Schwierigkeiten trotz desselben schweren Untergrundes wie beim Profil III. Es gelang im Gegensatz zu Profil III nicht immer, die Bohlen auf die vorgesehene Tiefe zu rammen. Hauptsächlich lag das daran, daß einige Bohlen bei der sehr hohen Schlagzahl, dazu mit voller Schlaghöhe, an der Lochstelle ausknickten. Bei etwas vorsichtigerem Rammen hätte sich das vielleicht vermeiden lassen. Dabei wurden die Bohlen aber bis zu 9,5 m durch festen Geschiebemergel und Septarienton gerammt, um festzustellen, was man diesem schwächeren Profil zumuten könnte. Ein Stauchen der Bohlen ist auch hier nicht vorgekommen, so daß die Haube nach dem Rammen ohne Schwierigkeit stets entfernt werden konnte. Die Längung der Wand war etwa ebenso wie beim Profil III. Ein Mitziehen der Bohlen kam auch hier nicht vor.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Bauart und Profil	Mittel aus	Mittlere Schlagzahl	Mittlere durchschn. Fallhöhe cm	Weg des Bären m	Mittlere Ramm-tiefe m	Täglich gerammte Wandfläche m <sup>2</sup>	Längung	Verschnitt in m <sup>2</sup>
Hoesch III	16 Doppelbohlen einschl. Ecke	1300	70	910	14,1	rd. 27,4	auf 11,00 m rd. 18 cm	rd. 3,6
Larssen III	17 Doppelbohlen einschl. Ecke und Übergang von Profil III auf II	2960	65	1920	14,9	rd. 33,4	auf 13,50 m rd. 15 cm	rd. 0,3
Hoesch II	16 Doppelbohlen einschl. Ecke	2200	48	1056	14,8	rd. 27,0	auf 10,20 m rd. 10 cm	rd. 1,8
Larssen II	16 Doppelbohlen einschl. Ecke	2780	62	1720	14,5	rd. 23,2	auf 12,75 m rd. 10 cm	rd. 3,3

Abb. 8. Ergebnis der Proberammung für Spundwände.

bei der Bauart Hoesch auch nicht erforderlich. Es gelang nicht, das Mitziehen durch Einölen der freien Schlösser zu verhindern. Die etwa 11 m lange Wand hatte sich um 18 cm verlängert.

Profil II. In der Vermutung, daß das schlechte Ziehen der Bohlen mit auf die nicht immer lotrechte Stellung der Ramme zurückzuführen war, wurde beim Profil II, das wegen des schwächeren Querschnitts empfindlicher ist, größter Wert gelegt. Das machte allerdings viel

**Vergleich der Bauarten Hoesch und Larssen.** Die Ergebnisse der Proberammung sind in Abb. 8 zusammengestellt.

Beim Profil III fällt in Spalte 3 auf, daß die Schlagzahl bei Hoesch weniger als die Hälfte (44%) der Schlagzahl bei Larssen beträgt. Das liegt hauptsächlich an der bedeutend größeren Mächtigkeit des durchgerammten festen Septarientons bei Larssen, die etwa 5 m stärker war als bei Hoesch. Dazu war bei Larssen die mittlere Fallhöhe (Spalte 4)



etwas geringer. Der mittlere Weg des Bären betrug daher bei Hoesch 47% von dem bei Larssen. Es ist auch zu berücksichtigen, daß die Larssenwand etwas tiefer geschlagen werden konnte als die Hoeschwand, zumal mit zunehmender Tiefe die Eindringungstiefe je Hitze abnahm. Wenn trotzdem die tägliche Leistung bei Larssen größer war (122% von Hoesch), so ist das vor allem auf das Stauchen der Hoeschbohlen und die damit zusammenhängenden Erschwernisse zurückzuführen. In Spalte 9 ist angegeben, wieviel infolge des Stauchens abgeschnitten werden mußte. Die Längung der Wand ist bei Hoesch rd. 1,5 mal so groß wie bei Larssen.

Beim Profil II ist ebenfalls die mittlere Schlagzahl bei Hoesch geringer, und zwar nur 79% der Schlagzahl von Larssen. Der Unterschied ist nicht so groß wie bei Profil III, weil dem Profil Larssen II höhere Fallhöhen zugemutet werden konnten als Hoesch II. Der mittlere Weg des Bären ist daher bei Hoesch nur 62% von dem bei Larssen. Der Grund liegt in den geschilderten Untergrundverhältnissen und in der nicht immer lotrechten Stellung der Ramme, weswegen auch die Leistung bei Larssen nur 86% der Leistung bei Hoesch betrug.

Zu diesen Rammerngebnissen müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

1. Der Untergrund war an beiden Rammstellen sehr verschieden. Larssen mußte auf erheblich größere Länge durch schweren Boden gerammt werden. Bei Hoesch war das Rammen durch die größere Nachgiebigkeit des Untergrundes, allerdings nicht erheblich, erschwert.

2. Die Rammarbeiten wurden mit Hoesch begonnen, der Rammmeister des Unternehmers hatte bisher Hoesch noch nicht gerammt. Es waren beim Rammen von Hoesch sowohl die Fehler, die sich beim Beginn jeder Bauarbeit zunächst zeigen, als auch die Anfangsfehler, die bei nicht gewohnten Arbeiten einzutreten pflegen, zu überwinden. Dem Rammmeister war das Rammen von Larssenbohlen vertraut, dazu war der Betrieb auf der Baustelle bereits eingespielt. Während der Rammarbeiten von Hoesch war zeitweise ein Rammpolier der Firma, während der Rammarbeiten von Larssen war ständig ein Rammingenieur der Firma anwesend.

3. Da der Unternehmer die Proberammungen im eigenen Interesse möglichst wirtschaftlich durchzuführen suchte, wurde nicht immer auf einwandfreie Stellung der Ramme Wert gelegt, was die Ergebnisse wahrscheinlich auch beeinflußt hat. Die wesentlich größeren Schwierigkeiten bei Hoesch III als bei Hoesch II, wo auf das Richten der Ramme großer Wert gelegt wurde, trotz gleicher Bodenverhältnisse und stärkeren Profills, zeigen, daß das Rammerngebnis durch nicht einwandfreie Stellung der Ramme mehr oder weniger beeinflußt werden kann.

4. Auch der Wechsel in den Fallhöhen des Bären erschwert einen einwandfreien Vergleich. Der Beginn des Rammens mit Profil III verleitete zu einem reichlich starken Wechsel in den Fallhöhen, da dem Profil III von Anfang an größere Fallhöhe zugemutet werden konnte. Bei Hoesch III ist die durchschnittliche Fallhöhe größer gewesen als bei Larssen III, obwohl die Eisenstärke im Steg bei Hoesch wesentlich geringer ist als bei Larssen. Auf Grund der Ergebnisse von Hoesch II kann man annehmen, daß bei geringerer Fallhöhe und größerer Schlagzahl Hoesch III sich jedenfalls besser verhalten hätte, als die Versuche ergeben haben.

**Schlußfolgerung.** Werden bei der Beurteilung des Ergebnisses der Proberammung die vorstehenden Punkte berücksichtigt, so läßt sich nicht für alle Verhältnisse unbedingt eine Überlegenheit der einen Bauart über die andere feststellen. Die Versuche haben aber gezeigt, daß die Hoeschwand größere Sorgfalt beim Rammen erfordert und sich in schwerem Boden und zugleich bei großer Länge nicht so gut rammen läßt wie die normale Larssenwand der Hauptprofile. Beide Bauarten eignen sich für das Rammen in mittelschwerem Boden (Klössand ohne große Steine, tonige Feinsandschichten u. dgl.) etwa in gleicher Weise. Bauart Larssen hat sich auch für Rammarbeiten in schwerem Tonboden und steinigem Kies-schichten selbst bei großer Länge als brauchbar erwiesen. Bei Larssen wirkt in festem Gebirge die kräftige Ausbildung des parallel zur neutralen Achse liegenden Steges rammtechnisch günstig, dem in dem Baustoff der Schlösser ein genügendes Gegengewicht gegeben ist, um eine große Steifigkeit der Bohlen beim Rammen zu gewährleisten. Demgegenüber ist die große Baustoffanhäufung bei Hoesch im Schloß und die in statischer Hinsicht zulässige Schwächung der Stege für das Rammen namentlich in schwerem und in steinigem Boden nachteilig. Die Steifigkeit der Hoeschbohlen ist geringer als die der Larssenbohlen. Die Hoeschbohle neigt daher offenbar zu Stauchungen.

Bei gleichen Ramm- und Baustoffpreisen ist die Bauart Hoesch wegen ihres geringeren Gewichtes wirtschaftlicher als die Hauptprofile der Bauart Larssen. Für die Zwischenprofile der Bauart Larssen IIa und IIIa fällt der Vorteil des geringeren Gewichtes fort. Dafür werden diese Zwischenprofile in rammtechnischer Beziehung wegen der geringen Stegstärke aber ähnliche Nachteile aufweisen wie die Hoeschbohlen. Bei der öffentlichen Ausschreibung für das Unterführungsbauwerk gaben die Unternehmer, denen die Ergebnisse der Proberammung zugänglich gemacht wurden, im allgemeinen für das Rammen von Larssenbohlen etwas geringere Preise ab als für das Rammen von Hoeschbohlen. Da die Proberammungen

bald nach dem Erscheinen der Hoeschbohlen auf dem Markt stattfanden, läßt sich schwer sagen, wie weit dieses Ausschreibungsergebnis durch die Neuartigkeit beeinflußt worden ist.

Mit Rücksicht auf das stark wechselnde Gebirge, in dem mit dem Antreffen von Steinen und Holz gerechnet, bei dem die Spundwand durch harten Ton und Geschiebemergel geschlagen werden mußte, war es im vorliegenden Falle zweckmäßig, nur die Hauptprofile der Bauart Larssen zu verwenden. Die Länge der Spundwände konnte aber entsprechend der Höhenlage des dichten Bodens (Ton oder Geschiebemergel) abgestuft werden. Damit war zugleich die Möglichkeit gegeben, für die kürzeren Längen, bis 10 m, das Profil II zu verwenden. Nach diesen Gesichtspunkten wurden für das Bauwerk die Längen und die Profile II und III abgestuft (Abb. 7).

**Rammen der Holzpfähle.** Dem Zweck der Proberammung entsprechend wurden die Pfähle an Stellen mit möglichst verschiedenem Untergrunde gerammt. Es wurden Gruppen von fünf Pfählen geschlagen mit einem Abstände der Pfahlmitten von 0,9 bis 1,15 m. Vier Pfähle bildeten die Ecken eines Quadrats. Der mittlere Pfahl wurde zuletzt geschlagen. Die Pfähle wurden 16 und 14 m lang angeliefert mit einem mittleren Durchmesser von 38 und 34 cm. Beim Rammen zeigte sich fast stets, daß die beiden ersten Pfähle jeder Gruppe etwa gleich gut zogen. Dann wurde der Widerstand des verdichteten Bodens bei jedem weiteren Pfahl immer größer. Aus Abb. 9 ist zu ersehen, daß in allen Gruppen der Pfahl 5 durchweg größeren Arbeitsaufwand erforderte, die erzeugte Verdichtung also höheren Bodenwiderstand ergab.

1	2	3	4	5	6	7	
						Tägliche Rammleistung	
Gruppe Pfähle Abb. 6	Mittlere Schlagzahl	Mittlere durchschn. Fallhöhe cm	Weg des Ramm-bären m	Mittlere Ramm-tiefe m	Eindringung beim letzten Schlag mm	m	Stück
e 1 bis 4 e 5	1051 1867	85 75	893 1400	15,8 13,7	5 5	38,6	16-m-Pfähle
c 1 bis 4 c 5	831 1125	80 80	665 900	16,1 16,3	5,5 4	40,4	16-m-Pfähle
b 1 bis 4 b 5	1372 2700	60 50	823 1350	13,4 13,9	1,3 1	33,7	14-m-Pfähle im südwestl. Spundwandkasten
d 1 bis 4 d 5	652 750	40 50	261 375	14,0 14,1	15 10	70,1	14-m-Pfähle
f 1, 2, 4	634	45	285	10,12	2 Pfähle auf Steine gestoßen	30,4	16-m-Pfähle unvollständig gerammt

Abb. 9. Ergebnis der Proberammung für Pfähle (in Gruppen von 5 Pfählen).

Besonders auffällig zeigte sich die Vergrößerung des Widerstandes bei den 20 Pfählen im Spundwandkasten. Die letzten Pfähle konnten nur noch etwa 5 m tief eingetrieben werden (Abb. 10). Dabei ergab sich, daß die Verdichtung des Bodens nicht voll erreicht, sondern daß ein großer Teil des Bodens aufgetrieben wurde. Bei der letzten Pfahlreihe wurde die Oberfläche des Bodens etwa 20 cm gehoben.

1	2	3	4	5	6	
						Reihe Pfahl Nr.
		Mittlere Schlagzahl	Mittlere durchschn. Fallhöhe cm	Weg des Ramm-bären m	Mittlere Ramm-tiefe m	Ge-rammte m
1.	1 bis 4	3396	60	2038	13,4	53,5
2.	5 bis 8	2131	50	1066	7,9	31,7
3.	9 bis 12	3000	50	1500	11,6	46,5
4.	13 bis 16	2341	40	936	8,6	35,4
5.	17 bis 20	2014	45	906	4,7	18,6

Abb. 10. Ergebnis der Proberammung für Pfähle (im Spundwandkasten).

Im allgemeinen zogen die Pfähle erheblich besser als die eisernen Spundwände, ein Beweis dafür, daß die Kraft hauptsächlich durch die Reibung auf den Untergrund übertragen wird, während der Flächendruck nur eine geringe Rolle spielt (Oberfläche eines Pfahles etwa 1/2 der Oberfläche einer Doppelbohle).

Bei bindigen Böden wird beim Rammen der Hauptwiderstand gegen das Eindringen der Pfahlspitze dadurch hervorgerufen, daß unter ihr der Boden verdichtet und verdrängt werden muß. Das ist aber nur dadurch möglich, daß das gespannte Porenwasser ausgetrieben wird. Dieses ent-



weicht am Pfahl entlang nach oben und bildet um ihn herum einen Wasserfilm, der den Widerstand infolge Reibung vermindert. Wenn der Pfahl dann einige Zeit ungeschlagen gestanden hat, wird das Wasser von den umliegenden Bodenschichten aufgesogen, die Reibung am Pfahlumfang tritt erst dann voll in Erscheinung. Beim Rammen zeigte sich denn auch, daß ein Pfahl, der einige Zeit ungeschlagen gestanden hatte, bei Wiederbeginn der Arbeit sehr schwer zog und erst durch einige Hitzten mit geringen Fallhöhen wieder in Gang gebracht werden mußte. Der Wasserfilm mußte erst wieder hergestellt werden. Während also beim Rammen der Hauptwiderstand unter der Pfahlspitze liegt, kommt für die Tragfähigkeit hauptsächlich der größere Reibungswiderstand am Pfahlumfang in Betracht. Alle Rammformeln, die an sich schon unzuverlässige Werte liefern, bei bindigen Böden jedoch besonders versagen, müssen daher in bindigen Böden zu geringe Werte liefern, was auch durch die Probelastungen erwiesen wurde.

dreifache Sicherheit war eine Tragfähigkeit von 50 t unbedenklich zuzulassen. Vergleichsweise ergab die Brixsche Formel nur eine Tragfähigkeit von 62 t. Bei dreifacher Sicherheit hätte der Pfahl also nur mit 20 t belastet werden dürfen. Hieraus wird der Wert der Proberammung ohne weiteres klar.

Eine bemerkenswerte Tatsache wurde später beim Ausschachten der Baugrube festgestellt. Es zeigte sich nämlich, daß ein Teil jeder Bodenschicht am Pfahl und auch an den eisernen Bohlen haften geblieben und in tiefere Schichten mitgenommen worden war (Abb. 14). Der Mutterboden wurde noch in 3,5 m Tiefe festgestellt. Die einzelnen Bodenschichten hatten sich mantelartig um den Pfahl herumgelegt, wobei sich die bindigen Böden in stärkerer Schicht ansetzten als die sandigen. Dieser

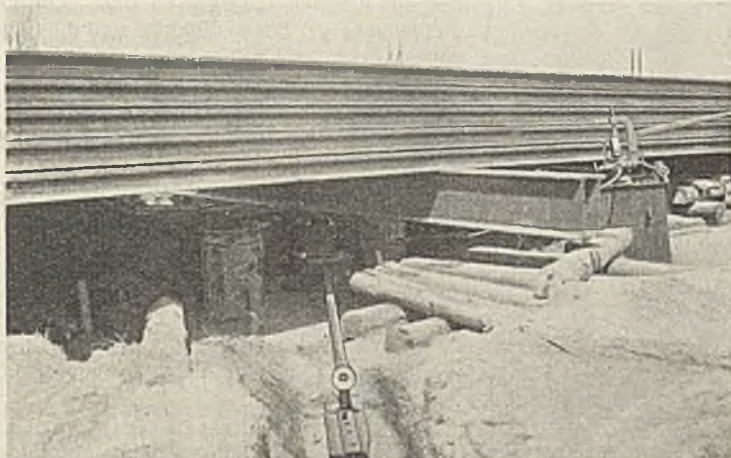


Abb. 11.



Abb. 14.

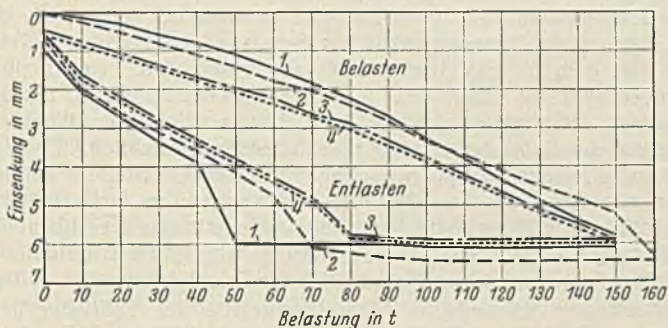


Abb. 12.

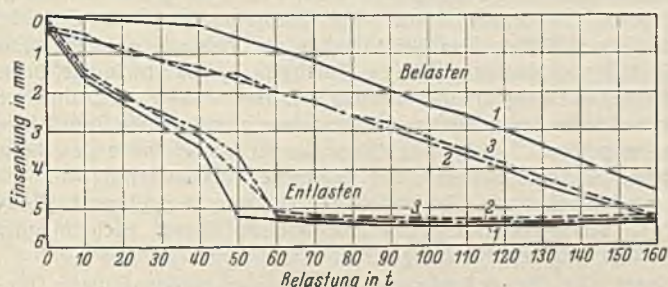


Abb. 13.

**Probelastung der Holzpfähle.** Bei den Probelastungen wurde über dem zu belastenden Pfahl ein Schienenstapel von 165 t errichtet (Abb. 11). Zwischen ihm und dem Pfahlkopf wurden Druckwasserpressen eingeschaltet. Die auf den Pfahl ausgeübte Kraft war an einem Manometer abzulesen. Zur Messung der Eindringungstiefe wurde eine Meßuhr verwendet, die Ablesungen von  $\frac{1}{100}$  mm gestattete. Die Eindringungen wurden von 10 t zu 10 t bei Be- und Entlastung abgelesen und aufgetragen. Die sich für einen mit 160 t belasteten Mittelpfahl ergebende Kurve ist in Abb. 12 dargestellt. Die Kurven der anderen Belastungsversuche ergaben ähnlichen Verlauf. Die bleibende Einsenkung war mit 0,3 mm sehr gering. Die Einsenkung unter der Höchstlast betrug 6,5 mm. Sie wurde bei wiederholten Belastungen nicht mehr vergrößert. Bei einer vier Wochen später nochmals vorgenommenen Belastung ergab sich nur eine Einsenkung von 5,4 mm, obwohl der Pfahl 23 Stunden unter Höchstlast gestanden hatte (Abb. 13). Man könnte danach die Tragfähigkeit des Pfahles zu 160 t annehmen, wobei die Setzung des Bauwerks noch in erträglichen Grenzen bleiben würde. Mit Rücksicht auf die verlangte

Bodenmantel haftete so fest am Pfahl, daß er mit der Spitzhacke entfernt werden mußte. Er war so fest, daß abgeschlagene Stücke mit der Hand nicht durchgebrochen werden konnten. Die Stärke betrug in 3,5 m Tiefe etwa 5 cm. Durch dieses feste Haften des mitgenommenen Bodens wird die Reibung des Pfahles sehr vergrößert. Vielleicht erklärt sich auch hieraus die Tatsache, daß die Pfähle unter der Last sehr viel weniger eindringen, als die elastische Verkürzung betrug. Die auf den Pfahl wirkende Kraft wurde anscheinend durch Reibung sehr schnell an den Boden abgegeben. Bei dem oben angegebenen Belastungsversuch sank der Pfahlkopf um 6,5 mm ein, während die elastische Verkürzung des Pfahles bei 14 m Länge, 37 cm mittlerem Durchmesser und einer Last von 160 t 21,7 mm beträgt. Danach mußte also schon etwa im oberen Drittel des Pfahles die Kraft an den Boden abgegeben sein.

Nach dem Ergebnis der Probelastungen wurde für das Bauwerk als größte Pfahllänge 12 m mit einem mittleren Pfahldurchmesser von 34 cm vorgesehen. Wenn das Rammen der Pfähle von den Spundwandlängsseiten zur Bauwerkachse vorgetrieben wurde, war anzunehmen, daß infolge der Verdichtung des Bodens in den letzten mittleren Reihen schon 8 m lange Pfähle nicht mehr ziehen würden, ohne zerschlagen zu werden. Die Pfähle wurden daher abgestuft in Längen von 12, 10 und 8 m, wobei den statischen Verhältnissen des Bauwerks Rechnung getragen wurde, daß unter den Seitenwänden die längsten Pfähle geschlagen wurden. Als Belastung für alle Holzpfähle von 34 cm mittlerem Durchmesser wurden 40 t angenommen, einschließlich der von dem verdichteten Boden aufzunehmenden Pressung. Den kürzeren Pfählen unter der Mitte des Bauwerks wurden wegen der geringeren hier zu fordernden Sicherheit ebenfalls 40 t unter Berücksichtigung der Bodenverdichtung zugemutet. Die nach diesen Grundsätzen vorgenommene Austellung der Pfähle zeigt Abb. 4. Von einer Bewehrung der Pfahlspitzen durch Pfahlschuhe wurde mit Rücksicht auf die damit vielfach gemachten schlechten Erfahrungen abgesehen.

**Einzelausbildung des Bauwerks.** Abmessungen. Der geschlossene Eisenbetonrahmen hat eine Länge von 103 m (Abb. 3). Der als Systembreite angenommene Achsabstand der Seitenwände beträgt 15,9 m, der als Systemhöhe angenommene Achsabstand der Sohle und Decke für eine einheitliche Sohlenstärke von 2,5 m ist 8,05 m. Die Deckenstärke ist in dem mittleren Teil des Rahmens 1,80 m, in den beiden Endstücken 1,33 m, während die Stärke der Seitenwände von 2 m auf 1,81 m abnimmt. Die Seitenwände haben einen äußeren Anlauf von 50:1, um ein besseres Anpressen der Tondichtung zu gewährleisten (Abb. 2).

Der Rahmen ist in 11 Blöcke unterteilt, die bis auf die 7,625 m langen Endstücke eine Länge von 9,75 m haben. Für diese Fugenteilung waren folgende Grundsätze maßgebend:



1. Die Belastung eines Rahmenblocks sollte an beiden Enden möglichst wenig verschieden sein, um ungleiche Setzungen zu vermeiden.
  2. Die Eisenbewehrung sollte noch wirtschaftlich sein, wenn sie auf die ganze Blocklänge gleichmäßig nach der größten Belastung bemessen würde.
  3. Die Blöcke sollten nur so lang werden, daß sie gegen allzu große Temperatur- und Schwindspannungen in der Längsrichtung und gegen dadurch hervorgerufene Risse gesichert waren.
- Die Oberfläche der Rahmendecke hat ein Quergefälle von 1:75, die Deckenunterfläche ein solches von 1:100 erhalten. Dadurch ist neben der Erzielung einer statisch günstigen Wirkung der ungünstige Eindruck eines Durchhängens der weitgespannten Decke vermieden. Die Sohlenoberfläche hat Quer- und Längsgefälle erhalten.

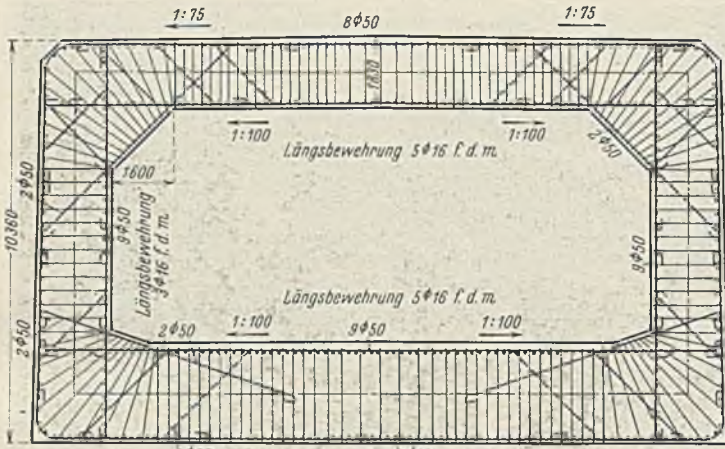


Abb. 15.

Querschnittausbildung. Bei der Eisenbewehrung ist grundsätzlich eine Häufung von Eiseneinlagen an solchen Stellen, wo sie den Betonierungsvorgang stören, durch ausreichende Bemessung der Betonstärken vermieden worden (Abb. 15). Durch kräftige Abschrägung der Decke und Sohle ist eine erhebliche Steifigkeit der Rahmenecken erzielt worden. Von großem Wert war die richtige Aufteilung der Trageisen in der Längsrichtung des Bauwerks, die als Vielfaches des Eisendurchmessers gewählt wurde. Unter Verwendung möglichst großer Eisenstärken und bei Beschränkung auf wenige verschiedene Stärken konnte so die nötige große Anzahl ohne unzumutbare Häufung und gegenseitige Behinderung verlegt werden. Als Trageisen kamen Stärken von 40, 46 und 50 mm Durchm., als Bügel von 14 mm Durchm. und als Verteilungseisen von 16 mm Durchm. zur Verwendung. So wurde es auch erreicht, daß auf 1 m Länge im allgemeinen nicht mehr als 7 Eisen und nur in wenigen Fällen 8 Eisen in einer Ebene lagen und das unwirtschaftliche Legen der Eisen in zwei Lagen überall vermieden wurde. Selbst im ungünstigsten Falle ließen sich bei Anordnung von zwei Gruppen von je 4 Eisen auf 1 m zwischen den Gruppen noch lichte Abstände von 15 cm bilden, die das Einhängen von Betonschütt-Trichtern ermöglichten.

Besonderer Wert wurde darauf gelegt, die Zahl der Schrägeisen in den Rahmenecken und die Abbiegungen zur Aufnahme der Schubspannungen auf ein Mindestmaß zu beschränken. Diese Eisen hatten sich nämlich bei den 1928 ausgeführten Eisenbeton-Rahmenbauwerken beim Betonieren als besonders lästig erwiesen, da sie das sachgemäße Einbringen des Betons behinderten und durch Entmischung infolge Aufschlagens des Betons auf die Eisen zur Bildung von Kiesnestern Anlaß gaben.

Damit selbst bei den unvermeidlichen Ungenauigkeiten und infolge von Verdrückungen beim Betonieren die Rundeseisen ausreichend mit Beton umhüllt wurden, sollte eine Überdeckung der Trageisen von 8 cm vorgesehen werden. Stöße der Eisen wurden auf das möglichst geringe Maß beschränkt durch Verwendung von bis zu 25 m langen Rundeseisen. Die Stöße wurden an Stellen mit möglichst weitem Abstände gelegt. Das waren auch die für den Betonierungsvorgang wünschenswerten Stellen über dem oberen Ansatz der Sohlenschragfläche und dem unteren Ansatz der Deckenschragfläche. Alle Stöße wurden durch Überdecken der Eisen auf eine Länge des 40fachen Eisendurchmessers hergestellt. Dabei wurden die Eisen nicht dicht nebeneinander, sondern mit einem Zwischenraum gleich dem Eisendurchmesser verlegt, da so nach neueren Versuchen<sup>2)</sup> die Kraftübertragung infolge voller Ausnutzung der Haftspannungen eine bessere ist.

Dichtung. Das Bauwerk erhält eine Tonumhüllung der Decke und Seitenwände sowie eine besondere Fugendichtung zwischen den einzelnen Blöcken. Von einer weiteren Dichtung des Bauwerks wurde abgesehen, weil nach den Versuchen der Eisenbeton hinreichend dicht hergestellt werden konnte. Die im allgemeinen 60 cm starke Kanaltondichtung muß

über dem Bauwerk auf 50 cm eingeschränkt werden. Die darüber liegende 32 cm starke Schutzschicht besteht aus Kopfsteinpflaster in Kiessand. Die Anschlüsse an die Kanaldichtung beiderseits des Bauwerks erhalten die Form kräftig ausgebildeter Zwickel (Abb. 3). In der Längsrichtung des Bauwerks ist die Tondichtung nur bis eben über die Fuge zwischen den beiden Endblöcken durchgeführt. Der Dammfuß erhält dadurch auf den Endblöcken ein gleitsicheres Auflager.

Die Dichtung der Fugen ist wie bei der Straßenunterführung Glindenberg<sup>3)</sup> ausgeführt. In Querschnittmitte liegt eine rings um den Rahmen laufende verlötete Bleibohle von 20 cm Breite und 3 mm Stärke mit einer Bitumenaufgabe bis zur Gesamtstärke von 3 cm. Um den ganzen Rahmenquerschnitt herum ist außen ein mit säurefreiem Holzkohlenteer getränkter Wergstrick eingelegt. Die Innenseite der Fuge ist beiderseits durch ein L 100·100·10 besäumt, wodurch in gewissem Umfange eine spätere Kalfaterung der Fuge ermöglicht wird. Über den Deckenfugen wird unter der Tondichtung ein Streifen Bitumengewebe aufgeklebt, nachdem vorher die Fugen bis zum Wergstrick mit Bitumen ausgegossen sind. Zur Vermeidung des gegenseitigen Aufhängens der Bauwerkblöcke sind die Fugen mit einer doppelten Lage unbesandeter Asphaltfilzpappe beklebt, die in der Wergstrick- und Bleibohlendichtung unterbrochen ist. Die in der Fuge liegenden Flächen des jeweils zuerst betonierten Blocks erhielten vor dem Aufkleben der Pappe einen doppelten Anstrich mit Inertol II. Zum Schutze des frischen Betons haben auch alle zu hinterfüllenden Flächen des Rahmens und der Flügelmauern einen doppelten Anstrich mit Inertol II erhalten, der sich bei den bisherigen Bauausführungen im Bezirk des Kanalbauamts Magdeburg am besten bewährt hat.

Als Sohlendichtung unter dem Straßenpflaster ist mit einem Längsgefälle von 1:500 beiderseits von Bauwerkmitte eine doppelte Asphaltfilzpappe aufgeklebt, die an den Seitenwänden bis zur Fußsteighöhe hochgeführt ist. Darüber ist ein 6 cm starker Schutzbeton hergestellt, auf dem die bis zu 1,4 m starke Klesbettung liegt, um Erschütterungen durch den Verkehr möglichst fern zu halten.

Straßenbefestigung und durchgeführte Leitungen. Der Fahrdamm innerhalb der Unterführung hat Reihenpflaster mit Fugenverguß, die Fußsteige haben Mosaikpflaster und Granithochborde erhalten. Seltens der Stadt Magdeburg sind unter den Fußsteigen geschweißte Wasserleitungsrohre von 70 cm Durchm. in Kiessand verlegt, die durch eine 38 cm starke Trennungswand als Schutz gegen Schäden bei Rohrbruch von dem übrigen Straßenkoffer abgetrennt sind. Außerhalb des Bauwerks sind die Rohre bis über die Kanalseitengraben hinaus in gemauerten Rohrkanälen verlegt, um etwa ausfließendes Wasser mit Sicherheit vom Fuße des hohen Kanaldammes fern zu halten. Unter dem östlichen Fahrdamm liegt ein Schutzrohr von 30 cm Durchm. für ein später durchzuziehendes Gasrohr. Um etwa austretendes Gas festzustellen und unschädlich abzuführen, sind beiderseits außerhalb des Kanaldammfußes Entlüftungsröhre bis über Gelände geführt. Die Reichspost hat unter dem westlichen Fahrdamm einen Kabelkasten für Telefonleitungen verlegt.

Straßenentwässerung. Das Quergefälle der Fahrbahn beträgt 1:35, das der Fußwege 1:50. Die Straße selbst hat ein von Norden nach Süden gehendes Längsgefälle von 1:1250 entsprechend dem durchschnittlichen Gefälle der Straße. Die Rinnsteine führen das Oberflächenwasser dem südlichen Kanalseitengraben zu. Besondere Aufmerksamkeit mußte dem von Norden auf der im Gefälle liegenden Straße zuströmenden Oberflächenwasser gewidmet werden. Dieses Wasser wird durch Sinkkasten auf jeder Seite abgefangen und einer gemeinsamen Entwässerungsleitung zugeführt. Die Vorflut dieser nur an der Nordseite des Bauwerks liegenden Sinkkasten liefert der nördliche Kanalseitengraben. Ferner wird durch gepflasterte Überlaufmulden über die tiefgelegenen Fußwege oberhalb der Unterführung das zuströmende Wasser nach Möglichkeit bereits den Straßengraben zugeleitet.

Statische Berechnung. Der Standsicherheitsnachweis für den Rahmen ist in gleicher Weise wie für die Straßenunterführung Glindenberg<sup>3)</sup> durchgeführt. Dabei sind für die Lagerung des Rahmens zwei Grenzfälle, die statisch bestimmte sowie die Lagerung mit gleichmäßig verteiltem Bodendruck berücksichtigt worden, denen bei der Bemessung der Pfahlgründung Rechnung getragen werden mußte. Es wurde die Belastungsfläche unter der Annahme ermittelt, daß die größere Hälfte des Bodendruckes für die ganze Rahmenbreite für unsymmetrische Belastung bei stetiger linearer Verteilung des Bodendruckes über die ganze Grundfläche in ein flächengleiches Dreieck mit der Spitze in Querschnittmitte umgewandelt wird. Weiter wurde angenommen, daß unter den Seitenwänden auf ein Drittel

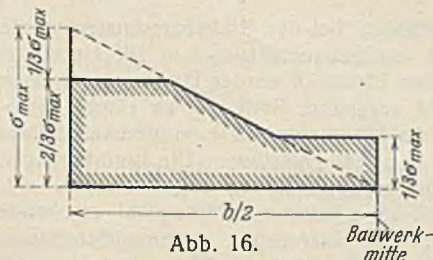


Abb. 16.

unter den Seitenwänden auf ein Drittel

<sup>2)</sup> B. u. E. 1928, Heft 9.

<sup>3)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1929, Heft 51.



der halben Querschnittbreite die Bodenpressung zwei Drittel der Höchstpressung für ein dreieckförmiges Druckdiagramm und die Bodenpressung in Querschnittmitte ein Drittel dieses Wertes beträgt (Abb. 16). Diese Annahme führte zu brauchbaren Werten für die Bemessung der Pfahlabstände (Abb. 4), die von 0,92 m bis 1,86 m schwanken.

Bauausführung, Rammen der Spundwände. Das Rammen der Spundwände geschah mit drei Rammen, einem Dampfbarren von 2,8 t (Ramme 1), einer Dampfkustramme mit schnelllaufender Dampfmaschine ohne Rücklaufkatze, Bärge wicht 2,2 t (Ramme 2) und einer Dampfkustramme mit Rücklaufkatze, Bärge wicht 2,0 t (Ramme 3). Die letzte Ramme wurde zum Schlagen der kurzen und leichten Bohlen verwandt.

Im allgemeinen zogen die paarweise im Schloß gepreßten Larssenbohlen infolge des bindigen Untergrundes schlecht, ganz besonders natürlich die 15 m langen. Diese erforderten bis zu 2000 Schlägen des 2,8 t schweren Bären bei einer mittleren Fallhöhe von 0,6 m. Trotzdem gelang es, die Bohlen bis auf ganz geringe Ausnahmen auf die vorgesehene Tiefe zu schlagen. Durch genaue Beobachtung der Längung der Wand und dadurch, daß die Bohlen beim Rammen möglichst senkrecht geführt wurden, gelang es, trotz des vielfach geknickten Grundrisses der Wand (Abb. 4) fast ohne Paßbohlen auszukommen. Nur beim Übergang von Bauart Larssen auf die bei der Proberammung geschlagenen Bohlen der Bauart Hoesch waren Paßbohlen erforderlich. Der Schluß der Wand wurde an die Ostseite in die Strecke verlegt, wo kürzere Bohlen zu schlagen waren. Hier wurden auf eine Strecke von etwa 7,2 m diese Bohlen angesetzt, wobei sie zunächst etwa 1,5 m tief geschlagen wurden. Da die Lücke um etwa 6 cm kleiner war, als das Maß der erforderlichen Bohlen ergab, mußten beim Einsetzen der Schlußbohle die benachbarten Bohlen etwas auseinandergedrängt werden. Das weitere Rammen geschah fachweise und ging ohne Schwierigkeiten vonstatten. Die durchschnittliche Leistung in achtstündiger Schicht betrug bei Ramme 1 rd. 29 m<sup>2</sup>, bei Ramme 2 rd. 36 m<sup>2</sup>, bei Ramme 3 rd. 20 m<sup>2</sup>. Das gute Ergebnis bei Ramme 2 ist darauf zurückzuführen, daß diese sehr wenig Stillstände infolge von Ausbesserungen hatte, während hierunter das Ergebnis bei Ramme 1 stark beeinflußt wurde. Ramme 3 hatte die geringe Leistung wegen ihrer geringen Schlagzahl.

Das beim Rammen eiserner Spundwände immer zu beobachtende Vor-eilen am oberen Ende der Wand wurde dadurch verhindert, daß die Bohlen zum Teil am unteren Ende schräg abgeschnitten und außerdem beim Rammen oben durch ein über eine Winde laufendes Drahtseil zurückgehalten wurden. Die Abschrägung geschah entgegengesetzt der bei hölzernen Spundbohlen üblichen, da ja das untere Ende nicht angepreßt, sondern abgezogen werden sollte. Durch diese Maßnahme wurde auch gleichzeitig die Längung der Wand vermindert. Ein Mitziehen bereits geschlagener Bohlen trat nur bei zwei Eckbohlen ein, weil das Schloß zwischen Eckbohle und Einzelbohle, die zusammen geschlagen wurden, nicht gepreßt war. Als Futter in den Rammhauben hat sich nach vielen Versuchen mit Eiche, Akazie, Rotbuche und Weißbuche nur Weißbuche bewährt. Die anderen Holzarten hielten meist nur das Rammen eines einzigen langen Bohlenpaares aus.

Aushub der Baugrube. Beim Aushub der Baugrube ergab sich, daß die Spundwand sich bis zu 5 cm von dem äußeren Boden absetzte, sobald der innere Boden entfernt war, weil durch das Zurückziehen der Bohlen beim Rammen die Wand in der Längsrichtung zusammengedrückt war. Nach Entfernen des Bodens konnte sich diese Spannung ausgleichen. Damit der sich allmählich wieder einstellende Erddruck, verstärkt durch die Erschütterungen beim Rammen der Pfähle, die an sich dem Erddruck standhaltende Wand nicht noch weiter nach innen drücken konnte, so daß sie in den Beton des Rahmens hineinragen würde, wurde die Wand verankert. Zu diesem Zweck wurden bei den Längswänden in Höhe der Spundbohlenlöcher an der Innenseite der Wände C-Eisen verlegt, die mittels Rundseilen an eingegrabenen Schwellentafeln genügend weit rückwärts verankert wurden.

Trockenlegung der Baugrube. Der Wasserandrang in der Baugrube war sehr gering, da die Spundwände nahezu dicht waren und in wasserundurchlässige Schichten hineinragten. Um die Baugrube trocken zu halten, genügte es, vier Dränstränge aus 8 cm starken Tonrohren mit Kiesumschüttung parallel zur Längsachse des Bauwerks zu verlegen, die in einen Pumpensumpf entwässerten, aus dem das sich sammelnde Wasser hin und wieder gepumpt wurde.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Gründung des Berliner Shellhauses.

Von H. Dürr, örtl. Bauleiter, und Dipl.-Ing. S. Steermann, Berlin.

Die geologischen Voruntersuchungen des Baugrundes für das Berliner Shellhaus<sup>1)</sup>, das im September 1931 vollendet wurde, zeigten, daß bei den vorgesehene zwei unterirdischen Geschossen die Gründungsplatte in scharfen Kies zu liegen kam. In Anwendung eines zum Patent angemeldeten Verfahrens zur Isolierung eines Gebäudes von den Straßenerschütterungen wurde die ganze Gründung so ausgebildet, daß die Außenwände zur Aufnahme des Erd- und Wasserdruckes in der Sohlenplatte eingespannt wurden. Die Sohlenplatte ist aus statischen Gründen in neun Einzelplatten unterteilt, die miteinander wasserdicht verbunden sind.

Das Shellhaus grenzt an einer Seite an ein bestehendes 5stöckiges Gebäude, dessen Fundamentunterkante (Kote + 31,15 m) rd. 4,5 m über der Gründungsordinate des Neubaus liegt. Von den drei das Shellhaus umgebenden Straßen weisen die Bendler- und die Königin-Augusta-Straße einen sehr regen Verkehr auf, der niemals unterbrochen werden durfte, die Regentenstraße ist zwar bedeutend ruhiger, aber auch sie war während der ganzen Bauzeit für den Verkehr frei zu halten. Da außerdem das ganze Grundstück bis auf einen schmalen Außenstreifen durch die Gründung eingenommen wird und der Gesamtbau auf einmal durchzuführen war, bot die Frage der Baustelleneinrichtung einige Schwierigkeiten.

Zu den Gründungsarbeiten gehörten folgende Leistungen: der Aushub einer bis zu 8 m tiefen Baugrube mit lotrechten Umschließungswänden, die Grundwasserabsenkung vom höchsten Grundwasserspiegel auf Kote + 31,20 bis unter die Kote + 26,72 und teilweise bis unter die Kote + 24,87, und der Einbau nebst Abdichtung des Eisenbetontroges. Es waren dabei zu bewegen rd. 22000 m<sup>3</sup> Sandaushub und rd. 5500 m<sup>3</sup> Beton. Sämtliche Gründungsarbeiten waren nach den Ausschreibungsbedingungen in 4 1/2 Monaten fertigzustellen.

Die Ausschreibung sah die Möglichkeit der Verbindung der Baustelle mit dem der Königin-Augusta-Straße entlang laufenden Landwehrkanal durch eine Hilfsbrücke über diese Straße vor; des weiteren wurde in der Ausschreibung die Umschließung der Baugrube durch abgesteifte eiserne Spundwände (Larssen Profil V) angeordnet.

Die Siemens-Bauunion G. m. b. H., die nach einem beschränkten Wettbewerb unter 14 Firmen den Zuschlag erhielt, ging auf den ersten Vorschlag der Bauherrin vollinhaltlich ein, hingegen stellte sie für die Baugrubenumschließung einen Gegenvorschlag auf, die Baugrube nach dem sogenannten „untergrundbahnmäßigen Verfahren“ zu umschließen. Die Umschließung der Baugrube sollte aus Trägern I 34 bestehen, die in 1,5 m

Abstand voneinander gerammt werden und zwischen denen waagerechte Holzbohlen von 5 bis 8 cm Dicke zur Aufnahme des Erddruckes eingeführt werden. Die I-Träger müssen etwa in ihrer Mitte durch Holzstempel abgesteift sein. Die Anwendung dieser Umschließung der Baugrube sparte der Bauherrin rd. 50000 RM und bot noch den weiteren Vorteil der geringeren Belästigung der Anlieger durch die Rammarbeit, die bei den I-Trägern mit einer leichteren Ramme in einer bedeutend kürzeren Zeit erledigt werden kann.

Für die Grundwasserabsenkung sah der Unternehmer auf Grund der Bohrproben und seiner Berliner Erfahrungen eine zweistufige Anlage mit insgesamt 48 Brunnen vor (Abb. 1).

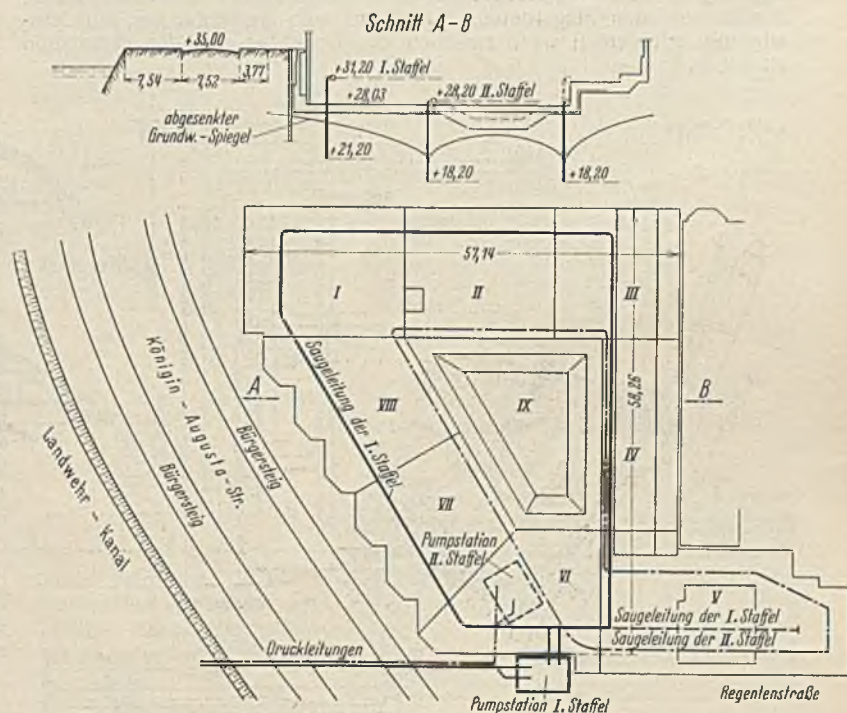


Abb. 1. Grundwasserabsenkungsanlage.

<sup>1)</sup> Vgl. Stahlbau 1931, H. 4. — Ferner Bautechn. 1932, H. 10, S. 109.



Für die Baustelleneinrichtung stellte die Baufirma zwei Entwürfe auf: Der Leitgedanke der beiden war, trotz der äußerst beengten Baustelle, unter Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs, den ganzen Beton mittels ein und derselben Betonierungsanlage einzubringen, ohne diese verschieben zu müssen.

Der erste Vorschlag benutzte zum Aufstellen der Mischanlage das Ufer des Landwehrkanales. Der in Schuten ankommende Kies wird durch einen Kran in Silos ausgeladen, gelangt von dort zur Mischmaschine, und der fertig gemischte Beton wird auf einem System von Förderbändern über die Augusta-Straße (Förderbandbrücke) unmittelbar zur Einbaustelle gebracht (Abb. 2). Der theoretische Vorteil dieser Anordnung besteht in der scharfen Trennung zwischen den stoßweise und den stetig arbeitenden Geräten, zwischen dem Kran und der Mischmaschine einerseits und den Förderbändern andererseits.

Die Förderbänder werden auch zum Abtransport des Baggergutes von der Baustelle zu den Schutten benutzt. Um jedoch die bei der kurzen Baufrist erforderlichen Leistungen beim Bodenaushub und bei dessen Abtransport zu erzielen, genügt eine Brücke über die Straße nicht, so daß während des Bodenaushubes eine zweite Förderbandbrücke erforderlich wäre.

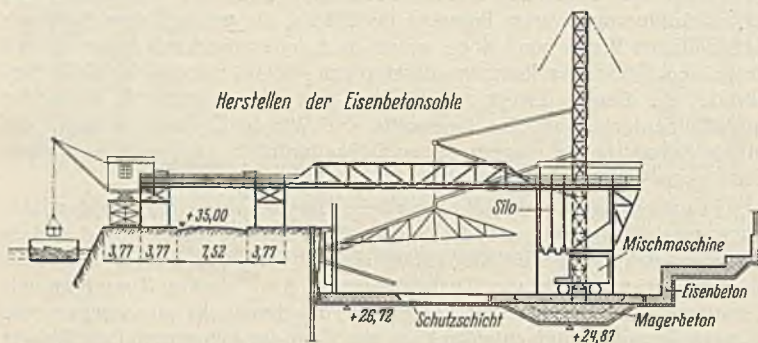


Abb. 3. Baustelleneinrichtung. Vorschlag II. Beton-Gießanlage.

Der zweite Vorschlag der Baustelleneinrichtung sah zum Beton-einbringen eine Gießanlage vor. Der Gießmast sollte in der Mitte der Baustelle, wohin im fertigen Bau der unterkellerte Hof zu liegen kommt, aufgestellt werden, damit mit der Eisenmontage auf den fertigen Teilen der Gründung noch während der Betonierung der weiteren Sohlenplatten begonnen und, bei der etwaigen Anordnung von Eisenbetondecken in den oberen Geschossen, der Gießmast auch für diese benutzt werden könnte. Außerdem wurde berücksichtigt, daß die mittlere Eisenbetondecke (Sohlenplatte IX) auf einer 1,8 m dicken Magerbetonschicht liegt, was die Montage des Gießmastes bedeutend erleichtert<sup>2)</sup> (Abb. 3). Allerdings war dieser Vorschlag nur bei einer ganz bestimmten Reihenfolge der Arbeitsausführung möglich: nach einem tunlichst beschleunigten Aushub des

<sup>2)</sup> Nach dem bauseitigen Entwurf, der bei der Ausarbeitung der Abb. 1 bis 4 benutzt wurde, war diese Magerbetonschicht über der Eisenbetondecke angeordnet, jedoch, schon um die für die Ausführung der Bewehrung so unbequeme Form der Eisenbetondecke zu vermeiden, wurde beschlossen, den Magerbeton, der ja nur zum Aufheben der Auftriebswirkung erforderlich war, zwischen die Isolierung und den Eisenbeton zu legen.

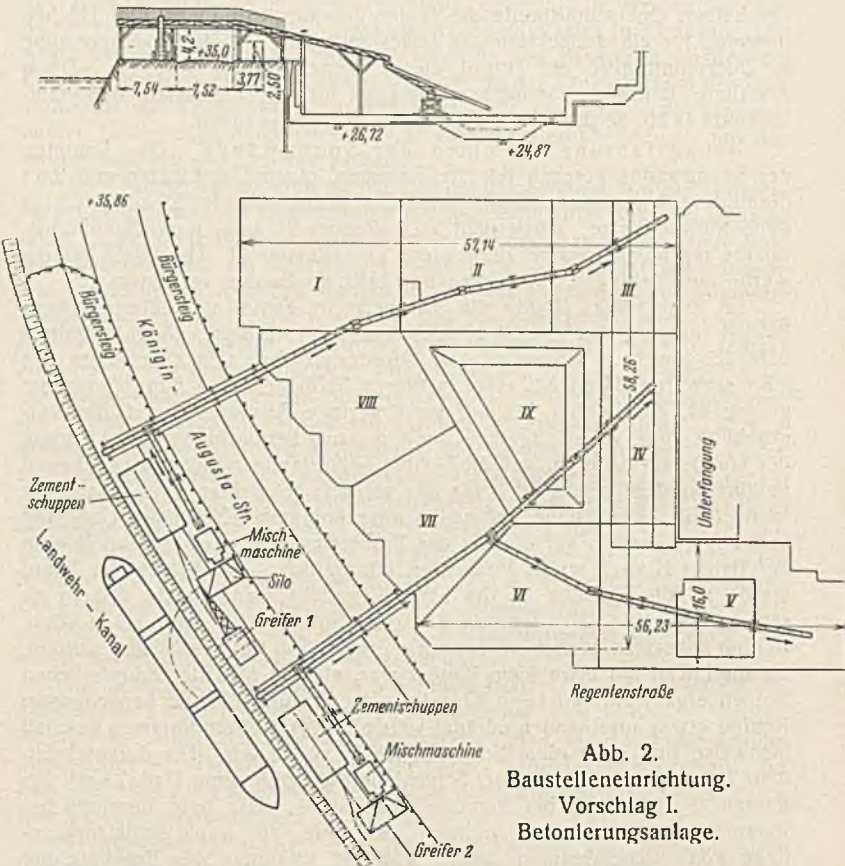
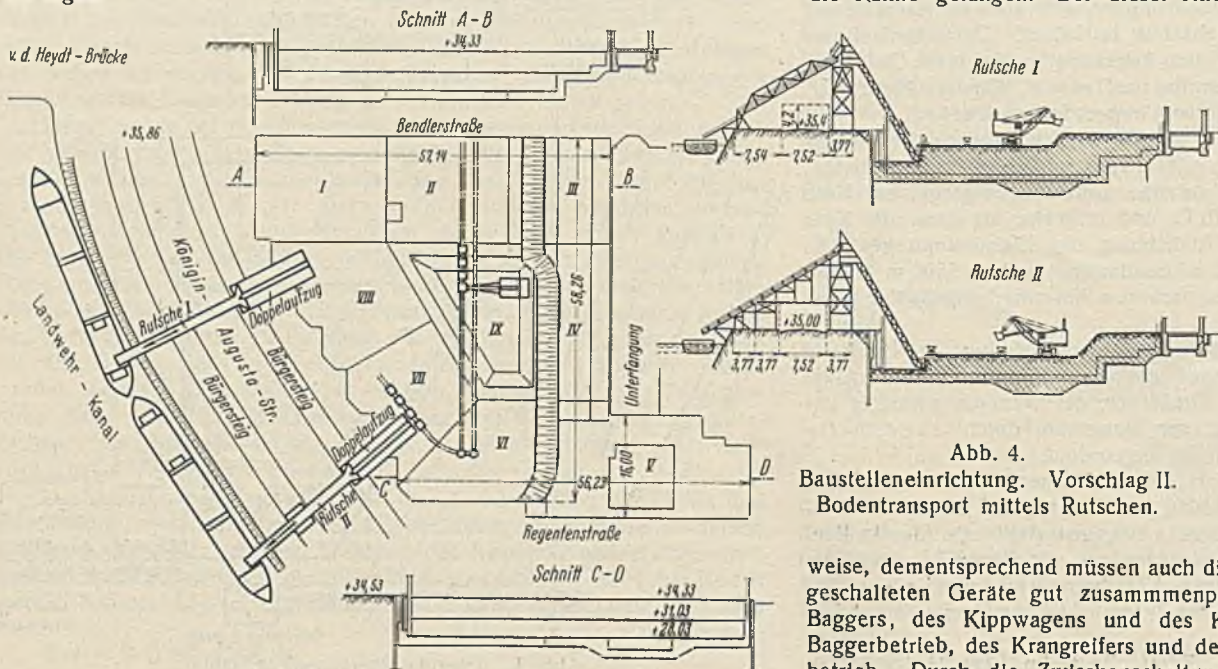


Abb. 2. Baustelleneinrichtung. Vorschlag I. Betonierungsanlage.

mittleren Teiles der Baugrube waren der Unterbeton, die Isollerschicht und der Magerbeton der Platte IX einzubauen. Der Unterbeton und der Magerbeton werden, wie auch bei den anderen Vorschlägen, aus dem Aushubsand mittels einer unten in der Baugrube aufgestellten kleineren Mischmaschine gefertigt; auf dem Magerbeton wird der Gießmast aufgestellt, so daß die untersten 1,2 m des eisernen Mastes in der Eisenbetondecke einbetoniert werden.

Das Ausladen der Zuschlagstoffe besorgt auch bei diesem Vorschlag ein Kran, der am Ufer des Kanales hoch aufgebaut wird. Er beschickt unmittelbar die auf der Förderbrücke stehenden Kippwagen, die zu den Silos der Mischanlage gebracht und in diese entleert werden. Da die Mischanlage in der Nähe des Gießmastes aufgestellt wird, so sind für die Zufuhr der Zuschlagstoffe zwei Brücken erforderlich — eine über die Straße und die zweite über die Baugrube. Die Silos der Mischanlage werden zwischen der Brücke und der Mischmaschine angeordnet, so daß die Zuschlagstoffe nur einmal — beim Ausladen — gehoben werden müssen.

Die Anwendung von Förderbändern nur für den Abtransport des Baggergutes wäre bei diesem Vorschlage der Baustelleneinrichtung kaum wirtschaftlich, deswegen sollte dort der ausgehobene Sand auf Rutschen in die Kähne gelangen. Bei dieser Anordnung wird der Aushub in der Baugrube auf Schmalspurgleis (600 mm) zu dem Doppelaufzug der Rutsche angefahren, in den Aufzugkübel gekippt, hochgehoben und in den obersten verbreiterten Teil der Rutsche gekippt, worauf er unmittelbar in den Kahn hineinrutscht. Um die im Bauprogramm vorgesehenen Leistungen zu erreichen, waren zwei Rutschen erforderlich; die eine davon wurde so konstruiert, daß nach einem geringen Umbau die für sie notwendige Brücke den Betontransport dienen könnte (Abb. 4).

Abb. 4. Baustelleneinrichtung. Vorschlag II. Bodentransport mittels Rutschen.

Beim zweiten Vorschlag für die Baustelleneinrichtung arbeiten sämtliche Geräte — bis auf die Rutsche — stoßweise, dementsprechend müssen auch die Abmessungen der hintereinander geschalteten Geräte gut zusammenpassen: die Inhalte des Löffels des Baggers, des Kippwagens und des Kübels des Doppelaufzuges beim Baggerbetrieb, des Krangreifers und des Kippwagens beim Betonierungsbetrieb. Durch die Zwischenschaltung der Silos der Mischanlage ist



der Trommelinhalt der Mischmaschine nur an den Inhalt des Kübels des Gießmastaufzuges gebunden.

Für die beiden Vorschläge stellte der Unternehmer ein gemeinsames Bauprogramm auf, und da auch die Angebotpreise bei den beiden Verfahren die gleichen blieben, so konnte die Bauherrin die Wahl der endgültigen Baustelleneinrichtung der Baufirma überlassen.

Bei der Bauausführung ergab sich nun, daß die ausführende Firma das Baggergut für den Bau der Dämme einer Eisenbahn in Berlin verwenden konnte, und daß dabei der Abtransport des Bodens mittels Lastwagen billiger als auf dem Wasserwege war. Da hierdurch die sonst zur Herstellung der Hilfsbrücke notwendige Zeit gewonnen wurde, genügte zum Einhalten des Bauprogramms eine geringere tägliche Aushubleistung.



Abb. 5. Die Baustelle am 22. März 1930.

Erdaushub bis zum Grundwasserspiegel mit einem Löffelbagger, Abtransport des Baggergutes mit Lastwagen. Beginn der Brunnenbohrarbeiten, Montage der Pumpstation 1.



Abb. 6. Die Baustelle am 29. März 1930.

Die erste Staffel der Grundwasserabsenkung ist im Betriebe. Der Bagger ist zu einem Greiferbagger umgebaut und hebt den zweiten Schnitt aus. Rechts ist die zur Absteifung der Baugrubenumschließung stehen gelassene Böschung deutlich zu erkennen.

Durch Anordnen eines Kreisverkehrs der Lastautos, die von der Regentenstraße auf die Baustelle kamen und sie durch die Bendlerstraße verließen, wurden Leistungen bis zu 600 m<sup>3</sup> je Zweischichten-Tag erzielt. Der Aushub wurde durch einen Universal-Bagger auf Raupen, der zuerst — bis zum Grundwasserspiegel — als Löffelbagger und dann beim zweiten Schnitt als Greifer wirkte, bewerkstelligt (Abb. 5 u. 6).

Die Baugrubenumschließung bot keinerlei Schwierigkeiten. Durch sorgfältiges Auskeilen der Bohlen gegen die I-Träger wurde ein so saftes Anliegen der Bohlen an das Erdreich erzielt, daß der Bürgersteig und die unter ihm liegenden Leitungen keinen Schaden erlitten haben. Die Absteifung der I-Träger wurde in Abweichung vom Plan folgendermaßen durchgeführt: Zuerst ließ man rund um die Baugrubenumschließung eine Böschung stehen, die hoch und breit genug war, um die Umschließung absteifen zu können (Abb. 6), dann wurde der innere Teil der Sohlenplatten betoniert, und nach der Fertigstellung je eines Plattenteiles wurden die Holzsteifen eingeführt (Abb. 7), so daß die Absteifung nur je einmal vorzunehmen war und sich gegen eine praktisch starre Unterlage stützte. Somit trug diese Maßnahme nicht nur zur Vereinfachung der Stelfarbeit, sondern auch zur Unnachgiebigkeit der Baugrubenumschließung und folglich auch zur Sicherheit der teilweise nahe der Baugrube liegenden sehr empfindlichen Rohrleitungen bei.

In dem schmalen Teil der Baugrube — Platte V — konnten die gegenüberliegenden Wände der Umschließung gegenseitig abgesteift werden.



Abb. 7. Die Absteifung der I-Träger der Umschließung gegen die fertige Sohlenplatte.

Die Ausgleichsschicht wird betoniert. Die Schutzbleche sind angenagelt. Am vorderen Brunnen sind die Schrauben des einbetonierten unteren Teiles des Brunnenkopfes und der obere Teil des Topfes sichtbar.

Um die erforderlichen Unterfangungsarbeiten des Nachbargebäudes auf das Mindestmaß zu beschränken, entschloß sich die Bauherrin, auf die Kellerräume in der Nähe dieses Gebäudes zu verzichten. Wo die Unterfangung noch durchzuführen war, wurde die chemische Bodenverfestigung — die Versteinerung des Sandbodens — und die gewöhnliche Betonunterfangung mit bestem Erfolg angewandt<sup>3)</sup>. Die Versteinerung diente zum Ausschluß des Erddruckes auf die Betonunterfangung, so daß die Betonmauer nur lotrechte Kräfte aufzunehmen hat.

Die Grundwasserabsenkungsanlage entsprach in der Anzahl der Brunnen durchaus den Annahmen des Unternehmers. Es bestätigte sich, daß der Landwehrkanal gut abgedichtet ist, so daß sein Wasserstand auf die Grundwasserabsenkung keinen Einfluß ausübte. Die Gesamtanlage der Grundwasserabsenkung ist aus Abb. 1, 6 u. 11 gut zu ersehen. Einige Schwierigkeiten beim Bohren der Brunnen und beim Absenken des Grundwassers waren nur im Bereiche der Platte IX, wo eine tiefere Absenkung erforderlich war und wo eine Schicht grobes Gerölle mit einzelnen Findlingen bis zu 1/3 m<sup>3</sup> Rauminhalt angetroffen wurde. Die Überwindung dieser Schwierigkeiten nahm einige Tage in Anspruch, was jedoch bei der gewählten Anordnung der Betonierungsanlage keine Verzögerung des Baustellenbetriebes verursachte.

Die wasserdichte Isolierung der Untergeschosse wurde durch mehrere Schichten teerfreier Asphaltpappe erzielt. Unter den Sohlenplatten wurde vierfache Pappe auf einer 10 cm dicken Magerbetonunterlage und an den Seitenwänden wurden je nach der Tiefe vier bis zwei Schichten der Pappe auf eine Ausgleichsschicht von Magerbeton

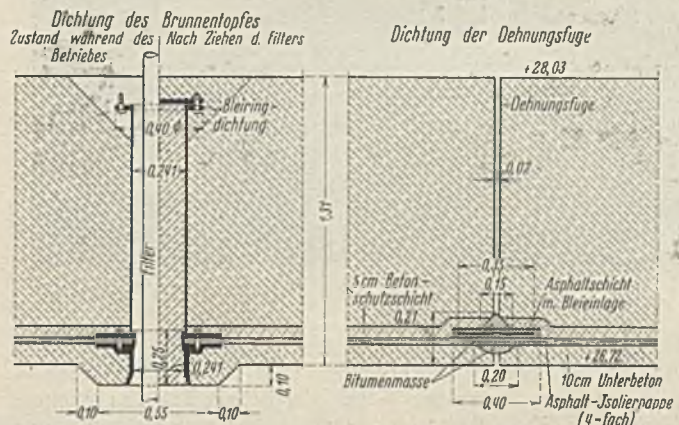


Abb. 9. Dichtung der Brunnenköpfe und der Dehnungsfugen der Sohlenplatten.



bzw. auf eine 1/2 Stein starke Backsteinmauer geklebt. Diese Backsteinmauer war nur an der

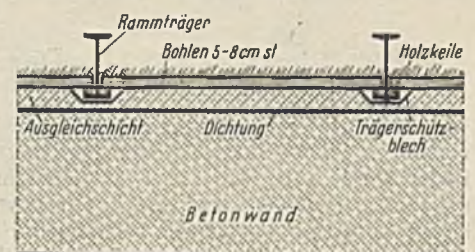


Abb. 8. Schutzbleche der Rammträger.

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1930, Heft 12, S. 181.



Augustastraße, und zwar dort, wo die Baugrubenumschließung den Abstufungen des Gründungsgrundrisses nicht folgte, erforderlich; sonst wurde die Magerbetonschicht auf die Bohlen der Umschließungswand aufgetragen. Über den niedrigsten Grundwasserspiegel liegende Bohlen wurden nach dem Betonieren der Eisenbetonwand gezogen, dort erhielt der Eisenbeton nur einen Schutzanstrich. Um die I-Träger wiedergewinnen zu können, erhielten sie eine Blechverkleidung, wie in Abb. 8 dargestellt. Zum Zurückziehen der I-Träger wurde ein Demag-Pfahlzieher benutzt.



Abb. 10. Der Greiferkran am Ufer des Landwehrkanals beim Umschlagen des Kiesel.

Die Abdichtung der Muffen, die zum Durchlaß der Brunnen der Grundwasserabsenkung eingebaut werden und die Ausbildung des wasserdichten Anschlusses der einzelnen Platten aneinander zeigt Abb. 9.

Der Magerbeton des Unterbetons, der 5 cm dicken Schutzschicht und des Ballastes der Platte IX wurde unter Verwendung des Baugrubensandes hergestellt, wobei hauptsächlich der in den Böschungen stehengelassene Sand Verwendung fand. Das Mischen des Magerbetons besorgte eine unten in der Baugrube fahrbar aufgestellte Mischmaschine. Zur Erhöhung des Ballastgewichtes wurden noch im Magerbeton der Platte IX 100 t Alteisen einbetoniert.



Abb. 11. Die Baustelle am 13. Juni 1930. Betonieren des Blockes IX.

Die Betonierungsanlage wurde in Anlehnung an den Vorschlag 1 unter Anwendung der Förderbänder errichtet. Dies bot die Möglichkeit — im Gegensatz zu einer Gießanlage — mit plastischem Beton zu arbeiten, was von besonderer Wichtigkeit war, da die statische Berechnung hohe Betonspannungen in den Sohlenplatten nachgewiesen hat.

Die Errichtung der Betonierungsanlage am Kanalufer, wie der Vorschlag 1 sie vorsah, zeigte sich bei der näheren Untersuchung, wegen

des zu schonenden alten Baumbestandes am Kanalufer und der schlechten Übersicht über die gesamte Baustelle, als unpraktisch. Man entschloß sich deshalb, die Mischmaschine auf gerammten I-Trägern über der Platte VII aufzustellen. Das Umschlagen der Zuschlagstoffe besorgte ein am Kanalufer und teilweise auf Pfählen aufgestellter hoch aufgebauter Kran (Abb. 10), der den Kies in einen über der Förderbandbrücke aufgestellten Trichter abwarf. Das Förderband beförderte den Kies über die Straße hinweg unmittelbar in die hochgelegten Silos der Mischmaschine, von denen die Mischmaschine unmittelbar beschickt wurde. Der fertig gemischte Beton wurde von der Mischmaschine bis zu der Einbaustelle auf Förderbändern gebracht (Abb. 11).

Ein Entmischen des Betons wurde nicht festgestellt, das Betonieren ging trotz der stellenweise sehr dichten, in drei Reihen verlegten Bewehrung gut vor sich, so daß Schichtenleistungen bis zu 60 m<sup>3</sup> Beton erreicht wurden.

Der Platzmangel auf der Baustelle war so groß, daß das Schneiden und Biegen der Eisen außerhalb der eigentlichen Baustelle, am Kanalufer, stattfand; die fertige Bewehrung wurde, um den Straßenverkehr nicht zu stören, meistens in der Nacht hinübergebracht.

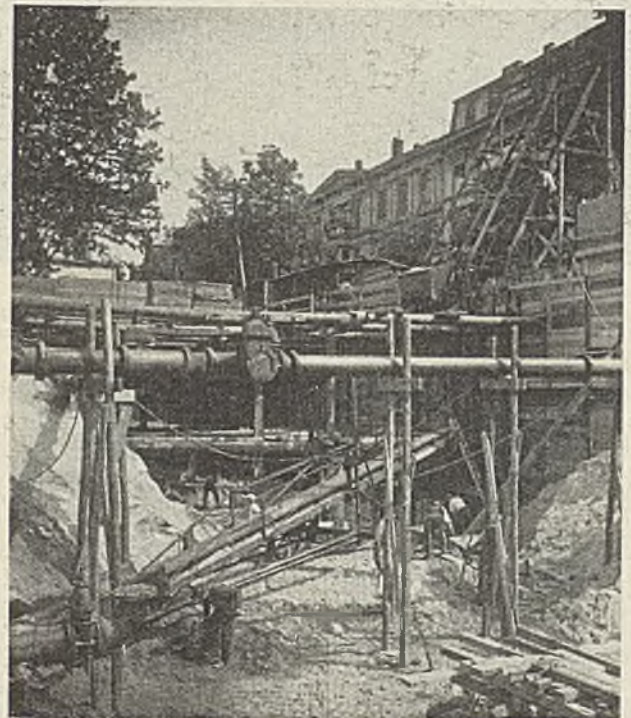


Abb. 12. Beschickung des Doppelaufzuges an der Regentenstraße durch ein Förderband.

Die Förderbänder wurden auch zur Verschiebung des Sandes innerhalb der Baugrube bei der Herstellung des Magerbetons und beim Antransport des übriggebliebenen Sandes zum Doppelausschachter (Abb. 12) verwendet. Bei allen diesen Arbeiten haben sich die Förderbänder gut bewährt; es ist sicher, daß die Verwendung der Förderbänder auf ähnlichen Baustellen ein sparsames Bauen ermöglichen wird.

Die Pumpen der Grundwasserabsenkung, die Mischmaschinen und die Förderbänder wurden elektrisch angetrieben. Da die städtische Stromleitung keine ausreichende Strommenge liefern konnte, wurde auf der Baustelle eine eigene Bauzentrale mit einem 350-PS-Dieselmotor aufgestellt. Eine städtische Gleichstromleitung lieferte die bei einer Grundwasserabsenkung unentbehrliche Stromreserve.

Die durch das Bauprogramm vorgesehenen Termine konnten zuerst aus Ursachen, die weder die Bauherrin noch der Unternehmer zu vertreten hatten, nicht eingehalten werden. Es gelang jedoch im Laufe der Ausführung, die Bauarbeiten soweit zu beschleunigen, daß das Shellhaus programmgemäß im September 1931 bezogen werden konnte.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Kaischuppen am Südwesthafen in Hamburg.

Vom Ersten Baudirektor Bunnies in Hamburg.

Durch Verlegung der Anlagen für den Umschlag und die Lagerung von Petroleum nach einem weiter elbavwärts liegenden Teil der neueren Häfen wurde 1914 der alte Petroleumhafen frei. Die Verlegung war notwendig geworden, weil die Lagerung von feuergefährlichen Flüssigkeiten mitten im Herzen des Hamburger Hafens eine ernste Gefahr für die umliegenden Anlagen und industriellen Betriebe bedeutete und weil die Wünsche nach Zuweisung weiterer Plätze für die Lagerung von

Petroleum und Benzin an der alten Stelle nicht mehr befriedigt werden konnten. Der alte Petroleumhafen lag ursprünglich, vor etwa 40 Jahren, getrennt von den übrigen Hafenanlagen. Die Entwicklung des Hamburger Hafens war aber eine derart rasche, daß schon um 1900 weiter elbavwärts ausgedehnte Anlagen für den Kalumschlag hergerichtet wurden und daß man sich dazu entschließen mußte, die Anlagen für den Petroleumumschlag an das untere Ende des Hafens zu verlegen. Der Ent-



schluß fiel um so weniger schwer, als die Anlagen für den Umschlag und die Lagerung von Petroleum und Benzin nicht in nächster Nähe der Stadt zu liegen brauchen, dagegen aber für die Kaiumschlaganlagen, die dringend der Erweiterung bedurften, die Stadtnähe ein unbedingtes Erfordernis ist. Die ersten Pläne für den Ausbau des alten Petroleumhafens zielten darauf ab, hier Anlagen für den Afrikadienst zu schaffen. Der Krieg unterbrach zunächst die Weiterverfolgung dieser Pläne. In der Nachkriegszeit wurde der Plan wieder aufgegriffen, da die Nachfrage nach Kaischuppenraum schnell stieg. Zuerst wurden neue Anlagen für den Umschlag von Stückgütern in den neueren Häfen gebaut. Es war nicht so sehr der Umfang des Verkehrs, der den Mangel an Schuppenraum fühlbar machte, sondern in der Hauptsache drängten die veränderten Verhältnisse zur Schaffung neuer Anlagen. Obgleich bald nach dem Kriege der Rauminhalt der ein- und ausgehenden Schiffe den Fassungsraum der vor dem Krieg im Hamburger Hafen verkehrenden Schiffe überstieg und selbst die umgeschlagenen Gütermengen den Vorkriegsstand wieder überschritten, würde doch für die Abfertigung der Schiffe der Zuwachs an Kaischuppenraum in den neueren Häfen genügt haben, wenn sich nicht der Umschlag der Güter in der Nachkriegszeit grundlegend geändert hätte.

Für die starke Beanspruchung der Kaischuppen war die Zunahme der Gesamtmenge der umgeschlagenen Güter von geringerer Bedeutung als die starke Verschiebung des Verhältnisses von gelandeten zu verladenen Gütern. Während die Menge der gelandeten Güter abgenommen hat, ist die Menge der verladenen Güter — insbesondere an den Staatskaianlagen — auf mehr als das Doppelte gestiegen. Die Hauptursache hierfür liegt darin, daß ein großer Teil des Güterumschlags vom Flußschiff auf die Eisenbahn abgewandert ist. Der Ausfuhrverkehr über die Kaischuppen beansprucht viel mehr Platz als der Einfuhrverkehr. Die Verdoppelung des Gewichtes der verladenen Güter hatte einen unverhältnismäßig großen Bedarf an Schuppenraum zur Folge. Es kam hinzu, daß infolge der ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnisse die Güter in wesentlich kleineren Partien als früher gehandelt werden, wodurch das raumbeanspruchende Sortiergeschäft erschwert wird. Außerdem stieg die Zahl der Reedereien und dementsprechend der Gütersammelstellen erheblich. Während man 1913 104 Sammelstellen zählte, waren es im Jahre 1929 über 240. Die Abfertigung der Schiffe brachte deshalb eine starke Nachfrage nach Schuppenraum mit sich. Besonders machte der Norddeutsche Lloyd seinen Bedarf nach neuem Schuppenraum dringend geltend.

Der durch Verlegung des Petroleumhafens nach Waltershof frei gewordene Hafen, der den Namen „Südwesthafen“ erhielt, eignete sich wegen seiner günstigen Lage zur Stadt und weil sowohl das Süd- als auch das Ostufer für den kaimäßigen Ausbau noch zur Verfügung standen, besonders gut zum Schaffen weiteren Raumes für neue Kaischuppen. Das Westufer, der Kamerunkai, war in den Nachkriegsjahren bereits von privater Seite durch Errichtung einer Kaimauer und von Kaischuppen ausgebaut worden. Die Bauten sind vom Hamburger Staat vollendet und übernommen.

Bei der ungünstigen Entwicklung der Wirtschaftslage wurde der ursprüngliche Bauplan wesentlich eingeschränkt. Es kamen zunächst nur die Anlagen am Kamerun- und Windhukkai zur Ausführung, von denen die Kaimauer und der Kaischuppen am Windhukkai die wichtigsten sind (Abb. 1). Das Hafenbecken wird auf reichlich 10 m Tiefe bei MHW ausgebaggert. Die Form des Hafenbeckens ergab sich im wesentlichen aus den örtlichen Verhältnissen. Die Ufer sind, soweit sie für den Kaiumschlag oder Freiladeverkehr in

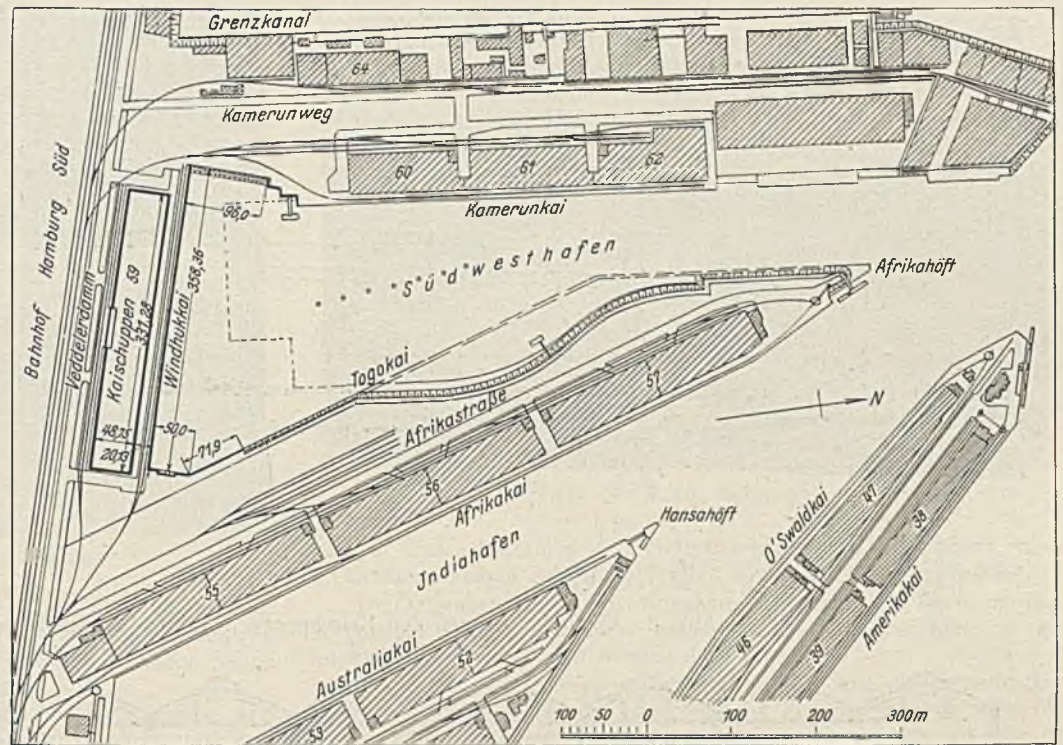


Abb. 1. Lageplan.

Frage kommen, mit Kaimauern eingefast worden; im übrigen bleibt die kurze Strecke am Süden des Kamerunkais, die durch eine versteifte Spundwand eingefast wird, in Böschung liegen. Für die Abfertigung von Seeschiffen auf der freien Wasserfläche im Hafen selbst ist in der Mitte des Hafenbeckens eine Dalbenreihe vorgesehen. Da der Bedarf an Kaischuppenraum sehr dringlich war, wurden entgegen der sonstigen Gewohnheit Kaimauern und Schuppen gleichzeitig erbaut. Im folgenden soll über den Bau des Kaischuppens berichtet werden.

Das Hauptarbeitslos für den Kaischuppen wurde im April 1930 nach Plänen der Strom- und Hafenbauverwaltung ausgeschrieben. Es war vorgesehen, den Schuppen in der Holzbauweise, wie sie sich bisher bei den Hamburger Kaischuppen bewährt hat, zu errichten. Abb. 2 zeigt diese Ausführungsart, bei der eiserne Säulen, deren Fundamente auf Holzpfählen stehen, die hölzernen Dachbinder aufnehmen. Sonderangebote waren zugelassen.

Auf die Ausschreibung gingen ein 40 Angebote auf einen Schuppen in der ausgeschriebenen Holzbauweise und daneben 17 Sonderangebote auf andersartige Holzbauweisen oder die Ausführung in Eisenbeton. Ein Vergleich der Angebote zeigte, daß Ausführungen in Holz, soweit sie technisch dem ausgeschriebenen Entwurf gleichwertig sind, nicht billiger werden als die Hamburger Bauweise, die sich aus langer Erfahrung entwickelt hat. Reine Eisenbetonausführungen, die in der bisher im Eisenbetonbau üblichen Weise die Schuppenfläche zu überbauen suchen, erwiesen sich infolge des mit der Stützweite stark steigenden Eigengewichtes der Holzbauweise gegenüber wirtschaftlich unterlegen. — Eine Ausnahme machte ein Sonderangebot der Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Hamburg, in dem die Verwendung von Zeiss-Dywidag-Schalengewölben (DRP. 431 629) vorgeschlagen wurde. Das Angebot sah die Ausführung der gesamten Gründung des Schuppens, der Wände und der Dächer sowie der wasserseitigen Kranbahn in Eisenbeton vor.

Die Strom- und Hafenbauverwaltung entschied sich für die Ausführung des Kaischuppens in dieser Bauweise des Sonderangebots. Trotz der

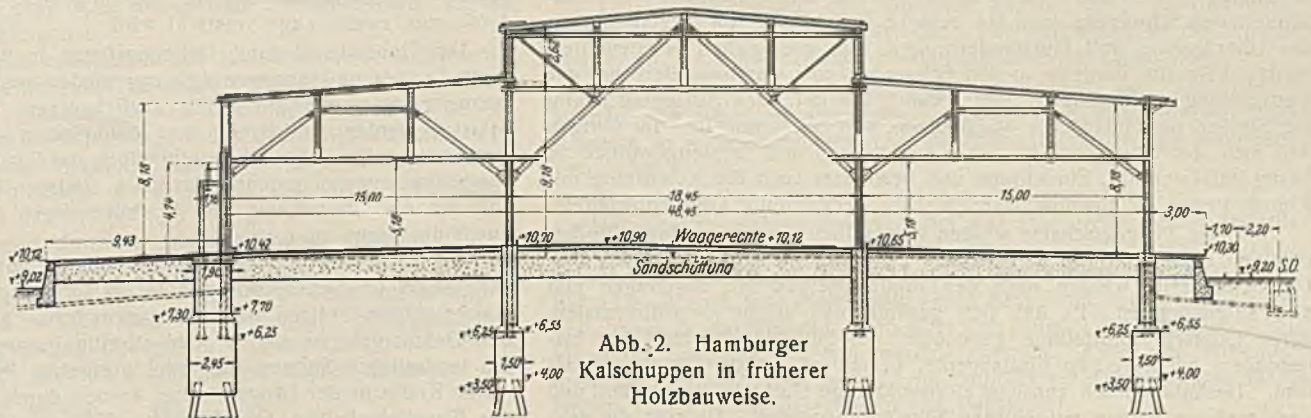


Abb. 2. Hamburger Kaischuppen in früherer Holzbauweise.



Verminderung der Stützen auf die Hälfte, so daß also nur noch eine Innensäulenreihe in halber Tiefe des Schuppens vorhanden war, und der dadurch bedingten größeren Spannweiten waren die Baukosten für den Kai-

steilen Dachflächen und ihre zuverlässige Eindeckung schwer herzustellen sind und da sich zwischen den einzelnen Tonnen tiefe Schneesäcke bilden, ersetzte man die ellipsenförmigen Querschnitte durch solche, die aus einem Kreisbogen und einem Randbalken zusammengesetzt sind. Später ist die Schalenform dadurch verbessert worden, daß der Kreisbogen nur noch ganz flach ausgeführt und mit einem hohen Randbalken verbunden wurde. Eine derartige Form ist in Deutschland in diesem Umfang zum ersten Male bei dem Kaischuppen am Südwesthafen angewendet worden (Abb. 10 u. 11).

Als Belastung außer Eigengewicht und Eindeckung wurde eine Schneelast von  $75 \text{ kg/m}^2$  eingesetzt. Die Windbelastung ist mit  $100 \text{ kg/m}^2$  angenommen.

Hauptanordnung und Abmessungen des Kaischuppens weichen von denen der neueren Schuppen im Hamburger Hafen wenig ab. Bei einer Länge von 331 m bietet der Schuppen zwei Seeschiffen Raum zum Löschen und Laden

(Abb. 5). Die Breite von nicht ganz 50 m genügt erfahrungsmäßig, um eine Schiffsladung im Schuppen übersichtlich unterzubringen. Die Gesamtschuppenfläche beträgt rd.  $15\,780 \text{ m}^2$ , außer den Rampen, die sich sowohl an der Wasser- als auch an den drei Landseiten befinden. Die Breite der wasserseitigen Rampe beträgt rd. 10 m, an den Landseiten hingegen genügen bei dem geringeren Umschlag 3 m. Verwaltungs- und Arbeiteraufenthaltsräume sind in einem dreigeschossigen Einbau von etwa  $400 \text{ m}^2$  Grundfläche untergebracht, der in der Mitte der Landseite in den Schuppen einschneidet und nur wenig vor den Schuppen vorspringt. Der Kaischuppen ist durch eine Brandmauer in zwei Hälften geteilt. Ein Eisenbetonkranbalken an der Wasserseite trägt die obere Schiene der Halbportalkrane.

Der Schuppen ist überdacht mit 36 Schalengewölben, die außer an den Enden nur durch eine Säulenreihe in der Mitte getragen werden (Abb. 6). Es kommt also im Schuppeninnern auf je  $450 \text{ m}^2$  Fläche eine Säule von  $50 \times 50 \text{ cm}$ . Die Spannweite der Schalen beträgt in der Achsenrichtung rd. 24 m und senkrecht dazu 9,16 m bei einer Stärke von 5,5 cm im Scheitel, die an den Übergängen zu den Binderscheiben und dem Randglied auf 8 cm zunimmt. Die mittlere Schalstärke ist etwa 6,2 cm.

Das Dach wird durch die zwischen den einzelnen Schalen liegenden Rinnen nach den Außenwänden zu entwässert. Die Gewölbe liegen nicht waagrecht, sondern gleichgerichtet mit dem von der Mitte nach außen zu geneigten Fußboden in einem Neigungsverhältnis von ungefähr 1:50. Dadurch werden Aufbetonierungen in den Rinnen, um das nötige Gefälle zu erzielen, vermieden, und außerdem wird im Schuppeninnern eine überall gleiche lichte Höhe von rd. 7 m unter den Randgliedern erreicht. Eingedeckt ist die Dachfläche mit einer einfachen Lage teerfreier Dachpappe, die unmittelbar auf den Beton geklebt ist und in den Rinnen durch eine zweite Lage verstärkt wird.

Das Gebäude ist durch Dehnungsfugen in sieben Abschnitte geteilt, damit Temperaturdehnungen sich ungehindert auswirken können. An den Dehnungsfugen, die mit einem Zwischenraum von etwa 20 mm offen gelassen werden, sind Säulen und Randglieder doppelt ausgebildet. Die wasserseitige Kranbahn ist ausschließlich der Fundamente vollständig von der Schuppenwand getrennt, um klare statische Verhältnisse zu schaffen und um die Übertragung von Erschütterungen auf die Schalengewölbe durch die Krane zu vermeiden.

Die Gründung des Kaischuppens besteht aus Eisenbetonpfählen von  $34 \times 34 \text{ cm}$  im Querschnitt und 14 bis 15 m Länge. Die Gründung der wasserseitigen Stützen und der Innenstützen besteht aus je drei, an den Dehnungsfugen aus je vier allseitig gespreizten Pfählen, während die landseitigen Stützen nur zwei gespreizte Pfähle erhalten. Waagerechte Kräfte in der Längsrichtung werden durch Anordnung durchlaufender Eisenbetonbalken zwischen den Stützenfundamenten aufgenommen.

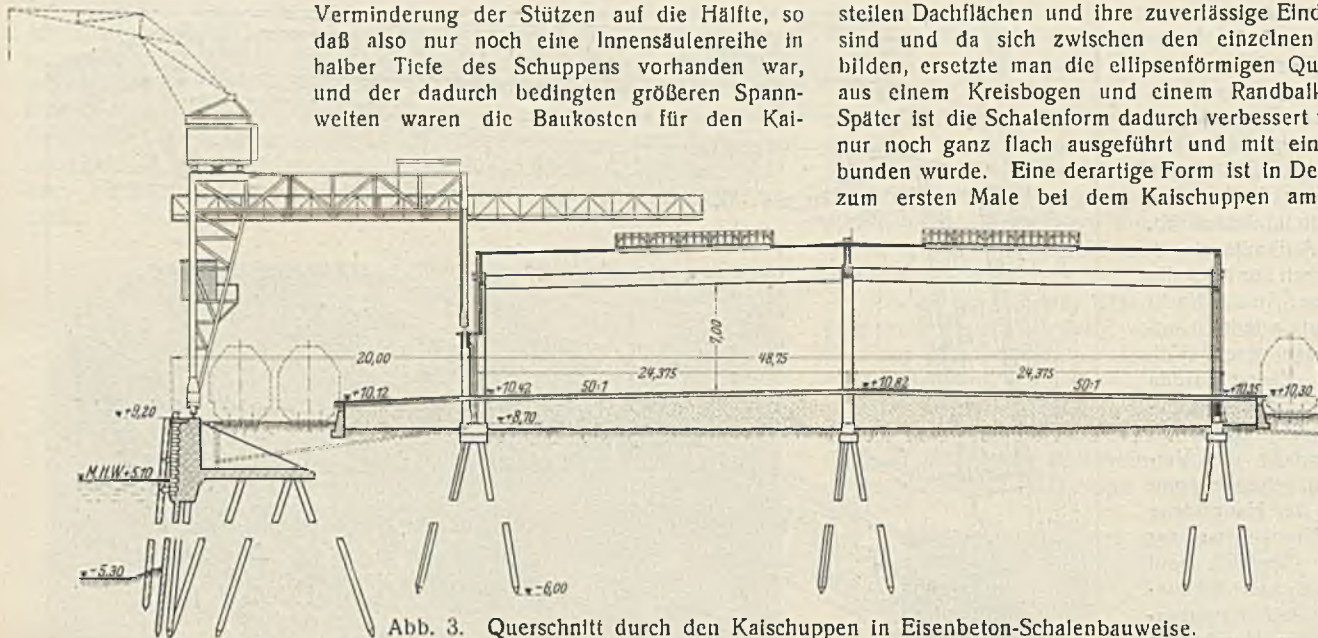


Abb. 3. Querschnitt durch den Kaischuppen in Eisenbeton-Schalbauweise.

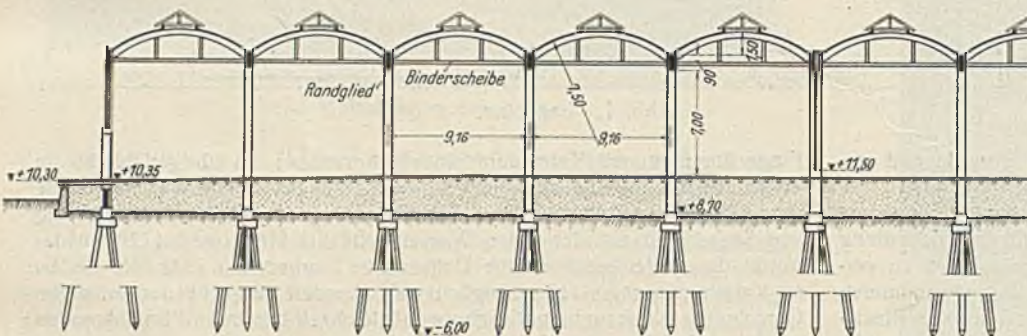


Abb. 4. Längsschnitt durch den Kaischuppen in Eisenbeton-Schalbauweise.

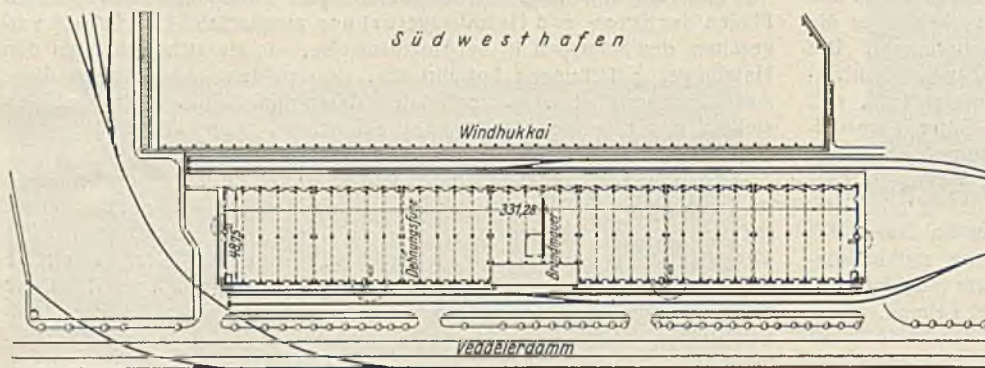


Abb. 5. Grundriß des Kaischuppens in Eisenbeton-Schalbauweise.

schuppen, verglichen mit der ursprünglich ausgeschriebenen Bauweise, nur um etwa 3% höher, so daß kein Zweifel über die Wahl bestehen konnte. Wirtschaftlich fiel weiter ins Gewicht die Dauerhaftigkeit des Betonbaues, die geringen Unterhaltungskosten, sowie ganz besonders auch die Feuersicherheit, wodurch erhebliche Versicherungsbeträge erspart werden. Die kapitalisierten Ersparnisse an Unterhaltungs- und Versicherungskosten gleichen allein schon den geringen Unterschied in den Gesteigungspreisen aus. Betriebliche Vorteile bietet die gute Übersichtlichkeit des Schuppens und die bessere Belichtung. Im Gegensatz zu der Überdachung mit Holzbindern ragen bei den glatten Schalenuntersichten keinerlei Bauteile in den Schuppenraum, was besonders bei der Verwendung von fahrbaren Stapelkränen, die mit ihren Auslegern häufig die Streben der Holzdächer beschädigen, von Bedeutung ist. Im übrigen ließ sich der Schuppen bei der Überdachung mit Schalengewölben in bezug auf Grundriß, Einrichtung und besonders auch die Ausrüstung mit Kränen genau so ausbilden wie bei der Verwendung von Holzbindern.

Bei den Zylinderschalen werden bekanntlich die Enden durch Binderscheiben ausgesteift. In den Schalen treten Längs- und Schubkräfte auf. Die Schubkräfte werden nach den Binderscheiben hin abgetragen und hier aufgenommen. Es hat sich gezeigt, daß solche Gewölbeschalen, deren Querschnittmittellinie gegenüber der Seillinie überhöht ist, insbesondere bei lotrechter Endtangente, besonders gut als Träger geeignet sind. Deshalb wurden zunächst ellipsenförmige Querschnitte gewählt und auch mehrere Bauten mit solchen Schalen ausgeführt. Da aber die sehr



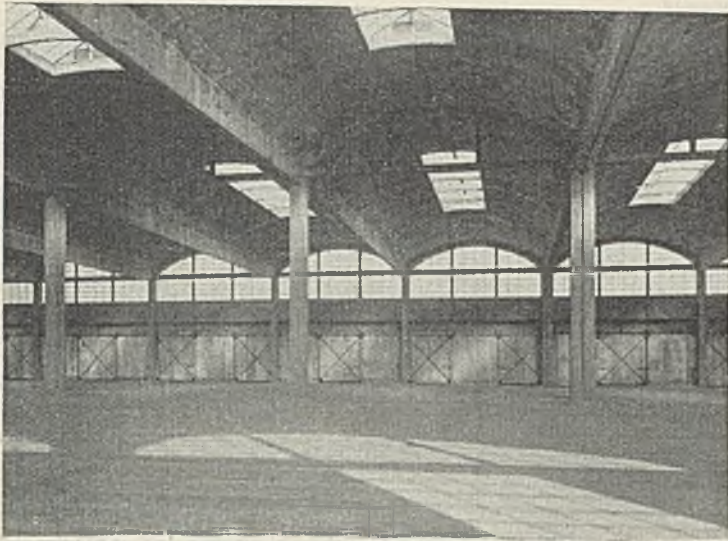


Abb. 6. Innenansicht mit Dehnungsfuge.

Diese tragen gleichzeitig das 1 Stein starke Mauerwerk der Giebelwände, der Brandmauer und das  $\frac{1}{2}$  Stein starke der landseitigen Wand. Die Fundamentbalken liegen so tief, daß der Fußboden bis zu 40 cm sacken kann.

Der Kaischuppen wird nach der Wasserseite hin durch eiserne, verzinkte Wellblechdächer abgeschlossen, die paarweise hintereinandergeschoben werden können und an Schienen laufen, die an dem Kranbahnbalken befestigt sind. Der wasserseitige Abschluß des Schuppens kann an jeder beliebigen Stelle geöffnet werden. An der landseitigen Wand befindet

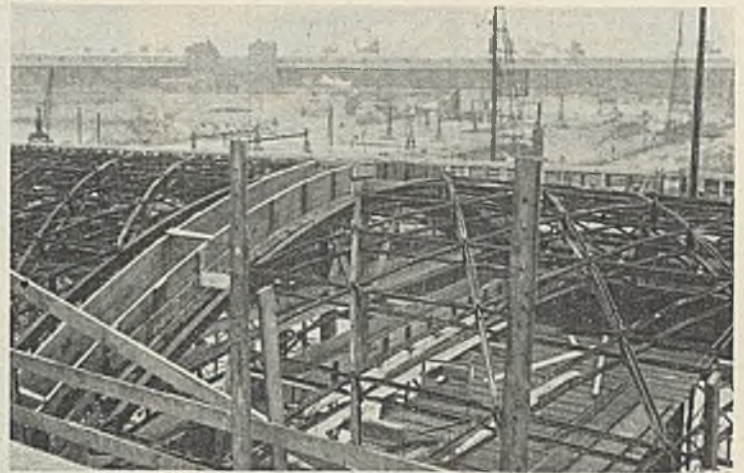


Abb. 8. Zeiss-Netzwerk.

gedeckt sind. Außerdem sind versuchsweise eiserne Oberlichter, deren U-förmige Sprossen galvanisch verbleit sind, eingebaut worden.

Drei Ölgruben dienen zur Aufnahme brennbarer Öle, die neuerdings in geringer Menge und unter besonderen Vorsichtsmaßregeln in den Kaischuppen untergebracht werden dürfen.

Das Äußere des Schuppens erhält durch die Schalen ein besonderes Gepräge. An der Landseite unterbricht der Einbau die lange Reihe der Bogen. Die sichtbaren Betonflächen bleiben schalungsrauh, während die Mauerflächen des Einbaues der landseitigen Wand und der Giebelwände mit Klinkern verblendet werden. Die etwas getönten Fenster und farbigen Tore und Türflächen gliedern und beleben die Ansicht des Schuppens.

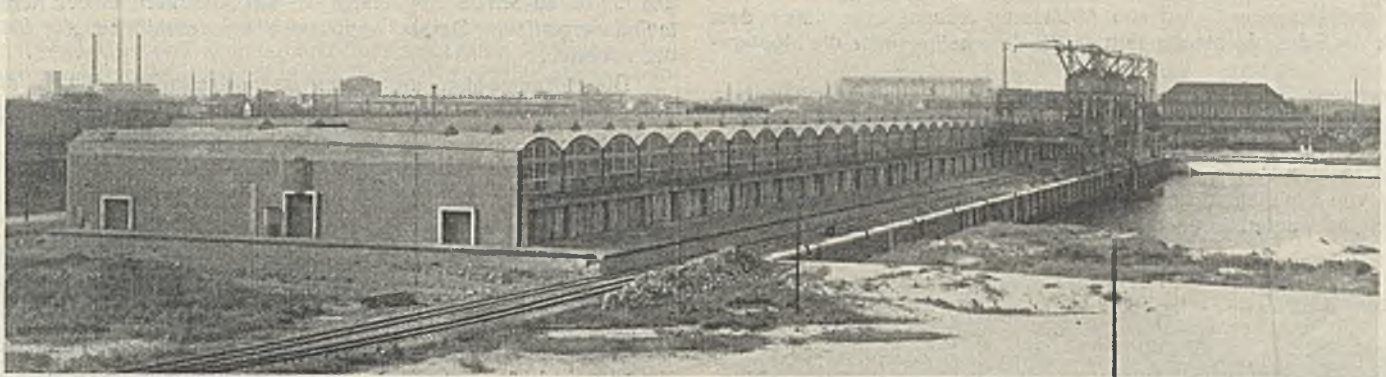


Abb. 7. Ansicht von der Wasserseite mit Kranbahn.

sich in jedem Binderfeld ein hölzernes Tor. Der Schuppenfußboden und die Verladerrampen haben einen Belag aus hölzernen Bohlen, der 1,10 m über Schienenoberkante liegt, von der Rampe nach der Schuppenmitte hin 1:50 ansteigend. Während in den meisten bisher gebauten Schuppen 7 cm dicke Kiefernholzbohlen auf Kiefernlagern verlegt worden sind, mit Ausnahme des 1930 erbauten Verteilungsschuppens am Holthusenkaai<sup>1)</sup>, sind in diesen Kaischuppen verschiedene Holzarten verwendet, um ihre Brauchbarkeit in praktischer und wirtschaftlicher Beziehung zu erproben. Im Schuppeninnern besteht der Fußboden teils aus 7 cm dicken Oregonpfeihohlen mit aufrechtstehenden Jahresringen und teils aus 7 cm dicken Kiefernbohlen. Ebenso sind für die Lager beide Holzarten verwendet worden. Die Rampen dagegen sind mit ausländischen Harthölzern, 5 cm dicken Bongossi- bzw. Jarrahbohlen belegt, die afrikanischen bzw. australischen Ursprungs sind. Die Hölzer sind außerordentlich hart; sie sind aber teurer als Kiefernholz.

Die Fußböden liegen unmittelbar auf dem Sandboden und können, da sie mit dem Schuppentragwerk in keiner Verbindung stehen, beliebig hoch belastet werden; praktisch kommen Belastungen bis zu 8 t/m<sup>2</sup> vor. Der Fußboden kann sich frei setzen und durch Unterstopfen leicht wieder auf die alte Höhe gebracht werden. Karrbahnen aus eisernen Blechen in der Längs- und Querrichtung des Schuppens erleichtern den Verkehr der Fördergeräte.

Der Kaischuppen wird durch in die Längswände eingebaute senkrechte Fenster von etwa 1000 m<sup>2</sup> Fläche und durch 72 Oberlichter mit einer Grundfläche von je 10,00 × 2,20 m beleuchtet. Diese Fensterflächen reichen volllauf aus, um an jeder Stelle des Schuppens eine genügende Beleuchtung zu gewährleisten. Der größte Teil der Oberlichter besteht aus Kiefernholzsprossen, die mit 7 mm dickem weißen Drahtglas ein-

An der Wasserseite ist der Schuppen mit sechs Drehwippkränen und sechs Doppelkränen ausgerüstet (Abb. 7). Die Krane sind auf Halbportale gestellt; sie können in der Längsrichtung nach jeder beliebigen Stelle des Schuppens verfahren werden. Die untere Kranschiene liegt auf der Kaimauer, während die obere auf einem Kranbalken vor dem Kaischuppen angebracht ist. Bei den Doppelkränen ist, um die Leistungsfähigkeit zu erhöhen, ein Drehwippkran mit einer Laufkatze zusammen auf ein Halbtor gesetzt. Die Krane und Laufkatzen haben im allgemeinen eine Tragfähigkeit von 3 t. Einer von ihnen hat eine Tragfähigkeit von 5 t, damit nicht etwa bei schweren Einzellasten zwei Krane zusammen benutzt werden, was immer etwas bedenklich ist. An den Land- und den Giebelseiten ermöglichen vier Wandkrane den Umschlag von Gütern auf Landfuhrwerke und Eisenbahn.

Die Landverbindung des Schuppens besteht aus je zwei Eisenbahngleisen an der Land- und Wasserseite. Für Fuhrwerke ist der Schuppen sowohl an der Land- als auch an den Giebelseiten zugänglich.

Mit den Bauarbeiten für den Kaischuppen wurde am 1. Juli 1930 begonnen, etwa drei Monate später als mit dem Kaimauerbau, dessen Arbeiten so weit fortgeschritten waren, daß eine gegenseitige Behinderung vermieden wurde.

Das wesentliche Merkmal der Betonierungsarbeiten war, daß sich verhältnismäßig geringe Betonmengen auf eine große Fläche verteilen. Es war deshalb das Gegebene, eine fahrbare Betonmischmaschine zu verwenden, die auf einem an der Landseite des Schuppens verlegten Gleis lief. Der Wagen trug gleichzeitig einen Kran, mit dem die mit Rädern versehenen Betonkübel auf einen über den Scheitel der einzelnen Schalen führenden Laufgang gehoben werden konnten. Außer der Betonmischmaschine lief auf dem landseitigen Baugleis ein Turmdrehkran für das Heben von Schalungsgerüsten und Baustoffen.

<sup>1)</sup> S. Bautechn. 1931, Heft 23, S. 346 bis 348.



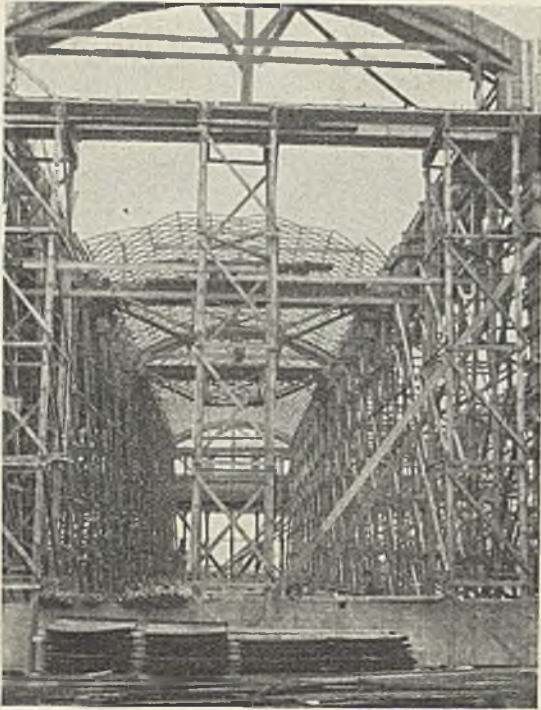


Abb. 9. Lehrgerüst.

Zur Einschalung der Schalengewölbe sind Zeiss-Netzwerke verwendet worden. Diese Netzwerke bestehen aus Einzelstäben, deren Form aus Abb. 8 zu erkennen ist und die zu je sechs Stück an Knotenpunkten mit Schraubenbolzen zusammengefaßt werden. Zur Aufnahme des Schubes dienen Rundisenanker. Auf der Abbildung erkennt man außer dem Netzwerk die Schalung für die mittlere Binderscheibe sowie die Montagebühne.

Unter den Randgliedern wird jeweils eine Reihe von hölzernen Gerüsttürmen aufgestellt, die das Gewicht des Netzwerkes, der Gewölbeschalung, die Einschalung des Randgliedes und das Gleis für die fahrbare Montagebühne aufnehmen. Die Türme, die in der Querrichtung im Abstände von 3 m stehen, sind leicht gebaut, damit sie, ohne auseinandergefallen zu werden, umgelegt und wieder aufgestellt werden können.

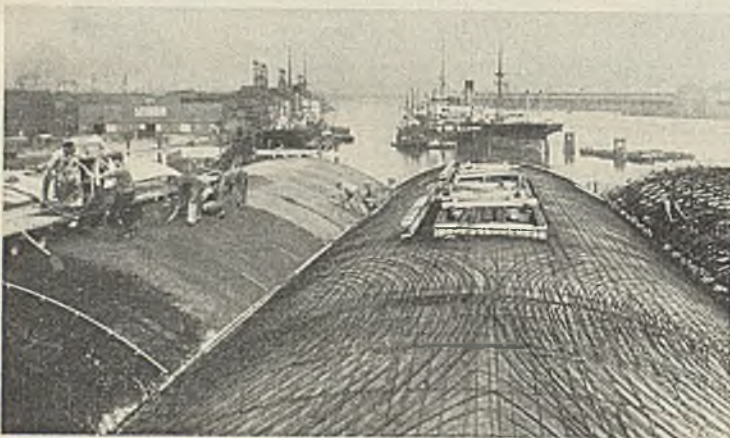


Abb. 10. Arbeitsvorgang bei der Herstellung der Schalengewölbe.

Abb. 9 zeigt die Anordnung des Lehrgerüsts. Im Gegensatz zu der sonst im Eisenbetonbau üblichen Einschaltungsart fällt auf, daß Steifen vollkommen fehlen und die Unterstützung des gesamten Lehrgerüsts nur durch die Türme bewirkt wird, so daß der Raum unter den Schalen auch während der Bauausführung frei bleibt. Keile unter den Netzwerkauflagern und den Randgliedern erlauben ein allmähliches Absenken des Lehrgerüsts beim Ausschalen. Die eigentliche Gewölbeschalung bilden Blechtafeln von etwa  $1 \times 1$  m Größe. Man erhält dadurch eine sehr gleichmäßige ebene Unterseite.

Den Arbeitsvorgang bei der Herstellung der Schalengewölbe veranschaulicht Abb. 10. Ganz rechts sieht man das Netzwerk; in der Mitte ist bereits die Rundisenbewehrung verlegt, während die Schale am weitesten links betoniert wird. Der Beton enthält 350 kg Zement auf 1120 l Klessand und wird in Förderkarren mit Hilfe des auf der fahrbaren Mischanlage befindlichen Schwenkkranes auf den über den Scheitel der Schale führenden Laufsteg gehoben und von dort aus in zwei Schichten

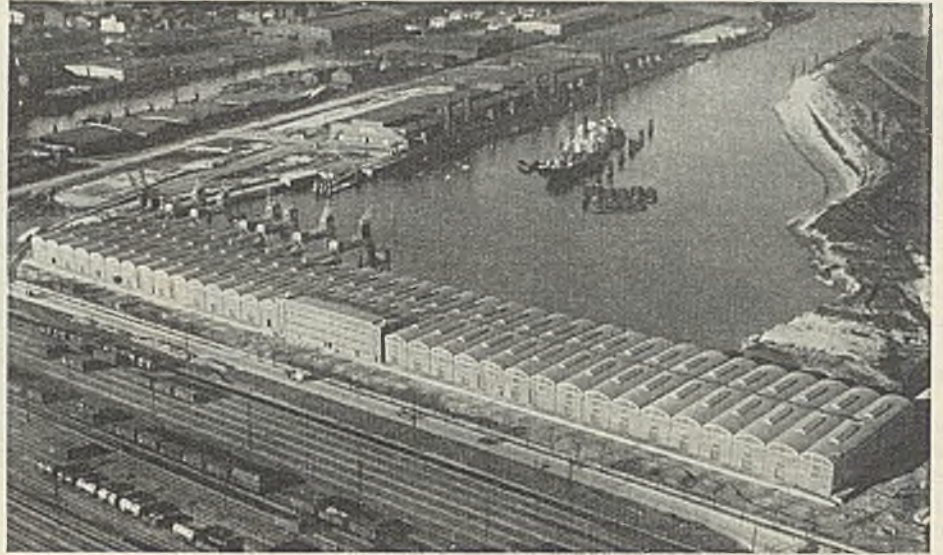


Abb. 11. Luftaufnahme des fertigen Kaischuppens.

eingbracht. Da die Neigung der Gewölbeflächen nicht mehr so groß wie bei früheren Ausführungen war, ließ es sich durch knappe Bemessung des Wasserzusatzes erreichen, daß die Gewölbe in üblicher Weise betoniert werden konnten. Man erkennt noch im Vordergrund der Abbildung eine Flachisenlehre, die zum Abziehen des Betons benutzt wurde und durch angenietete Bolzen die genaue Form und Stärke des Gewölbes gewährleistet. Die Bewehrung der Schalen und der Randglieder bestand aus Rundisen St 48, die der übrigen Eisenbetonteile aus Rundisen St 37.

Eine Schale kann erst betoniert werden, nachdem die Bewehrung der folgenden Schale eingebracht ist, weil die Eisen in den Randgliedern ineinandergreifen. Daraus ergibt sich im wesentlichen die Reihenfolge der Arbeiten.

Die einzelnen Bauteile wurden erst ausgeschalt, nachdem die Betondruckfestigkeit an Probewürfeln festgestellt war. Beim Ausschalen sind wiederholt Messungen der Durchbiegung der Randglieder vorgenommen und dabei Werte von 1,8 bis 3,2 mm entsprechend  $1/13\ 600$  bis  $1/7600$  der Spannweite festgestellt worden.

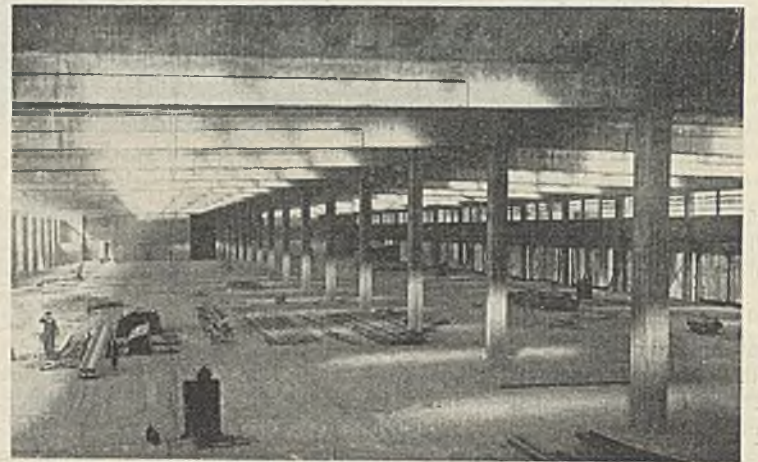


Abb. 12. Innenansicht der westlichen Schuppenhälfte.

Die Gesamtkosten des Kaischuppens einschließlich Einbau, jedoch außer Gleis- und Straßenbauten, maschinellen und elektrischen Anlagen, betragen rd. 1 250 000 RM. Es entfallen auf  $1 \text{ m}^2$  Kaischuppen rd. 70 RM und auf  $1 \text{ m}^3$  umbauten Raum des Einbaues rd. 30 RM.

Die Bauarbeiten wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann AG, Niederlassung Hamburg, ohne Störung tadellos durchgeführt und abgeschlossen.

Abb. 11 u. 12 zeigen den Kaischuppen in fertigem Zustande. Von der Geräumigkeit und guten Beleuchtung des Schuppens, der sich im Betrieb zweifellos bewähren wird, gibt die Innenansicht der westlichen Schuppenhälfte einen guten Eindruck, obgleich der weiße Anstrich noch fehlt.

Die Gesamtanlage konnte bisher wegen Mangels an Mitteln nicht betriebsfertig hergestellt werden. Es fehlen noch die Gleisanlagen, die Zufahrtstraßen und ein kleiner Rest an der Ausbaggerung des Hafenbeckens.



Vermischtes.

25 Jahre Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton verdankt sein Entstehen der Einsicht der Fachleute, daß für die gedeihliche Entwicklung des Eisenbetonbaues einheitliche Vorschriften für die Berechnung und Ausführung notwendig sind. Unter diesem Gesichtspunkte erließen zunächst die einzelnen Baubehörden Bestimmungen für ihren Bereich und nach ihren Erfahrungen. So gab u. a. in Preußen der Minister der öffentlichen Arbeiten im November 1904 die „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ heraus, die 1907 in neuer Bearbeitung erschienen. Die Vielgestaltigkeit der Vorschriften in den einzelnen Landesteilen machte sich jedoch bald störend bemerkbar, und so trat das Bestreben nach Bestimmungen, die für das ganze Reich Geltung haben sollten, immer stärker hervor und führte auf Anregung des Deutschen Beton-Vereins und des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Führung des Preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten zu einem Zusammenschluß einer Reihe deutscher Behörden sowie von technischen Materialprüfungsämtern und von namhaften Fachmännern. Der so gebildete Ausschuß durfte daher in der Sitzung am 8. und 9. Januar 1907 mit Recht den Namen „Deutscher Ausschuß für Eisenbeton“ annehmen. Seine Aufgabe ist es, einheitliche Vorschriften für die Berechnung und Ausführung von Bauwerken in Beton und Eisenbeton aufzustellen und sie den Fortschritten der wissenschaftlichen Erkenntnis und der technischen Erfahrung anzupassen.

Die Stellung des Ausschusses ist die einer unabhängigen Körperschaft, die die Rolle eines anerkannten wissenschaftlichen Beraters spielt. Sache der Länder bleibt es, auf Grund der einheitlichen, für das ganze Reich geltenden Vorschläge des Ausschusses baupolizeiliche Vorschriften zu erlassen, nachdem ihre Vertreter an den Beratungen und Arbeiten im Ausschuß teilgenommen haben. Ein wichtiges Gebiet der Tätigkeit des Ausschusses war die Ausführung von Versuchen, die zur Gewinnung der technisch-wissenschaftlichen Grundlagen für die Bestimmungen notwendig waren. Die Ergebnisse dieser Versuche, die nach einheitlichen Gesichtspunkten von den Materialprüfungsämtern vorgenommen wurden, sind in den 69 Heften der Schriftenreihe des Ausschusses veröffentlicht<sup>1)</sup>.

Im Jahre 1908 gab der Ausschuß die ersten Bestimmungen heraus. Diese bezogen sich auf Bauten aus Stampfbeton. 1916 folgten weitere Vorschriften, die zwei Teile umfaßten: „Bestimmungen für die Ausführung von Bauten in Beton“ und „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton“, und, entsprechend den Fortschritten der Wissenschaft und Erfahrung neu bearbeitet und durch Bestimmungen für ebene Steindecken und für Druckversuche an Betonwürfeln ergänzt, im September 1925 in vier Teilen neu herausgegeben wurden.

Die weiteren Fortschritte in den theoretischen und praktischen Erkenntnissen der Eisenbetonbauweise machten bald eine abermalige Umarbeitung der Bestimmungen erforderlich. Diese Umarbeitung, die auch eine klarere Gliederung des Stoffes bezweckte, ist zur Zeit abgeschlossen.

Ferner will der Ausschuß durch Ermittlung der Ursachen von Unfällen zur Verminderung von Fehlschlägen im Eisenbetonbau beitragen; zu diesem Zwecke hat er eine Unfallstatistik eingerichtet, wobei die Ursachen der Unfälle durch besondere Sachverständige festgestellt werden<sup>2)</sup>.

Zur Erforschung des Verhaltens des Betons im Moor wurde ein besonderer „Moorausschuß“ bestellt, der die „Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern“, sowie die „Richtlinien für die Ausführung von Betonbauten im Meerwasser“ aufgestellt hat.

Ein anderer Sonderausschuß des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hat, im Rahmen des Deutschen Normenausschusses, die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075) bearbeitet.

Die Geschäftsführung des Ausschusses liegt seit 1921 bei dem Reichsverkehrsministerium.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton blickt heute auf eine erfolgreiche 25jährige Tätigkeit zurück. Wenn es ihm gelungen ist, seinen Aufgaben gerecht zu werden, so ist dies vor allem der opferwilligen Gemeinschaftsarbeit seiner ehrenamtlich arbeitenden Mitglieder zu verdanken. Ihnen und den Förderern gebührt der Dank der Fachwelt.

Schutzbauten an der Küste von Florida. In Eng. News-Rec. 1931, Bd. 107, Nr. 27 vom 31. Dezember, S. 1030, werden zwei bemerkenswerte Uferschutzbauten beschrieben, die an der Palmenküste von Florida an einer Landenge zwischen dem Atlantischen Ozean und dem Worth-See errichtet wurden. Abb. 1 zeigt den Lageplan einer der beiden Anlagen, die an einem bereits weit abgespülten Küstenstrich unter gleichzeitiger Anlage von Bühnenbauten hergestellt wurden.

Dieser neue Küstenschutz, der insgesamt etwa 600 m lang ist, besteht aus einer auf Holzpfählen stehenden, aus Eisenbeton im Schutz einer Stahlspundwand im Trockenen errichteten Schwergewichtsmauer, deren Außenfläche nach der Seeseite unten abgestuft, weiter oben parabelähnlich verläuft und an der Krone nach rückwärts gekrümmt ist. Die Rückseite der Mauer ist durch eine Trockenfüllung gesichert; zwischen dieser und der Dünen soll sich eine Bodenanspülung ergeben.

Die Breiten der so geschützten Landenge liegen zwischen 200 und 400 m, die Höhe der Küste am Ozean wechselt zwischen 3 und 5 m. Noch im Jahre 1925 lag die Küstenlinie etwa 75 bis 90 m weiter seewärts. Als im Jahre 1926 der auf dem Lageplan erkennbare Durchstich

zum Worth-See hergestellt wurde, trat durch die bei Ebbe und Flut ein- und ausströmenden Wassermassen eine Störung der bis dahin von Norden nach Süden stattfindenden Küstensandwanderungen ein, derart, daß sich ein starker Abtrag südwärts des Durchstiches bemerkbar machte. Ohne

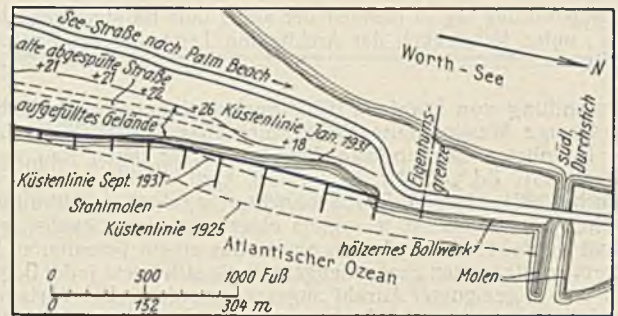


Abb. 1.

die neue Befestigung der Küste und insbesondere durch die Bühnenanlagen wäre der Landstrich voraussichtlich bald verloren gewesen.

In einer Tiefe von 2,5 m unter dem Meeresspiegel lagert eine dünne weiche Felsschicht, darunter Sand, und zwar bis zu 3,6 m Tiefe, wo härterer Fels beginnt. Bis zu diesem ist zur Vermeidung von Unterspülungen die vordere Stahlspundwand hinuntergerammt. Der vordere Teil der Uferwand ruht auf lotrechten Pfählen. Die hinteren Holzpfähle sind mit dem Beton der Wand durch Ankerlaschen verbunden. Die bisherigen Beobachtungen der Sandbewegungen vor dem Uferschutz zeigten während der in den verschiedenen Jahreszeiten periodisch wechselnden Wind- und Stromrichtungen bisher zufriedenstellende Ergebnisse. Die Ausführung besorgte G. O. Reed, Inc., Miami Beach, Fla.

Eine zweite in dieser Gegend angelegte Küstenbefestigung zeigt besondere Neuheiten in bezug auf die konstruktive Durchbildung und das Ausführungsverfahren. Diese in Abb. 3 im Schnitt dargestellte, ebenfalls aus bewehrtem Beton bestehende Uferwand ruht auf in die unterliegende weiche Felsschicht eingerammten Eisenbahnschienen. Die vorn unter dem Fuß in den felsigen Untergrund etwas eingelassene

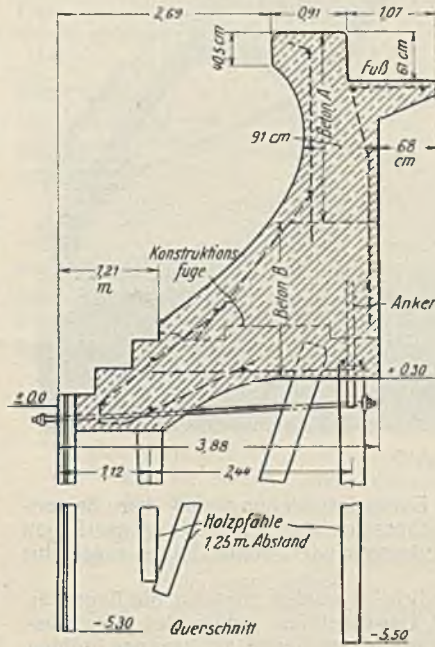


Abb. 2.

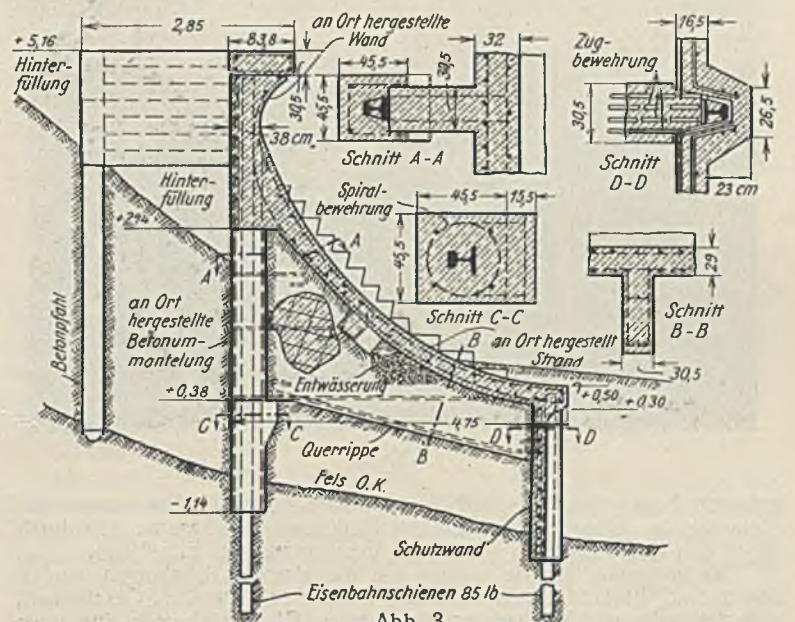


Abb. 3.

<sup>1)</sup> Von Heft 5 an erschienen im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Die Unfallberichte erscheinen in einer Reihe von Fachzeitschriften, u. a. auch in der „Bautechnik“.



Schutzwand, die zur Verhinderung von Unterspülungen dient, sowie die geschweißten Querrippen und der darauf aufliegende Längsunterzug unter der Mitte der parabolisch gewölbten Decke wurden als fertige, an der Luft erhärtete Stücke eingebaut. Die gewölbte Decke dagegen wurde an Ort betoniert. Die Querrippen haben 3 m lichten Abstand. Diese Bauweise bedurfte keiner Fangedämme und erwies sich als leicht und billig.

Die Ausführung lag in Händen der Shore Line Builders, Inc., Jacksonville, Fla., unter Mitwirkung der Architekten Treanor und Fatio, Palm Beach, Fla.

**Verwendung von Stahl zu Hilfskonstruktionen bei Betonbauten.** Bei der George Westinghouse-Brücke über das Turtle Creek-Tal, der längsten Eisenbeton-Bogenbrücke Amerikas, über deren Bau aus Eng. News-Rec. 1931, Bd. 106, Nr. 27 vom 23. April, S. 680, auszugweise in der Bautechn. 1931, Heft 49, S. 705, berichtet ist, sind sämtliche Bogen in Spannweiten von 60 bis 140 m mittels eines neuartigen Stahllehrgerüsts eingeschalt worden (Abb. 1). Dieses wurde aus einem patentierten System von genormten Elementen zusammengefügt, die sich leicht jeder Bogenform anpassen und in geeigneter Anzahl angesetzt werden. Die Wirtschaftlichkeit ist dadurch möglich, daß diese Gerüste eine mehrfache Wiederverwendung gestatten.

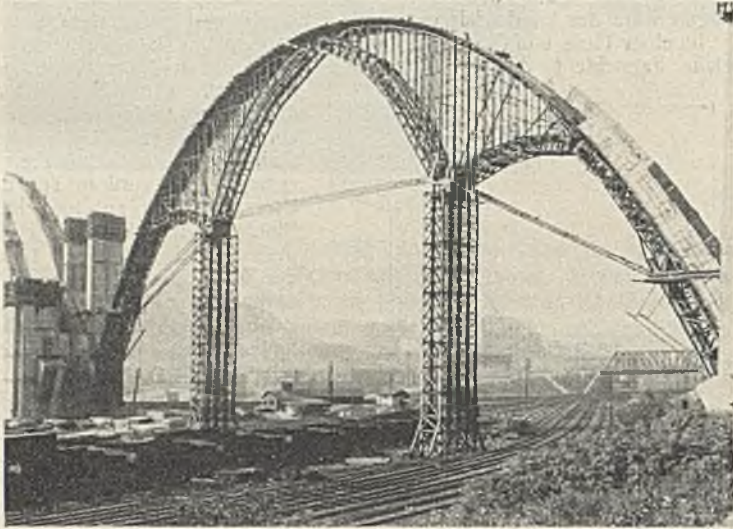


Abb. 1.

Hierauf wird schon bei der Entwurfsaufstellung und dem Baufortschrittsplan möglichst Rücksicht genommen durch Aufteilung der Bogen in einzelne Rippen, die in entsprechender Reihenfolge ausgeführt werden.

Bei der George Westinghouse-Brücke wurden zunächst die Bogen an den seitlichen Hängen auf halber Gewölbbreite eingerüstet. Nach beendetem Betonieren und Abbinden wurde das Gerüst auf eisernen Stühlen nach der anschließenden Gewölbehälfte verschoben (Abb. 2). Für die



Abb. 2.

größeren Bogen von 90 m und die Hauptöffnung von 140 m wurden die Elemente der Seitenöffnungen entsprechend zusammengesetzt. Hierdurch ergab sich insgesamt eine sechsfache Verwendung der Einzelteile.

Die gesamten Gerüste ebenso wie die eisernen Schalungen wurden von der auf diesem Gebiete besonders erfahrenen Blaw-Knox-Gesellschaft, gefertigt und gegen Mietberechnung geliefert. Diese hat bereits eine große

Anzahl ähnlicher Konstruktionen für große Brücken und andere Bauwerke, z. B. die Arlington Memorial-Brücke in Washington, den Ohio River-Boulevard in Pittsburgh, die Susquehanna-Eisenbahnbrücke usw. ausgeführt. W.

**Fritz Eiselen 70 Jahre alt.** Am 17. März vollendete der in weiten Kreisen wohlbekannte Hauptschriftleiter der Deutschen Bauzeitung, Regierungsbaumeister a. D. Fritz Eiselen, in voller Rüstigkeit sein 70. Lebensjahr. Geboren in Lennep, studierte er an den Technischen Hochschulen Karlsruhe und Berlin und ging 1892 als Stadtbaumeister zu dem Brückenbauamt der Stadt Berlin. 1900 trat er in die Schriftleitung der Deutschen Bauzeitung ein; nebenher (von 1901 ab) war er Geschäftsführer bzw. Direktor des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine; auch heute noch ist er Geschäftsführer des AGO. Seit Herbst 1923 ist Eiselen — nach dem Ausscheiden von Albert Hofmann — als verantwortlicher Hauptschriftleiter der Deutschen Bauzeitung und Herausgeber des Deutschen Baukalenders tätig. Seine eigenen fachliterarischen Arbeiten bestehen in zahlreichen Abhandlungen über konstruktive und bauwirtschaftliche Gegenstände; als Sondergebiete bevorzugt er Berufsfragen und Baurechtfragen.

Wir wünschen dem Jubilar noch viele weitere Jahre ungeschwächter Arbeitskraft und fruchtbringender Tätigkeit; möge ihm alsdann ein ruhiger, heiterer Lebensabend beschieden sein!  
Ls.

**Kleiner Mischer für Beton.** Für Instandsetzungen oder kleine Neuanlagen, bei denen sich der Einsatz eines kleinen mechanisch angetriebenen Mixers nicht lohnt, wird der Beton meist von Hand gemischt. Beim Mischen von Beton mit der Schaufel besteht jedoch die Gefahr, daß die Bestandteile nicht genügend durchgemischt werden und die Güte des Betons leidet.



Abb. 1. Kleiner Handmischer in Arbeitsstellung.



Abb. 2. Stellung des Mixers beim Entleeren.

Um auch bei Arbeiten kleinen Umfangs einen einwandfreien Beton zu erzeugen, ist ein kleiner Handmischer (der Maschinenfabrik Thorsden, Könnern) entstanden, der ebensoviel wie vier Mann mit der Schaufel leistet. Das Mischgefäß von 800 mm Durchm. und 500 oder 550 mm Tiefe ist entweder auf ein niedriges, kippbarees Fahrgestell, ähnlich dem einer Stechkarre, oder auf einen zweirädrigen Karren (Abb. 1) aufgesetzt, der infolge seiner besonderen Form leicht in die Entleerstellung gekippt werden kann (Abb. 2). Das Gefäß ruht auf einem staubsicheren Kugellager und ist unter 50° zur Waagerechten geneigt. In dieser Lage wird es um einen Stahldorn auf einer Stahlkugel gedreht, wobei es von zwei Rollen getragen wird, die den Dorn entlasten und eine leichte Bedienung ermöglichen. Zum Mischen von Beton wird der Behälter, der mit 70 bis 80 l (etwa die Hälfte des Gefäßinhaltes) der zu mischenden Stoffe gefüllt wird, an den Handhaben ruckweise etwa zehn Umdrehungen nach rechts und anschließend zehn Umdrehungen nach links gedreht. Beim Drehen des Gefäßes wird das Mischgut nach oben gehoben. Es überschlägt sich und rieselt beim Zusammenstürzen durcheinander. Wenn die trockenen Bestandteile genügend gemischt sind, wird die passende Menge Wasser zugegeben. Zum Entleeren wird der Mischer, der unmittelbar bis an die Einbringstelle des Betons gefahren werden oder einen Handkarren beschicken kann, mit dem Untergestell gekippt. Zum Kippen ist kein nennenswerter Kraftaufwand nötig. Sollen schlammige und dünnflüssige Stoffe oder Bestandteile von sehr unterschiedlichen Kornungen und Gewichten gemischt werden, so wird ein Ring mit Misch- und Rührarmen eingesetzt, der den Mischvorgang unterstützt. Im günstigsten Falle leistet der Mischer 80 l/min.  
R. —

**INHALT:** Die Straßenunterführung Elbeu unter dem Mittellandkanal. — Die Gründung des Berliner Shellhauses. — Der Kalschuppen am Südwesthafen in Hamburg. — Vermischtes: 25 Jahre Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. — Schutzbauten an der Küste von Florida. — Verwendung von Stahl zu Hilfskonstruktionen bei Betonbauten. — Fritz Eiselen 70 Jahre alt. — Kleiner Mischer für Beton.

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